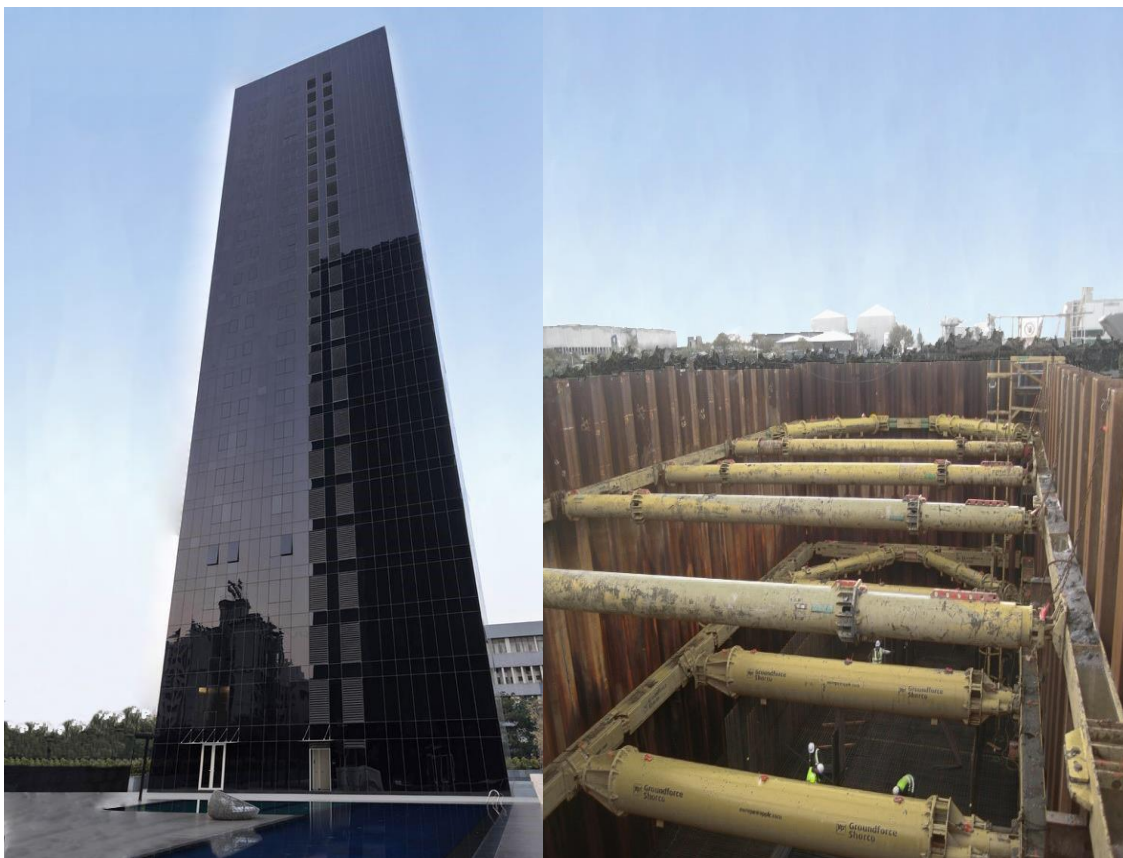




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου και
Σχεδιασμός Μεταλλικών Αντηρίδων Προσωρινής
Αντιστήριξης Βαθιάς Εκσκαφής



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κολιδάκη Σμαράγδα Ελένη - Ζαβιτσάνος Αναστάσιος

Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.

Αθήνα, Ιούλιος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/28

Κολιδάκη Σ. – Ζαβιτσάνος Α. (2020).
Μελέτη πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου και σχεδιασμός μεταλλικών αντηρίδων
προσωρινής αντιστήριξης βαθιάς εκσκαφής
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/28
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kolidaki S. – Zavitsanos A. (2020).
Design of a multi-storey steel building and of steel struts for the temporary support of
deep excavation
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/28
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Περιεχόμενα

Περίληψη.....	1
Abstract	2
Ευχαριστίες	3
1 Εισαγωγή.....	4
1.1 Γενικά	4
1.2 Γενικά στοιχεία έργου.....	5
1.2.1 Το κτίριο – ανωδομή.....	5
1.2.2 Προσωρινή αντιστήριξη εδαφών	13
1.3 Υλικά.....	19
1.3.1 Δομικός Χάλυβας	19
1.3.2 Σκυρόδεμα	20
1.3.3 Χάλυβας οπλισμών	21
1.3.4 Διατμητικοί ήλοι.....	21
2 Δράσεις επί των κατασκευών	23
2.1 Δράσεις επί της ανωδομής	23
2.1.1 Γενικά	23
2.1.2 Μόνιμες δράσεις	23
2.1.3 Μεταβλητές δράσεις	24
2.1.4 Σεισμικές δράσεις	43
2.1.5 Οριακές καταστάσεις για την ανωδομή.....	50
2.2 Δράσεις επί του τοίχου αντιστήριξης και των αντηρίδων	54
2.2.1 Μόνιμες δράσεις: Ίδια βάρη μεταλλικών στοιχείων.....	54
2.2.2 Μόνιμες δράσεις: Ωθήσεις γαιών	54
2.2.3 Προσομοίωση δράσεων στην έμπηξη τοίχου μεταλλικών πασσαλοσανίδων	58
2.2.4 Συνδυασμοί φόρτισης για την προσωρινή αντιστήριξη βαθιάς εκσκαφής	66
3 Ανάλυση και διαστασιολόγηση ανωδομής.....	67
3.1 Εισαγωγή – προσομοίωση υπό μελέτη κτιρίου στο στατικό πρόγραμμα Robot.....	67
3.1.1 Κάνναβος σχεδίασης μοντέλου.....	67
3.1.2 Ορισμός – σχεδίαση διατομών κτιρίου	68
3.1.3 Προσομοίωση στηρίξεων προσομοιώματος κτιρίου.....	69
3.1.4 Εισαγωγή φορτίων στο προσομοίωμα	69
3.1.5 Ιδιομορφική ανάλυση κατασκευής	70
3.1.6 Εισαγωγή σεισμικών φορτίων στην κατασκευή	71
3.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών κτιρίου	72
3.2.1 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής.....	75
3.2.2 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στην φάση λειτουργίας.....	75
3.3 Διαστασιολόγηση σύμμικτων δοκών κτιρίου	77
3.3.1 Έλεγχος συμμίκτων δοκών στην φάση κατασκευής.....	77
3.3.2 Έλεγχος συμμίκτων δοκών στην φάση λειτουργίας	79

3.4	Αποτελέσματα ανάλυσης	81
3.4.1	Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων	81
3.4.2	Ροπές κάμψης υποστυλωμάτων	82
3.4.3	Αξονικές δυνάμεις κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας	82
3.4.4	Τέμνουσες δυνάμεις δοκών	83
3.4.5	Ροπές κάμψης δοκών.....	83
3.5	Ανάλυση μελών κατασκευής	84
3.5.1	Έλεγχος φαινομένων 2 ^{ης} τάξης	84
3.5.2	Έλεγχος μελών σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	88
3.5.3	Έλεγχος μελών σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	105
3.5.4	Έλεγχος περιορισμού βλαβών κτιρίου.....	107
3.5.5	Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων	108
4	Ανάλυση και διαστασιολόγηση προσωρινής αντιστήριξης βαθιάς εκσκαφής	110
4.1	Προσομοίωση συστήματος αντιστήριξης στο robot	110
4.1.1	Σχεδίαση διατομής πασσαλοσανίδας	110
4.1.2	Κάναβος σχεδίασης.....	112
4.1.3	Σχεδίαση τοίχου αντιστήριξης	112
4.1.4	Σχεδίαση τραβερσών	113
4.1.5	Σχεδίαση αντηρίδων	114
4.1.6	Προσομοίωση στηρίξεων φορέα	115
4.1.7	Τελικός φορέας και φορτίσεις	117
4.2	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών και διαστασιολόγηση αντηρίδων	119
4.2.1	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών στις αντηρίδες	119
4.2.2	Διαστασιολόγηση αντηρίδων – έλεγχος επάρκειας διατομής KH 762x16	121
4.3	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών και διαστασιολόγηση τραβερσών	125
4.3.1	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών στις τραβέρσες	125
4.3.2	Διαστασιολόγηση τραβερσών – έλεγχος επάρκειας διατομών HEB 700, HEB 800	
4.4	Διαστασιολόγηση τοίχου αντιστήριξης από μεταλλικές πασσαλοσανίδες	130
4.4.1	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών στον τοίχο αντιστήριξης	131
4.4.2	Διαστασιολόγηση τοίχου αντιστήριξης από μεταλλικές πασσαλοσανίδες	132
5	Συνδέσεις.....	138
5.1	Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου με κύρια δοκό	138
5.2	Συνδέσεις μέσω του στατικού προγράμματος Robot	141
6	Συμπεράσματα.....	162
7	Βιβλιογραφία.....	163

Μελέτη πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου και σχεδιασμός μεταλλικών αντηρίδων προσωρινής αντιστήριξης βαθιάς εκσκαφής

Κολιδάκη Σ. - Ζαβιτσάνος Α. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός δεκαεξαώροφου μεταλλικού κτιρίου με χρήση ξενοδοχείου. Λόγω της ανάγκης ύπαρξης 3 υπόγειων επιπέδων διερευνάται βαθιά εκσκαφή βάθους 10 μέτρων και διαστασιολογείται σύστημα προσωρινής αντιστήριξης με χρήση μεταλλικών αντηρίδων. Ο τοίχος αντιστήριξης επιλέγεται να κατασκευαστεί από μεταλλικές πασσαλοσανίδες εμπηγνυόμενες στο έδαφος. Τόσο για την μελέτη της ανωδομής όσο και για αυτή της θεμελίωσης χρησιμοποιήθηκε το στατικό πρόγραμμα Robot Structural Analysis της Autodesk.

Το κτίριο της μελέτης αποτελείται από χαλύβδινο φέροντα οργανισμό, σύμμικτες πλάκες με χρήση χαλυβδόφυλλου καθώς επίσης και σύμμικτες δοκούς με διατμητικούς ήλους. Τα υποστυλώματα της κατασκευής θεωρούνται αρθρωμένα στις βάσεις τους και οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου χιαστί τοποθετούνται και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.

Το σύστημα προσωρινής αντιστήριξης βαθιάς εκσκαφής αποτελείται από τοίχο μεταλλικών πασσαλοσανίδων, μεταλλικές αντηρίδες και οριζόντιες τραβέρσες. Οι τραβέρσες χρησιμοποιούνται ως μέσο σύνδεσης των αντηρίδων με τον τοίχο αντιστήριξης.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής υλοποιήθηκε με βάση τους ισχύοντες Ευρωπαϊκούς Κανονισμούς. Η τελική επιλογή διατομών για τη μόρφωση των μελών των φορέων έγινε τόσο με κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας, όσο και με οικονομικά κριτήρια. Σκοπός αυτού ήταν να αποφευχθούν, κατά το δυνατόν, οι υπερβολικά μεγάλες διατομές και κατ' επέκταση τα μεγάλα κόστη κατασκευής.

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2020/28

Design of a multi-storey steel building and of steel struts for the temporary support of deep excavation

Kolidaki S. – Zavitsanos A. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The present diploma thesis deals with the analysis and design of a sixteen storey hotel building. A temporary support system of deep excavation with the use of steel struts is designed because of the basement's construction. The retained wall is constructed from steel sheet piles driving into the ground. The program Robot Structural Analysis was used for the analysis of the constructions.

The building consists of steel load-bearing elements, composite slabs with steel sheet and composite beam using shear pins. The columns are hinged on the base and there are vertical crosswise braces in both directions.

The temporary system of deep excavation is constructed from retain wall of steel sheet piles, steel struts and longitudinal beams. The longitudinal beams connect the steel struts with the retain wall.

The analysis and the design of both parts of the structure was implemented under current European regulations. The final selection of the cross sections which were used for the body members, became so with strength and functionality criteria as well economic criteria. The purpose of this, was to avoid, where possible, the excessively large cross sections and by this, large construction costs.

Ευχαριστίες

Η εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας σηματοδοτεί το πέρας των προπτυχιακών σπουδών μου στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Στο διάστημα αυτό κατακτήθηκαν πολλοί και διαφορετικοί στόχοι, οι οποίοι δεν θα μπορούσαν να γίνουν πράξη, χωρίς την συμβολή και υποστήριξη ορισμένων ανθρώπων που στάθηκαν δίπλα μου.

Καταρχάς, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Θανόπουλο Παύλο, καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π. και επιβλέποντα της εν λόγω διπλωματικής εργασίας, για το άψογο κλίμα συνεργασίας και την συστηματική του καθοδήγηση που ήταν ιδιαίτερα σημαντική για το τελικό αποτέλεσμα.

Επιπλέον, είμαι ευγνώμων για τις πολύτιμες συμβουλές του κ.Χόρτη Φίλιππου, υποψήφιου διδάκτορα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών, που συντέλεσαν καθοριστικά στην ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Ολοκληρώνοντας, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τους γονείς μου, Χρήστο και Κατερίνα, για την αγάπη, την υπομονή και την ηθική υποστήριξη τους όλα αυτά τα χρόνια.

Κολιδάκη Σμαράγδα – Ελένη

Ιούλιος 2020

Με το πέρας της διπλωματικής μου εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω από καρδιάς το επιβλέποντα καθηγητή κ.Παύλο Θανόπουλο για την ευκαιρία που μου έδωσε να εκπονήσω την διπλωματική μου εργασία στο εργαστήριο μεταλλικών κατασκευών του ΕΜΠ, καθώς επίσης για την απόλυτα άρτια και καθοριστική βοήθεια και στήριξη του τους τελευταίους μήνες της συνεργασίας μας.

Επιπλέον θα ήθελα να ευχαριστήσω τον υποψήφιο διδάκτορα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών κ. Χόρτη Φίλιππο για τις καθοριστικές συμβουλές και την στήριξη του στο σύνολο της πορείας εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας μας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να δώσω στους φίλους μου, συμφοιτητές μου και συναδέλφους πια, Μιχάλη, Μάριο & Σπύρο, για όλη τους την στήριξη και τις όμορφες στιγμές όλων των φοιτητικών μου χρόνων.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου Αποστολή και Κατερίνα και την αδελφή μου Βάλια για όλη την στήριξη, την υπομονή και την αγάπη όλα αυτά τα χρόνια.

Ζαβιτσάνος Τάσος

Ιούλιος 2020

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Το κτίριο το οποίο μελετάται αποτελεί μία κατασκευή ενός ξενοδοχειακού καταλύματος 16 ορόφων, με ύψος 51,20 μέτρα, στην παραθαλάσσια περιοχή του Ελληνικού, στο νομό Αττικής. Το εμβαδόν του κάθε ορόφου είναι 600 m² και η μέθοδος κατασκευής διαφοροποιείται από τα συνηθισμένα οικοδομικά έργα στην Ελλάδα, αφού επιλέχθηκε να μορφωθεί με χαλύβδινο φέροντα οργανισμό και σύμμικτες πλάκες σκυροδέματος.

Παράλληλα, στο συγκεκριμένο έργο απαιτείται η ύπαρξη 3 υπογείων επιπέδων γεγονός που δημιουργεί την ανάγκη μόρφωσης βαθιάς εκσκαφής βάθους 10 μέτρων. Το παραπάνω σε συνδυασμό με την στρωματογραφία της περιοχής οδηγεί στην κατασκευή συστήματος προσωρινής αντιστήριξης των εδαφών με χρήση τοίχου αποτελούμενου από μεταλλικές πασσαλοσανίδες, με την υποστήριξη αντηρίδων.



Εικόνα 1.1 Τοίχος αντιστήριξης με υποστήριξη αντηρίδων

Στο 1^ο κεφάλαιο παρατίθενται τα γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου και αναλύεται ο τρόπος λειτουργίας των επιμέρους δομικών στοιχείων. Δίνονται οι απαιτήσεις των Ευρωκωδίκων και επισημαίνονται οι συντελεστές για το συγκεκριμένο έργο.

Στο 2^ο κεφάλαιο αναλύονται όλες οι φορτίσεις που δρουν επί των κατασκευών και αναλύονται με βάση την κατηγορία τους (μόνιμες, μεταβλητές, σεισμικές, δράσεις ανέμου). Επίσης, δημιουργούνται οι συνδυασμοί φόρτισης σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, οι οποίοι θα χρησιμοποιηθούν για την διαστασιολόγηση των κατασκευών του έργου.

Στο 3^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση των μελών της ανωδομής. Συγκεκριμένα, αναλύεται η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας, υπολογισμένη στη δυσμενέστερη θέση φόρτισης. Στη συνέχεια, μελετάται η σύμμικτη δοκός με τη βοήθεια του πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator. Τέλος, παρουσιάζεται με λεπτομέρεια η διαδικασία εισαγωγής του κτιριακού προσομοιώματος στο στατικό

πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση, Robot Structural Analysis και διαστασιολογούνται όλα τα μέλη του κτιρίου στους ελέγχους που απαιτούνται για το καθένα. Πραγματοποιείται ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών, ο έλεγχος επιρροών 2ης τάξης, ο ικανοτικός έλεγχος που ορίζει ο Ευρωκώδικας καθώς και ο έλεγχος μεγίστων βελών.

Στο 4^ο κεφάλαιο, παρουσιάζεται η διαδικασία εισαγωγής του συστήματος προσωρινής αντιστήριξης της εκσκαφής στο στατικό πρόγραμμα και ο τρόπος σχεδίασής της. Όλα τα μέλη ελέγχονται με τις αντίστοιχες διατάξεις και κανονισμούς του ευρωκώδικα 3. Ο τοίχος αντιστήριξης μεταλλικών πασσαλοσανίδων διαστασιολογείται «με το χέρι» λόγω της προσέγγισης που πραγματοποιήθηκε στη σχεδίαση της διατομής του, ενώ οι μεταλλικές αντηρίδες και οι τραβέρσες υπολογίζονται από το στατικό πρόγραμμα.

Στο 5^ο κεφάλαιο υπολογίζονται τέσσερις βασικές συνδέσεις στο κτίριο. Συγκεκριμένα, η σύνδεση κύριας δοκού με διαδοκίδα, υποστυλώματος με κύρια δοκό και στους δύο άξονες του υποστυλώματος και κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με υποστύλωμα.

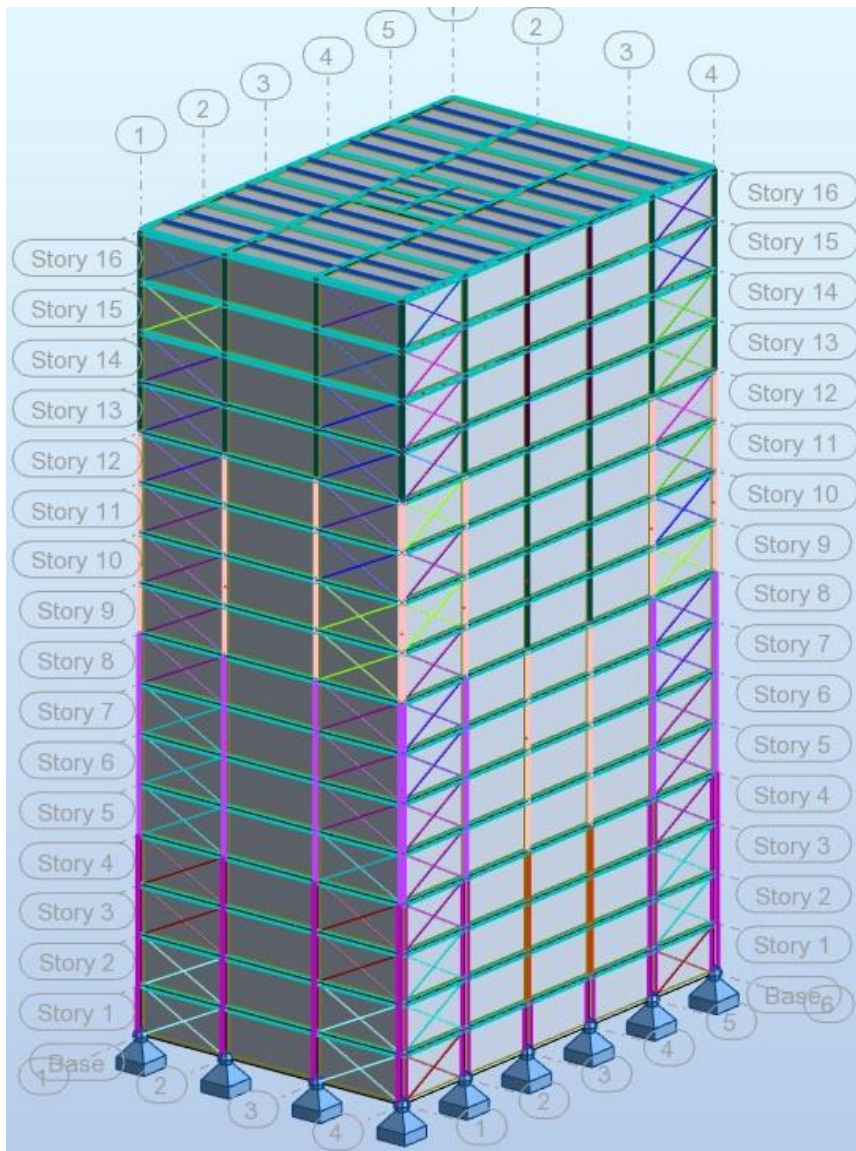
Στο 6^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται μερικά βασικά συμπεράσματα που προέκυψαν από συνολική μελέτη του έργου.

1.2 Γενικά στοιχεία έργου

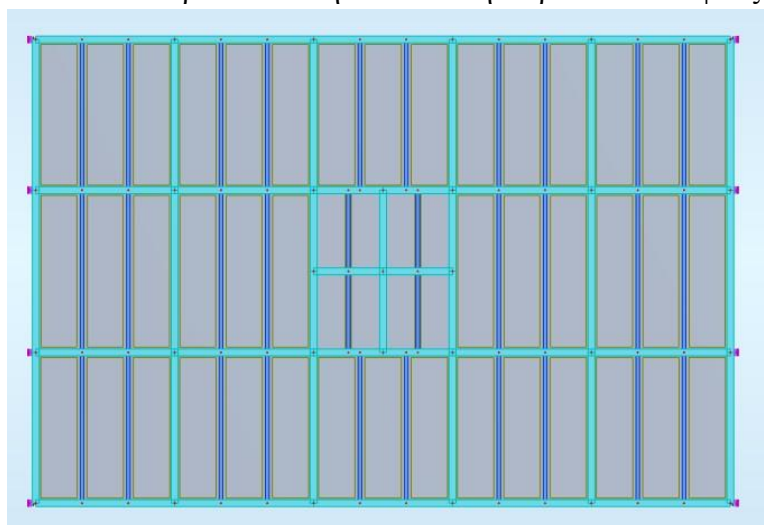
Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφεται η δομή του κτιρίου ως προς τον φέροντα οργανισμό, τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή του καθώς επίσης και ο φέρων οργανισμός του συστήματος προσωρινής αντιστήριξης βαθιάς εκσκαφής.

1.2.1 Το κτίριο – ανοδομή

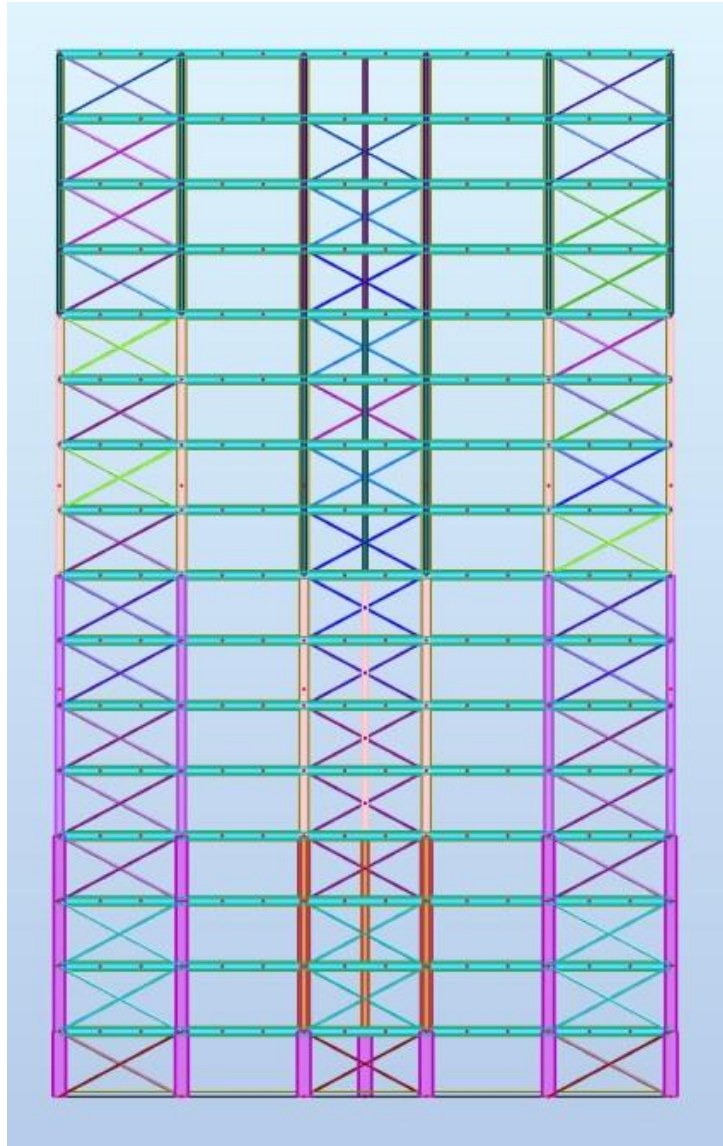
Το κτίριο που μελετάται έχει χρήση ξενοδοχείου και αποτελείται από δεκαέξι υπέργειους ορόφους, οι οποίοι έχουν την ίδια τυπική κάτοψη. Το ύψος κάθε ορόφου είναι $H = 3,20$ m και η κάτοψη κάθε ορόφου έχει διαστάσεις 20 m X 30 m. Το συγκεκριμένο έργο θα πραγματοποιηθεί στην περιοχή του Ελληνικού στην Αθήνα, σε απόσταση μικρότερη των 10 χλμ από την θάλασσα.



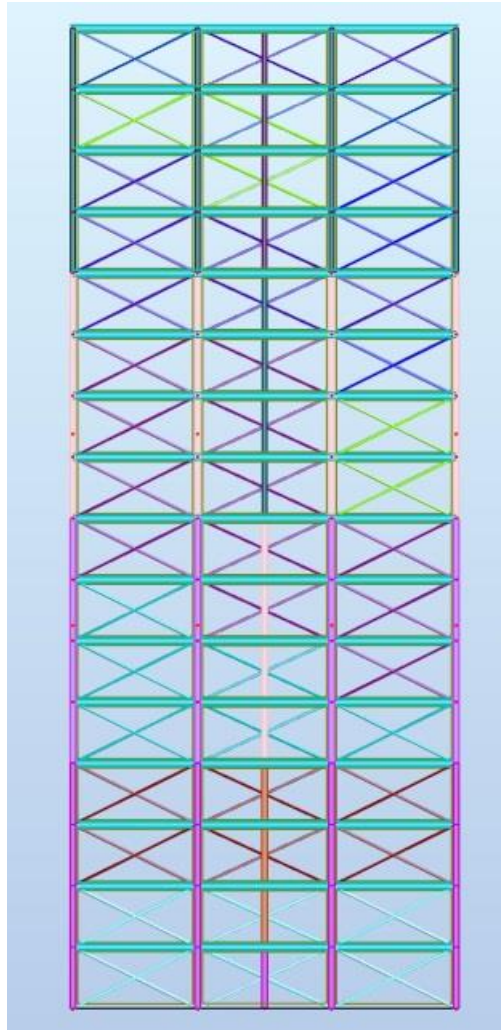
Εικόνα 1.2 Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιριακού κελύφους.



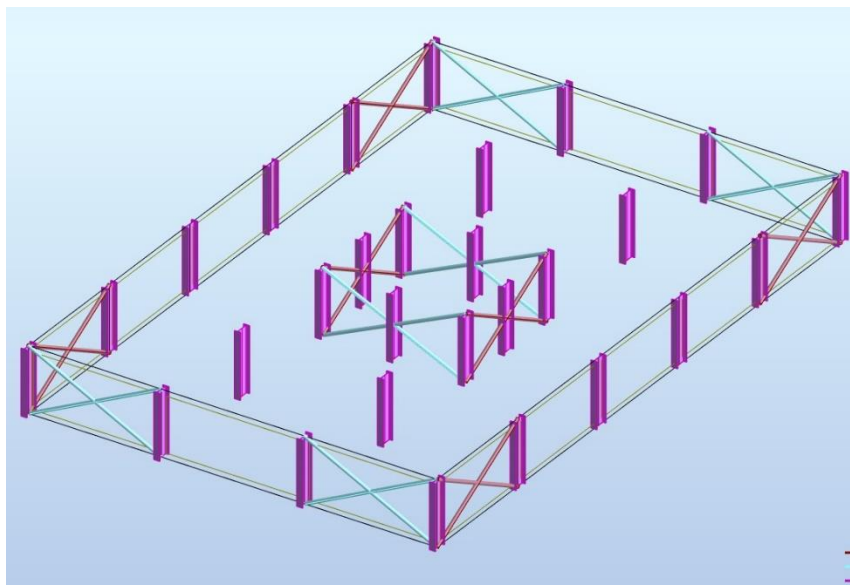
Εικόνα 1.3 Κάτοψη τυπικού ορόφου.



Εικόνα 1.4 Όψη YZ κτιρίου.



Εικόνα 1.5 Όψη XZ κτιρίου.



Εικόνα 1.6 Διάταξη υποστυλωμάτων και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας τυπικού ορόφου.

1.2.1.1 Φέρων οργανισμός ανωδομής

Όλες οι κύριες δοκοί του κτιρίου είναι σύμμικτες πρότυπες διατομές ΗΕΑ, οι διαδοκίδες σύμμικτες πρότυπες διατομές ΙΡΕ και οι πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η συνεργασία δοκού – πέλματος επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση διαμηθικών ήλων κεφαλής στην επιφάνεια σκυροδέματος και σιδηροδοκού. Στο κτίριο για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρότυπης διατομής CHS και στις δύο διευθύνσεις. Παράλληλα, τα υποστυλώματα έχουν τοποθετηθεί με τέτοιο προσανατολισμό έτσι ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας εντός του επιπέδου ΥΖ.

Τα μεταλλικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού είναι κατασκευασμένα από χάλυβα S275 και S355, ενώ στις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιείται σκυρόδεμα C25/30. Οι δοκοί είναι αρθρωτές στα υποστυλώματα και σχεδιάστηκαν έτσι ώστε να παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Ταυτόχρονα δεν συμμετέχουν έτσι στην παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων.

Για τη διαμόρφωση των ορόφων επιλέχθηκαν σύμμικτες πλάκες οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και τα φορτία σχετικά με τη διάστρωση κατά τη φάση σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας τα δύο υλικά λειτουργούν μαζί ως σύμμικτη πλάκα. Στις σύμμικτες πλάκες προβλέπεται ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός προστατεύει το σκυρόδεμα από ρηγμάτωση αφετέρου βοηθάει στην παραλαβή των αρνητικών ροπών.

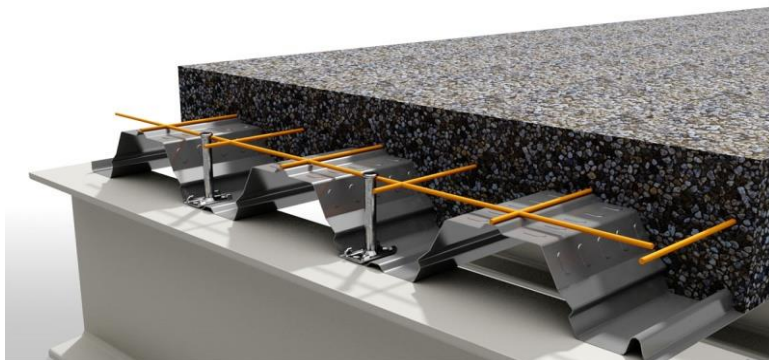
ΔΟΚΟΙ ΚΤΙΡΙΟΥ - S355	
ΚΥΡΙΟΙ ΔΟΚΟΙ	ΗΕΑ 360
ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ	ΙΡΕ 330

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ Υ	
ΟΡΟΦΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΕΣ - S275
0	CHS 168.3X12
1	CHS 168.3X10
2	CHS 168.3X10
3	CHS 168.3X8
4	CHS 168.3X8
5	CHS 168.3X8
6	CHS 168.3X6.3
7	CHS 168.3X6.3, CHS 168.3X4
8	CHS 168.3X8, CHS 168.3X5, CHS 168.3X4, CHS 168.3X2
9	CHS 168.3X6, CHS 168.3X5, CHS 168.3X4
10	CHS 168.3X8, CHS 168.3X3.6, CHS 168.3X3.2
11	CHS 168.3X6, CHS 168.3X5, CHS 168.3X3.6
12	CHS 168.3X8, CHS 168.3X4, CHS 168.3X3.2
13	CHS 168.3X6, CHS 168.3X5, CHS 168.3X3.6, CHS 168.3X3.2
14	CHS 168.3X3.6,
15	CHS 139.7X6, CHS 139.7X4, CHS 139.7X3.2

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ Χ	
ΟΡΟΦΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΕΣ - S275
0	CHS 168.3X12.5
1	CHS 168.3X12.5
2	CHS 168.3X12
3	CHS 168.3X12, CHS 168.3X10
4	CHS 168.3X10
5	CHS 168.3X10, CHS 168.3X8
6	CHS 168.3X10, CHS 168.3X8
7	CHS 168.3X8
8	CHS 168.3X8, CHS 168.3X5
9	CHS 168.3X8, CHS 168.3X5, CHS 168.3X4
10	CHS 168.3X8, CHS 168.3X4
11	CHS 168.3X6.3
12	CHS 168.3X8, CHS 168.3X4
13	CHS 168.3X6.3, CHS 168.3X5, CHS 168.3X4
14	CHS 168.3X5, CHS 168.3X4, CHS 139.7X8, CHS 139.7X6
15	CHS 139.7X6, CHS 139.7X3.2

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΚΤΙΡΙΟΥ - S355			ΟΜΑΔΑ Α	ΟΜΑΔΑ Β
ΟΡΟΦΟΣ	ΟΜΑΔΑ Α	ΟΜΑΔΑ Β		
0	HEB700	HEB700	■	■
1	HEB600	HEB360	■	■
2	HEB600	HEB360	■	■
3	HEB600	HEB360	■	■
4	HEB400	HEB280	■	■
5	HEB400	HEB280	■	■
6	HEB400	HEB280	■	■
7	HEB400	HEB280	■	■
8	HEB280	HEA240	■	■
9	HEB280	HEA240	■	■
10	HEB280	HEA240	■	■
11	HEB280	HEA240	■	■
12	HEA240	HEA220	■	■
13	HEA240	HEA220	■	■
14	HEA240	HEA220	■	■
15	HEA240	HEA220	■	■

Εικόνα 1.7 Διατομές μελών πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου.



Εικόνα 1.8 Σύμμικτη πλάκα από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα.

1.2.1.2 Υαλοπετάσματα όψεων – curtain walls

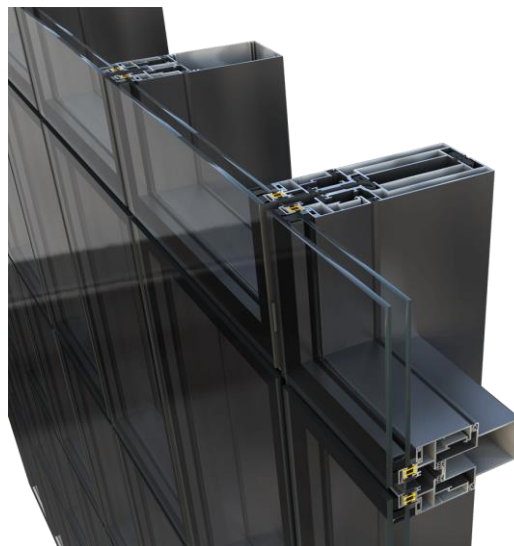
Για τις προσόψεις του κτιρίου λόγω των αυξημένων απαιτήσεων αρχιτεκτονικής ενός σύγχρονου πολυτελούς ξενοδοχειακού καταλύματος στο κέντρο της πόλης, επιλέχθηκε η χρήση θερμομονωτικών υαλοπετασμάτων υψηλής αισθητικής. Συγκεκριμένα επιλέχθηκε η εφαρμογή συστήματος υαλοπετασμάτων SMARTIA M85s της εταιρίας Alumil. Το συγκεκριμένο σύστημα χαρακτηρίζεται από πληθώρα πλεονεκτημάτων σε σχέση με μια συμβατική εφαρμογή εξωτερικών όψεων από συνήθη δομικά υλικά αφού προσφέρει στο κτίριο:

- Υψηλή ενεργειακή απόδοση
- Αυξημένο επίπεδο ασφάλειας
- Ενίσχυση φυσικού φωτισμού
- Αυξημένη στατικότητα και λειτουργικότητα σε ακραία καιρικά φαινόμενα

Το σύστημα των υαλοπετασμάτων στηρίζεται με μηχανικά μέσα πάνω στις κύριες δοκούς σε κάθε επίπεδο του κτιριακού κελύφους.



Εικόνα 1.9 Εφαρμογή συστήματος υαλοπετασμάτων SMARTIA M85s της εταιρίας ALUMIL σε κτίριο μεγάλου ύψους στην Νέα Υόρκη – ΗΠΑ.



Εικόνα 1.10 Τομή συστήματος υαλοπετασμάτων SMARTIA M85s της εταιρίας ALUMIL.

1.2.1.3 Εσωτερικές ψευδοροφές κτιρίου

Σε όλους του εσωτερικούς χώρους του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν οροφές με ισόπεδο μεταλλικό σκελετό από γυψοσανίδα με τοποθέτηση πετροβάμβακα στο εσωτερικό διάκενο. Η χρήση ψευδοροφών από γυψοσανίδα είναι αναγκαία στο συγκεκριμένο κτίριο ξενοδοχείου αφού αφενός προσφέρει κάλυψη Η/Μ εγκαταστάσεων οροφής (συστήματα κλιματισμού και μηχανικού αερισμού, συστήματα πυρόσβεσης κ.α.) και αφετέρου δυνατότητα αρχιτεκτονικών παρεμβάσεων με στόχο το βέλτιστο αισθητικό αποτέλεσμα (κρυφοί φωτισμοί οροφής, κάλυψη δοκών και άλλων δομικών στοιχείων).

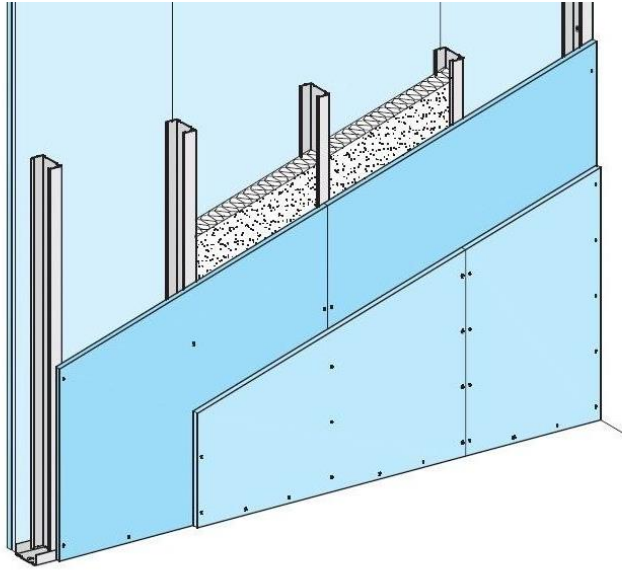
Στο εσωτερικό όλων των οροφών λόγω της τοποθέτησης πλακών πετροβάμβακα εν επαφή με την άνω πλάκα σκυροδέματος επιτυγχάνεται ιδιαίτερα αυξημένη θερμομόνωση και ηχομόνωση μεταξύ των ορόφων – ιδιαίτερα σημαντική παράμετρος για ένα κτίριο ξενοδοχειακού καταλύματος. Παράλληλα, η χρήση πετροβάμβακα προσφέρει αυξημένα επίπεδα πυραντοχής αφού σαν υλικό είναι άκαυστο μέχρι τους 1000°C, με αποτέλεσμα η εφαρμογή του στις οροφές να αποτελεί φράγμα για τη μετάδοση της πυρκαγιάς μεταξύ των ορόφων.



Εικόνα 1.11 Ενδεικτική εφαρμογή ψευδοροφής με εφαρμογή πετροβάμβακα.

1.2.1.4 Ελαφριά εσωτερικά χωρίσματα

Σε όλες τις εσωτερικές τοιχοποιίες του κτιρίου θα χρησιμοποιηθούν ελαφρά χωρίσματα από διπλές γυψοσανίδες εκατέρωθεν (αυξημένες αντοχές έναντι κρούσης) με εσωτερικό σκελετό από χαλύβδινους ορθοστάτες διατομής U ή C ανάλογα με την διάταξη του τοίχου (Εικόνα 1.12). Σε όλες τις επιφάνειες εσωτερικά του σκελετού τοποθετείτε πλάκα πετροβάμβακα για την επίτευξη μέγιστης ηχομόνωσης και θερμομόνωσης μεταξύ των δωματίων. Το πάχος των εσωτερικών χωρισμάτων είναι περίπου 100mm.



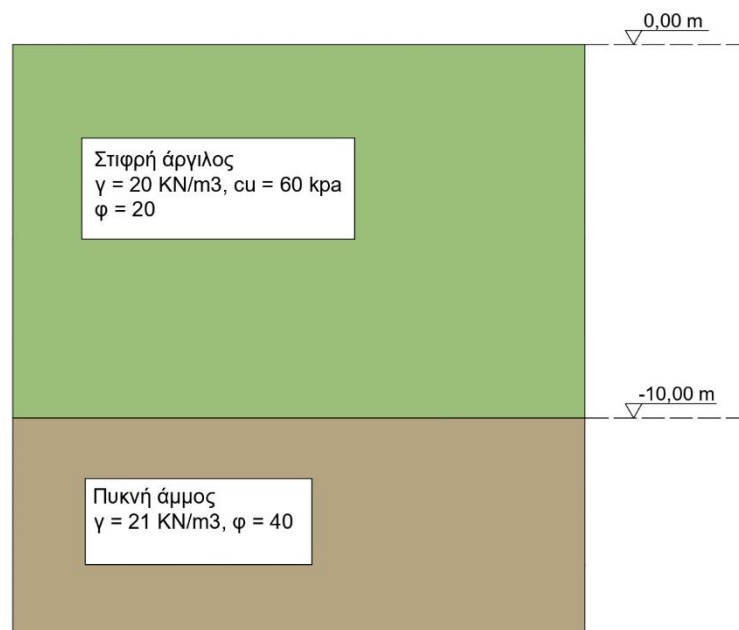
Εικόνα 1.12 Τοιχοποιία σε μεταλλικό σκελετό- μονός μεταλλικός σκελετός, διπλή στρώση γυψοσανίδα.

1.2.2 Προσωρινή αντιστήριξη εδαφών

Για την προσωρινή αντιστήριξη των εδαφών κατά την φάση εκσκαφής της θεμελίωσης και των υπόγειων, κατασκευάζεται τοίχος αντιστήριξης από μεταλλικές πασσαλοσανίδες (steel sheet piles), οι πλευρές του οποίου ενώνονται με μεταλλικές αντηρίδες σε δύο στάθμες, κατά τον άξονα x της κατασκευής. Το βάθος εκσκαφής είναι $H = 10$ m και το βάθος έμπηξης του τοίχου αντιστήριξης λαμβάνεται ίσο με $h = 2$ m. Το εμβαδόν της εκσκαφής είναι 23 m X 30 m.

1.2.2.1 Στρωματογραφία περιοχής έργου

Η στρωματογραφία της περιοχής αποτυπώνεται στην εικόνα 1.13, παρακάτω. Ο υδροφόρος ορίζοντας είναι χαμηλότερα από την εκσκαφή του έργου και οι εδαφικοί σχηματισμοί που παρουσιάζονται είναι κορεσμένοι.



Εικόνα 1.13 Στρωματογραφία περιοχής του έργου.

1.2.2.2 Φέρων οργανισμός προσωρινής αντιστήριξης και γεωμετρικά χαρακτηριστικά προσομοιώματος

Στον πίνακα 1.1 παρουσιάζονται οι τελικές διατομές των δομικών μελών από χάλυβα που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή της προσωρινής αντιστήριξης των εδαφών. Επισημαίνεται ότι, στην παρούσα διπλωματική αναλύεται η μία διεύθυνση διάταξης των αντηρίδων και συγκεκριμένα η μεγαλύτερη πλευρά της εκσκαφής. Ο τοίχος αντιστήριξης κατασκευάζεται από μεταλλικές πασσαλοσανίδες (steel sheet piles) και η διατομή αυτών επιλέγεται με βάση τον κατάλογο της εταιρείας Arcelor Mittal.

Πίνακας 1.1 Διατομές δομικών μελών.

Μέλος	Μεταλλικές Διατομές
Αντηρίδες	KH 762x16
Τραβέρσες άνω στάθμης	HEB 700
Τραβέρσες κάτω στάθμης	HEB 800
Μεταλλική πασσαλοσανίδα (steel sheet piles)	GU 15 – 500*

*Arcelor Mittal, Steel Sheet Piling General Catalogue 2008

Section	Width		Height		Thickness		Sectional area cm ² /m	Mass		Moment of inertia cm ⁴ /m	Elastic section modulus cm ³ /m	Static moment cm ³ /m	Plastic section modulus cm ³ /m	Class ^{1,2}											
	b mm	h mm	t mm	s mm	kg/m of single pile	kg/m ² of wall		S 240 GP	S 270 GP					S 320 GP	S 355 GP	S 390 GP	S 430 GP	S 460 AP							
GU sections																									
GU 7-600	600	309	7.5	6.4	100	47.0	78	11350	735	435	890	2	2	3	3	-	-	-							
GU 8-600	600	309	8.5	7.1	110	51.8	86	12690	820	485	995	2	2	2	2	-	-	-							
GU 9-600	600	309	9.5	7.9	121	57.0	95	14060	910	540	1105	2	2	2	2	-	-	-							
GU 12-500	500	340	9.0	8.5	144	56.6	113	19640	1155	680	1390	2	2	2	2	-	-	-							
GU 13-500	500	340	10.0	9.0	155	60.8	122	21390	1260	740	1515	2	2	2	2	-	-	-							
GU 15-500	500	340	12.0	10.0	177	69.3	139	24810	1460	855	1755	2	2	2	2	-	-	-							
GU 16-400	400	290	12.7	9.4	197	62.0	155	22580	1560	885	1815	2	2	2	2	-	-	-							
GU 18-400	400	292	15.0	9.7	221	69.3	173	26090	1785	1015	2080	2	2	2	2	-	-	-							

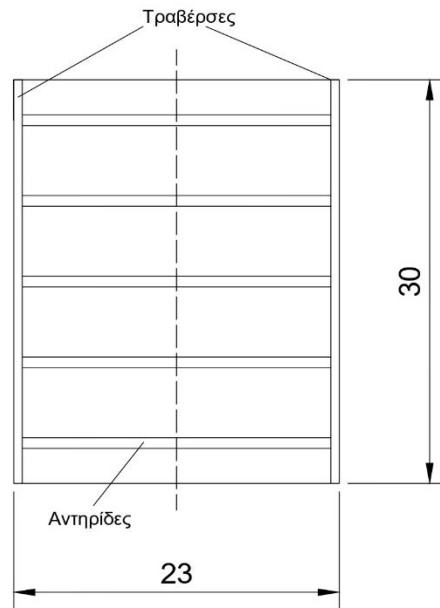
^{1,2} Classification according to EN 1993-5. Class 1 is obtained by verification of the rotation capacity for a class-2 cross-section. A set of tables with all the data required for design in accordance with EN 1993-5 is available from our Technical Department.

Εικόνα 1.14 Επιλογή διατομής μεταλλικής πασσαλοσανίδας από τον κατάλογο της Arcelor Mittal, Steel Sheet Piling General Catalogue 2008.

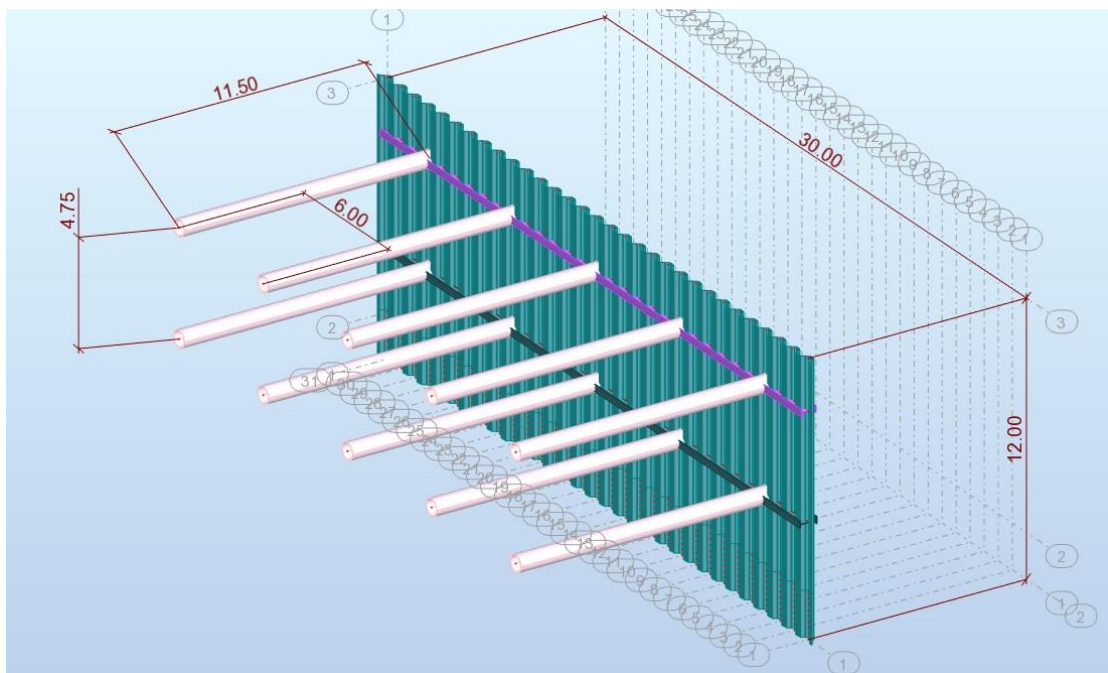
Στον πίνακα 1.2 παρουσιάζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εκσκαφής και του χωρικού προσομοιώματος του συστήματος προσωρινής αντιστήριξης. Επισημαίνεται ότι στο χωρικό προσομοίωμα που δημιουργήθηκε στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis μελετάται το μισό πλάτος εκσκαφής και αντηρίδας, αφού το συνολικό πρόβλημα είναι συμμετρικό ως προς τον άξονα y. Για την σωστή προσομοίωση αυτού του προβλήματος στα άκρα των αντηρίδων τοποθετούνται κυλιόμενες πακτώσεις κατά τον τοπικό άξονα της αντηρίδας.

Πίνακας 1.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εκσκαφής και χωρικού προσομοιώματος.

Συνολικό μήκος εκσκαφής	30 m
Πλάτος εκσκαφής	23 m
Βάθος εκσκαφής	10 m
Βάθος έμπηξης πασσαλοσανίδων	2 m
Κατακόρυφη απόσταση άνω-κάτω αντηρίδων	4,75 m
Διαμήκη απόσταση διαδοχικών κεντρικών αντηρίδων	6 m
Διαμήκη απόσταση ακριανών αντηρίδων από τα όρια της εκσκαφής	3 m
Συνολικό μήκος αντηρίδας	23 m
Μήκος αντηρίδας στο χωρικό προσομοίωμα	11,5 m



Εικόνα 1.15 Κάτοψη XY βαθιάς εκσκαφής.

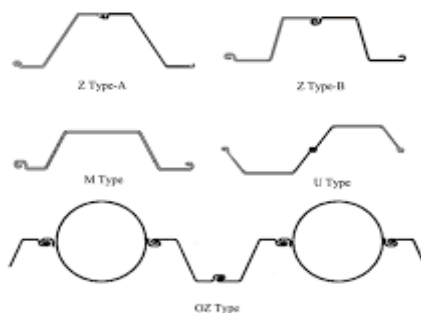


Εικόνα 1.16 Τρισδιάστατη απεικόνιση χωρικού προσομοιώματος - επίλυση συμμετρικού φορέα.

1.2.2.3 Μεταλλικές πασσαλοσανίδες (steel sheet piles)

Οι πασσαλοσανίδες είναι μακρά δομικά στοιχεία, λεπτής διατομής που αλληλοσυνδέονται καθ' όλο το ύψος τους, δημιουργώντας έτσι ένα συνεχές τοίχο αντιστήριξης, για την συγκράτηση εδαφών ή και νερού. Το υλικό κατασκευής τους μπορεί να ποικίλει, αλλά ο χάλυβας είναι η κυρίαρχη επιλογή υλικού λόγω της διαθεσιμότητάς του στο εμπόριο, της αντοχής του και της εύκολης αποθήκευσης του.

Οι πιο διαδεδομένες διατομές που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή των μεταλλικών πασσαλοσανίδων είναι οι διατομές U και οι διατομές Z.



Εικόνα 1.17 Πρότυπες διατομές μεταλλικών πασσαλοσανίδων.

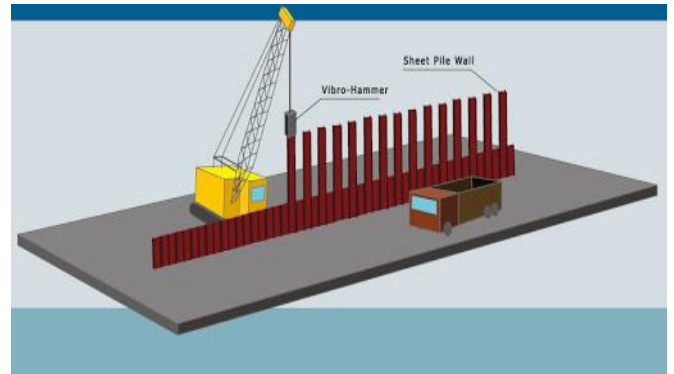
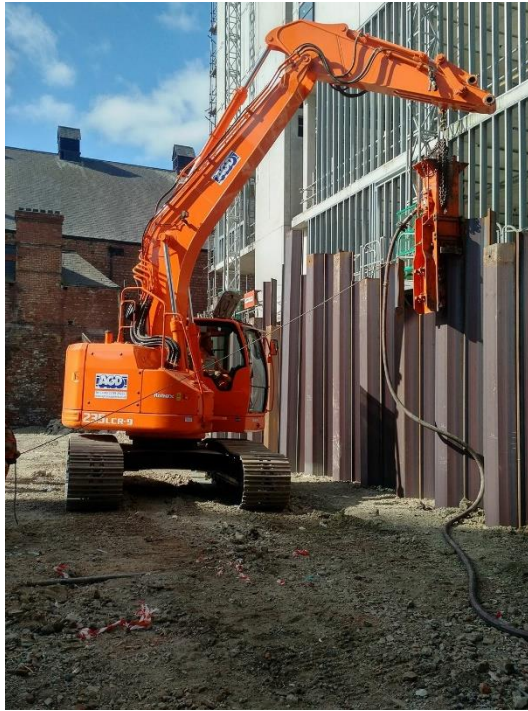
Η έμψη των πασσαλοσανίδων εντός των γεωυλικών είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί με μία ή με συνδυασμό των παρακάτω τρόπων, αφού επιβεβαιωθεί ότι η τελικώς επιλεγείσα μέθοδος έμψης δεν προκαλεί ζημιές σε παρακείμενα κτήρια και εγκαταστάσεις ή ακόμη και σε γειτονικές πασσαλοσανίδες:

- Άσκηση κρούσης
- Άσκηση δονήσεων
- Άσκηση πίεσης

Οι πιο συνηθισμένοι τύποι εξοπλισμού έμψης πασσαλοσανίδων είναι:

- Κρουστικές σφύρες ελεύθερης πτώσης
- Υδραυλικές κρουστικές σφύρες
- Δονητικές σφύρες υψηλής και χαμηλής συχνότητας
- Συστήματα άσκησης πίεσης

Ωστόσο σε περιπτώσεις γεωτεχνικών συνθηκών, όπως πυκνές άμμοι ή χαλίκια πάνω από το επίπεδο του υδροφόρου ορίζοντα ή ακόμη και στρώματα στιφρών αργίλων (όπως αναλύεται στην παρούσα διπλωματική), η άσκηση δονήσεων μπορεί τελικώς να καταστεί αναποτελεσματική. Σε αυτές τις περιπτώσεις είναι δυνατόν να απαιτηθεί η εφαρμογή τεχνικών υποβοήθησης της έμψης ή η έμψη να πραγματοποιηθεί με τη βοήθεια κρούσεων. Μερικές τεχνικές υποβοήθησης είναι η εκτόξευση νερό, ή προδιάτρηση ή ανατινάξεις με τρόπο που να μην προκαλούνται βλάβες στα παρακείμενα κτίρια.



Εικόνα 1.18 Έμψη πασσαλοσανίδων εντός του εδάφους με χρήση δονητικής σφύρας.

Ένα από τα πλεονεκτήματα της κατασκευής τοίχου από μεταλλικές πασσαλοσανίδες είναι ότι υπάρχει η δυνατότητα εξαγωγής της πασσαλοσανίδας μετά την ολοκλήρωση του έργου και η επαναχρησιμοποίηση του υλικού σε κάποιο άλλο έργο. Ωστόσο, σε ένα οικιστικό περιβάλλον οι πασσαλοσανίδες χρησιμοποιούνται ως μόνιμος τοίχος και δεν αφαιρούνται μετά το πέρας της κατασκευής καθώς παρέχεται ανθεκτικότητα και στεγανότητα στην κατασκευή και κυρίως στα τοιχεία των υπογείων. Επιπρόσθετα, το σχήμα της πασσαλοσανίδας είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί ως μεταλλότυπος για την κατασκευή των υπογείων με σκοπό την μείωση του κόστους της κατασκευής, λογική που ακολουθείται και στο έργο της παρούσας διπλωματικής.



Εικόνα 1.19 Έμψη μεταλλικών πασσαλοσανίδων πριν την εκσκαφή.



Εικόνα 1.20 Κατασκευή τοίχου αντιστήριξης από μεταλλικές πασσαλοσανίδες και αντρίδες.

1.3 Υλικά

Το κτίριο το οποίο μελετάται είναι σύμμικτη κατασκευή με μεταλλικά υποστρώματα και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, σύμμικτες δοκούς (κύριες και δευτερεύουσες) και πλάκες. Χρησιμοποιείται χάλυβας ποιότητας S355 για τις διατομές των υποστρωμάτων και δοκών, χάλυβας ποιότητας S275 για τις διατομές συνδέσμων δυσκαμψίας και σκυρόδεμα C25/30 για τις σύμμικτες πλάκες.

Το σύστημα προσωρινής αντιστήριξης είναι μεταλλική κατασκευή με μεταλλικές αντρίδες, τραβέρσες και μεταλλικές πασσαλοσανίδες ως τοίχο αντιστήριξης. Χρησιμοποιείται χάλυβας S275 για όλα τα μέλη του συστήματος προσωρινής αντιστήριξης. Όλα τα χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες των παραπάνω υλικών παρουσιάζονται παρακάτω.

1.3.1 Δομικός Χάλυβας

Στο συγκεκριμένο κτίριο επιλέχθηκε οι διατομές των υποστρωμάτων και των δοκών να σχεδιαστούν με ανώτερης ποιότητας χάλυβα από τα υπόλοιπα μεταλλικά μέλη του φέροντος οργανισμού (προς επίτευξη στατικής επάρκειας με μικρότερη διάσταση διατομών) και ως εκ τούτου κατασκευάζονται από χάλυβα S355. Για όλα τα υπόλοιπα μέλη χρησιμοποιείται χάλυβας S275. Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά κάθε ποιότητας δομικού χάλυβα δίνονται από την ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 1025 και παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 1.3 Χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα ανεξαρτήτου ποιότητας

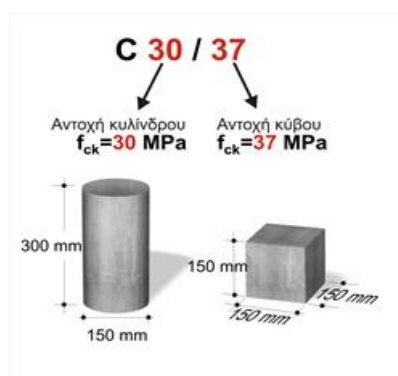
Μέτρο Ελαστικότητας	$E=210.000 \text{ Mpa}$
Μέτρο διάτμησης	$G=80.796 \text{ Mpa}$
Ειδικό Βάρος	$\gamma_a = 78,5 \text{ Kn/m}^3$
Σταθερά Poison	$\nu_a = 0,3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$ όπου $\gamma_M = 1,00$

Πίνακας 1.4 Ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ

Ποιότητα χάλυβα κατά EN 10025-2	πάχος στοιχείου t		πάχος στοιχείου t	
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$	
	f_y (Mpa)	f_u (Mpa)	f_y (Mpa)	f_u (Mpa)
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470

1.3.2 Σκυρόδεμα

Η κατηγορία σκυροδέματος που χρησιμοποιείται σε ένα δομικό έργο καθορίζεται με βάση την θλιπτική του αντοχή, σε κατάσταση σκλήρυνσης, 28 ημέρες μετά την ημέρα της παρασκευής του. Κάθε ποιότητα σκυροδέματος (Concrete – C) π.χ. C30/37, χαρακτηρίζεται από δύο ισοδύναμες μεταξύ τους αντοχές, που στο συγκεκριμένο παράδειγμα είναι 30 MPa και 37 MPa (εικόνα 1.21). Η πρώτη αντοχή είναι η χαρακτηριστική αντοχή f_{ck} πρότυπου κυλινδρικού δοκιμίου και η δεύτερη αντοχή είναι η χαρακτηριστική αντοχή πρότυπου κυβικού δοκιμίου. Στην κατασκευή μας για την μόνωση των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C25/30.



Εικόνα 1.21 Χαρακτηριστικές τιμές κυλινδρικού και κυβικού δοκιμίου.

Πίνακας 1.5 Ιδιότητες και χαρακτηριστικά σκυροδέματος

Μέτρο Ελαστικότητας	$E_c = 31.000 \text{ Mpa}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Λόγος Poisson για ελαστικές παραμορφώσεις	$\nu = 0,20$
Τάση σχεδιασμού	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ όπου $\gamma_c = 1,50$

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών λαμβάνουμε υπόψιν την μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων φόρτισης . Έτσι η οριακή θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι $0,85 f_{cd}$.

Πίνακας 1.6 Τιμές αντοχών σκυροδέματος C25/30 σε Mpa

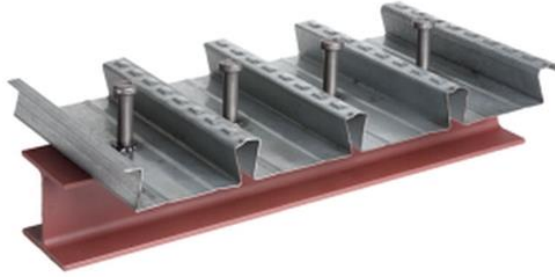
Ποιότητα σκυροδέματος	f_{ck}	f_{cm}	f_{ctm}	$f_{ctk0.05}$	$f_{ctk0.95}$
C25/30	25	2,90	2,60	1,80	3,30

1.3.3 Χάλυβας οπλισμών

Σε όλες τις σύμμικτες διατομές του κτιρίου (σύμμικτες δοκοί και πλάκες) χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμών B500C υψηλής αντοχής και ολκιμότητας , με όριο διαρροής $f_{ys} = 500 \text{ Mpa}$. Όλα τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του χάλυβα οπλισμού είναι όμοια με εκείνα του δομικού χάλυβα που παρουσιάστηκαν παραπάνω .

1.3.4 Διατμητικοί ήλοι

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας των δοκών είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Η παραλαβή αυτή γίνεται με μηχανικά μέσα που ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι που στην περίπτωση μας είναι διατμητικοί ήλοι κεφαλής. Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής αποτελούν το συνηθέστερο τύπο τύπο διατμητικών συνδέσμων λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής και της πλεονεκτικής συμπεριφοράς τους. Η κεφαλή του ήλου εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλληση της από την σιδηροδοκό.



Εικόνα 1.22 Εφαρμογή διατμητικών ήλων κεφαλής σε χαλυβδόφυλλο επί σιδηροδοκού.

2 Δράσεις επί των κατασκευών

2.1 Δράσεις επί της ανωδομής

2.1.1 Γενικά

Μία κατασκευή πρέπει να δομείται με τέτοιο τρόπο ώστε να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις που εμφανίζονται από το περιβάλλον κατά τη διάρκεια ζωής της και να παραμένει κατάλληλη για χρήση. Ανάλογα με την χρήση, τη θέση και την μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις βάσει των οποίων θα γίνει η ανάλυση του φορέα και θα προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη τα οποία θα καθορίσουν την διαστασιολόγηση του φορέα της κατασκευής.

Ο Ευρωκώδικας 1 είναι ο κανονισμός που καθορίζει τις δράσεις επί των κατασκευών και παρέχει διαφορετικές πληροφορίες για κάθε χώρα. Γενικά, τα επιβαλλόμενα φορτία των κτιρίων είναι ομοιόμορφα διανεμημένα ή συγκεντρωμένα και οφείλονται είτε σε κανονική χρήση του κτιρίου από ανθρώπους, είτε σε έπιπλα, κινητά αντικείμενα, μηχανήματα και οχήματα. Επίσης, μπορεί να οφείλονται σε ασυνήθεις συγκεντρώσεις ανθρώπων, δράσεις ανέμου και χιονιού. Πραγματοποιείται διαχωρισμός των δράσεων ανάλογα με ορισμένα κριτήρια:

Με βάση τη χρονική τους διακύμανση διακρίνονται ως εξής:

- Μόνιμες δράσεις (G), π.χ. ίδιον βάρος φορέων, σταθερός εξοπλισμός, ωθήσεις γαιών και νερού, προένταση.
- Μεταβλητές δράσεις (Q), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα, δοκάρια, στέγες, δράσεις ανέμου ή φορτία χιονιού.
- Τυχηματικές δράσεις (A), π.χ. εκρήξεις, πυρκαγιά.

Με βάση την προέλευσή τους: ως άμεσες ή έμμεσες.

Με βάση την χωρική τους διακύμανση: ως σταθερές ή ελεύθερες.

Με βάση την φύση τους και την απόκριση της κατασκευής σε αυτές: ως στατικές ή δυναμικές (π.χ. σεισμική δράση).

2.1.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλα τα φορτία σταθερής διεύθυνσης που αναμένεται να δράσουν επί της κατασκευής κατά τη διάρκεια μίας δεδομένης περιόδου αναφοράς (συνήθης διάρκεια ζωής κτιρίου, τα 50 χρόνια) και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, η τιμή των οποίων υπολογίζεται βάσει των ονομαστικών τους διαστάσεων και των χαρακτηριστικών τιμών των πυκνοτήτων. Ακόμη στις μόνιμες δράσεις συμπεριλαμβάνονται μεταξύ άλλων και οι δράσεις λόγω επιστρώσεων και μονώσεων δαπέδων, τοίχων πληρώσεως, ψευδοροφών, στηθαίων ταράτσας, περιμετρικών υαλοπετασμάτων (π.χ. curtain walls), υδραυλικών και ηλεκτρικών δικτύων, κλιματιστικών συστημάτων. Στην παρούσα διπλωματική, ως μόνιμα φορτία ανωδομής θεωρήθηκαν τα εξής:

Πίνακας 2.1 Μόνιμες δράσεις ανωδομής

Ίδιον βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων	$g = 78,5 \text{ KN/m}^3$
Ίδιον βάρος σύμμικτων πλακών	$g = 2,70 \text{ KN/m}^2$
Φορτίο επικαλύψεων και μονώσεων δαπέδων	$g = 2,00 \text{ KN/m}^2$
Φορτίο ελαφριών εσωτερικών χωρισμάτων	$g = 0,5 \text{ KN/m}^2$
Φορτίο ψευδοροφών και εσωτερικών εγκαταστάσεων	$g = 1,00 \text{ KN/m}^2$
Φορτίο λόγω υαλοπετασμάτων όψεων στις ακραίες δοκούς	$g = 2,00 \text{ KN/m}$
Φορτίο λόγω στηθαίων στις ακραίες δοκούς της ταράτσας	$g = 0,5 \text{ KN/m}$

2.1.3 Μεταβλητές δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις (Q) των κατασκευών ανήκουν τα ωφέλιμα- επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα και στέγες που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου (π.χ. λόγω παρουσίας ανθρώπων, επίπλων, οχημάτων), τα φορτία ανέμου, τα φορτία χιονιού, οι θερμοκρασιακές μεταβολές.

2.1.3.1 Ωφέλιμα φορτία

Τα κατακόρυφα ωφέλιμα φορτία των κτιρίων καθορίζονται συνήθως από τους κανονισμούς ως επιφανειακά κατανεμημένα ή συγκεντρωμένα φορτία με τιμές που εξαρτώνται από την χρήση των χώρων καθώς και από το είδος του δομικού στοιχείου που εφαρμόζονται. Τα ωφέλιμα φορτία θεωρούνται στατικά και προσδιορίζονται στατιστικά καθώς λόγω της φύσεως τους δεν είναι ακριβές το μέγεθός τους. Στον πίνακα 2.2 παρουσιάζονται οι κατηγορίες ανάλογα με την χρήση του κτιρίου και στον πίνακα 2.3 δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές των ωφέλιμων φορτίων, κατανεμημένων (q_k) και συγκεντρωμένων Q_k , σε κοινά κτιριακά έργα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1. Στην παρούσα διπλωματική η χρήση του κτιρίου είναι κατηγορίας A (ξενοδοχείο) και η τιμή του κατακόρυφου ωφέλιμου επιφανειακού φορτίου λαμβάνεται ίση με $q_k = 2,00 \text{ KN/m}^2$.

Πίνακας 2.2 Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι για οικιακές δραστηριότητες	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σε σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υποδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι συνάθροισης ανθρώπων (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, D)	C1: Χώροι με τραπέζια π.χ. καφενεία, εστιατόρια, σχολικοί χώροι.
		C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα, αίθουσες συνεδριάσεων, χώροι αναμονής.
		C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ., και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία.
		C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής και θεατρικές σκηνές.
		C5: Χώροι προοριζόμενοι για μεγάλα πλήθη π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες.
D	Χώροι σε εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης.
		D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα.

Πίνακας 2.3 Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα κτιρίων ανάλογα με την κατηγορία χρήσης τους, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991 (μεταβλητές δράσεις)

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Κατηγορία A και B		
Δάπεδα	2,0	2,0
Σκάλες	3,5	2,0
Κατηγορία C		
C1	3,0	3,0
C2	5,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	4,0
C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
D1	5,0	4,0
D2	5,0	4,0

2.1.3.2 Δράσεις ανέμου

Ως δράση ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια του κτιρίου. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4) για κτίρια και έργα με ύψος μέχρι 200 m, οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και αναπαριστώνται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου.

Οι δράσεις λόγω ανεμοπιέσεων στις κατασκευές από χάλυβα αποτελούν μία ιδιαίτερα σημαντική παράμετρο φόρτισης για το κτιριακό κέλυφος και σε πολλές περιπτώσεις καθιστούν την βασικότερη φόρτιση αυτού. Το μέγεθος των δράσεων μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία του έργου, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος που πλαισιώνει το έργο κ.α. Σημαντικό είναι να αναφέρουμε ότι οι δυνάμεις που προκύπτουν από την εν λόγω φόρτιση είναι χρονικά μεταβαλλόμενες, παρόλα αυτά όμως οι προκύπτουσες ταλαντώσεις έχουν συνήθως τόσο μικρή επίδραση που καθιστούν την δράση ανέμου στην κατηγορία των στατικών φορτίων επί κατασκευών.

Η δράση του ανέμου σε μία κατασκευή προσδιορίζεται από την πίεση αιχμής που ουσιαστικά είναι η πίεση που εφαρμόζεται επί των επιφανειών των όψεων καθώς και από τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές ανά περίπτωση. Σε ορισμένες περιπτώσεις εφαρμόζονται επίσης τροποποιητικοί *συντελεστές μεγέθους και δυναμικής απόκρισης*.

Στην παρούσα ανάλυση εξετάζονται και οι τέσσερις διευθύνσεις ανέμου, δηλαδή +X, +Y, -X, -Y.

Η πίεση ταχύτητας αιχμής Q_p , προσδιορίζεται από :

- την θεμελιώδη βασική ταχύτητα του ανέμου, $V_{b,0}$, η οποία δίνεται στο Εθνικό Παράρτημα

- την διεύθυνση του θεωρούμενου ανέμου (επικρατούντες άνεμοι), συντελεστής διεύθυνσης, c_{dir}
- την εποχή τους έτους (εποχικοί άνεμοι), εποχικός συντελεστής, c_{season}
- την τοπογραφία της ευρύτερης περιοχής (φαινόμενα τύπου Venturi), συντελεστής αναγλύφου, $c_{o(z)}$
- την τραχύτητα του περιβάλλοντος εδάφους, συντελεστής τραχύτητας $c_{r(z)}$
- το ύψος z του σημείου από το έδαφος
- την πυκνότητα του αέρα και την ένταση στροβιλισμών

Ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής οι *αεροδυναμικοί συντελεστές* διακρίνονται:

- σε συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} , οι οποίοι ανάλογα με την προσβαλλόμενη επιφάνεια διακρίνονται περαιτέρω
 - σε καθολικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και
 - τοπικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,l}$
- σε συντελεστές εσωτερικής πίεσης c_{pi}
- σε συντελεστές τελικής πίεσης c_{pnet}
- σε συντελεστές τριβής c_{fr} και
- σε συντελεστές δυνάμεως c_f

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

$$q_p(z) = [1 + 7 x I_v(z)] x 0,50 x \rho x (V_m(z))^2 \quad (2-1)$$

• Βασικές έννοιες και ορισμοί

Θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου $V_{b,0}$

Η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου, $V_{b,0}$ είναι η μέση ταχύτητα ανέμου διάρκειας 10 λεπτών, με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 2%, ανεξάρτητα από την διεύθυνση που έχει ο άνεμος, σε ύψος 10 m πάνω από επίπεδη ανοιχτή περιοχή εδάφους. Στο εθνικό Προσάρτημα έχουν υιοθετηθεί οι εξής τιμές για την $V_{b,0}$ (εικόνα 2.1)

- Για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή $V_{b,0} = 33$ m/s
- Για την υπόλοιπη χώρα $V_{b,0} = 27$ m/s



Εικόνα 2.1 : Χάρτης θεμελιώδους βασικής ταχύτητας ανέμου $V_{b,0}$

Η ξενοδοχειακή μονάδα που μελετάται βρίσκεται στο δήμο Ελληνικού – Αργυρούπολης στο νομό Αττικής , σε απόσταση μικρότερη 10 km από την θαλάσσια ακτή , και έτσι η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου ισούται με 33 m/s.

Βασική ταχύτητα ανέμου V_b

Είναι η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου τροποποιημένη προκειμένου να λάβει υπόψη την διεύθυνση του θεωρούμενου ανέμου (συντελεστής διεύθυνσης, c_{dir}) και την εποχή (εάν απαιτείται) (εποχικός συντελεστής, c_{season}). Στις συνήθεις περιπτώσεις οι συντελεστές c_{dir} και c_{season} είναι ίσοι με την μονάδα.

$$V_b = c_{dir} \times c_{season} \times V_{b,0} \quad , \quad \text{όπου } c_{dir} = c_{season} = 1,00 \quad (2-2)$$

Συντελεστής τραχύτητας του εδάφους $c_{r(z)}$

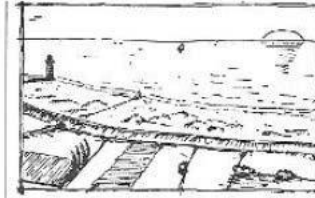
Η τραχύτητα του εδάφους εξαρτάται κυρίως από το ύψος και την πυκνότητα των εμποδίων (κτίρια , κατασκευές και δέντρα) γύρω από την εξεταζόμενη περιοχή. Ο συντελεστής τραχύτητας λαμβάνει υπόψη την μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στην θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στην θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου . Με βάση την τραχύτητα που επικρατεί σε μία περιοχή έχουν καθοριστεί 5 επιμέρους κατηγορίες εδαφών (Εικόνα 2.2) και για κάθε μία από αυτές αντιστοιχούν και οι αντίστοιχες παράμετροι z_0 και z_{min} (Εικόνα 2.3). Υπολογίζεται συναρτήσει του ύψους z με την ακόλουθη λογαριθμική σχέση:

$$c_{r(z)} = k_r \times \ln(z / z_0) \quad (2-3)$$

$$k_r = 0,19 \times (z_0 / z_{0,II})^{0,07} \text{ (συντελεστής εδάφους)} \quad (2-4)$$

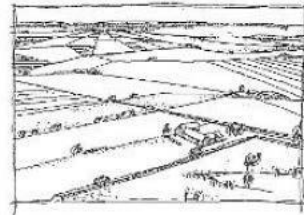
Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας



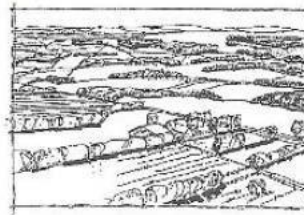
Κατηγορία εδάφους I

Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



Κατηγορία εδάφους II

Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων



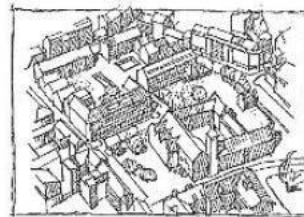
Κατηγορία εδάφους III

Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά μέγιστο 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)



Κατηγορία εδάφους IV

Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m



Εικόνα 2.2 : Κατηγορίες εδαφών με βάση την τραχύτητα της περιοχής και αντίστοιχοι ορισμοί.

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

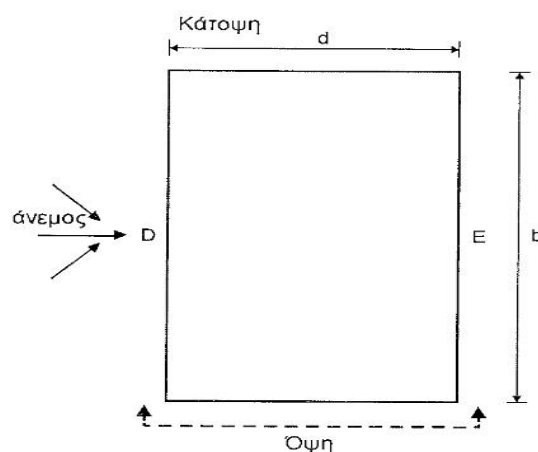
Εικόνα 2.3 : Κατηγορίες εδαφών και αντίστοιχες παράμετροι z_0, z_{min} .

Στην παρούσα μελέτη του συγκεκριμένου κτιρίου επιλέχθηκε κατηγορία εδάφους IV , και έτσι ισχύουν οι παράμετροι : $z_0=1,00m$ και $z_{min}=10,00m$

Ύψος αναφοράς z_e και κατανομή πιέσεων ανέμου καθ' ύψος του κτιρίου

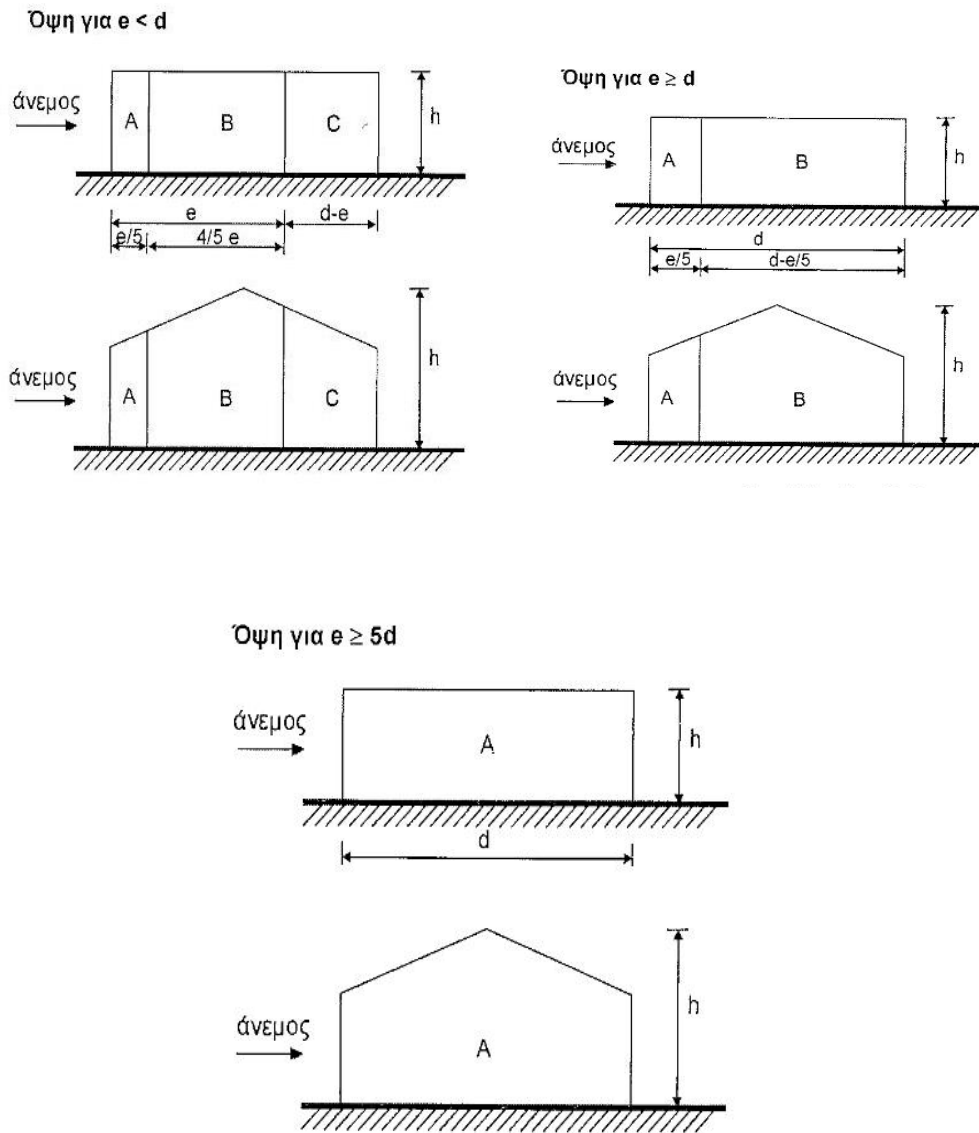
Τα ύψη αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (ζώνη D), εξαρτώνται από τον λόγο h/b (ύψος κτιρίου / πλάτος προσήνεμου τοίχου) και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Οι περιπτώσεις ανάλογα με το λόγο h/b που προκύπτει φαίνονται στο Εικόνα 2.5.

Διευκρινίζεται ότι η διάσταση του κτιρίου b είναι η πλευρά η οποία είναι κάθετη στην διεύθυνση του ανέμου όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.4. Στο κτίριο μας υπολογίζονται οι πιέσεις και για τις 4 διευθύνσεις ανέμου +X, +Y, -X, -Y. Σύμφωνα με το Εικόνα 2.6 προκύπτουν επίσης οι διαστάσεις d και b , η ποσότητα $e=\min\{b;2h\}$ και χωρίζονται οι επιφάνειες του κτιρίου σε ζώνες A,B,C,D και E.

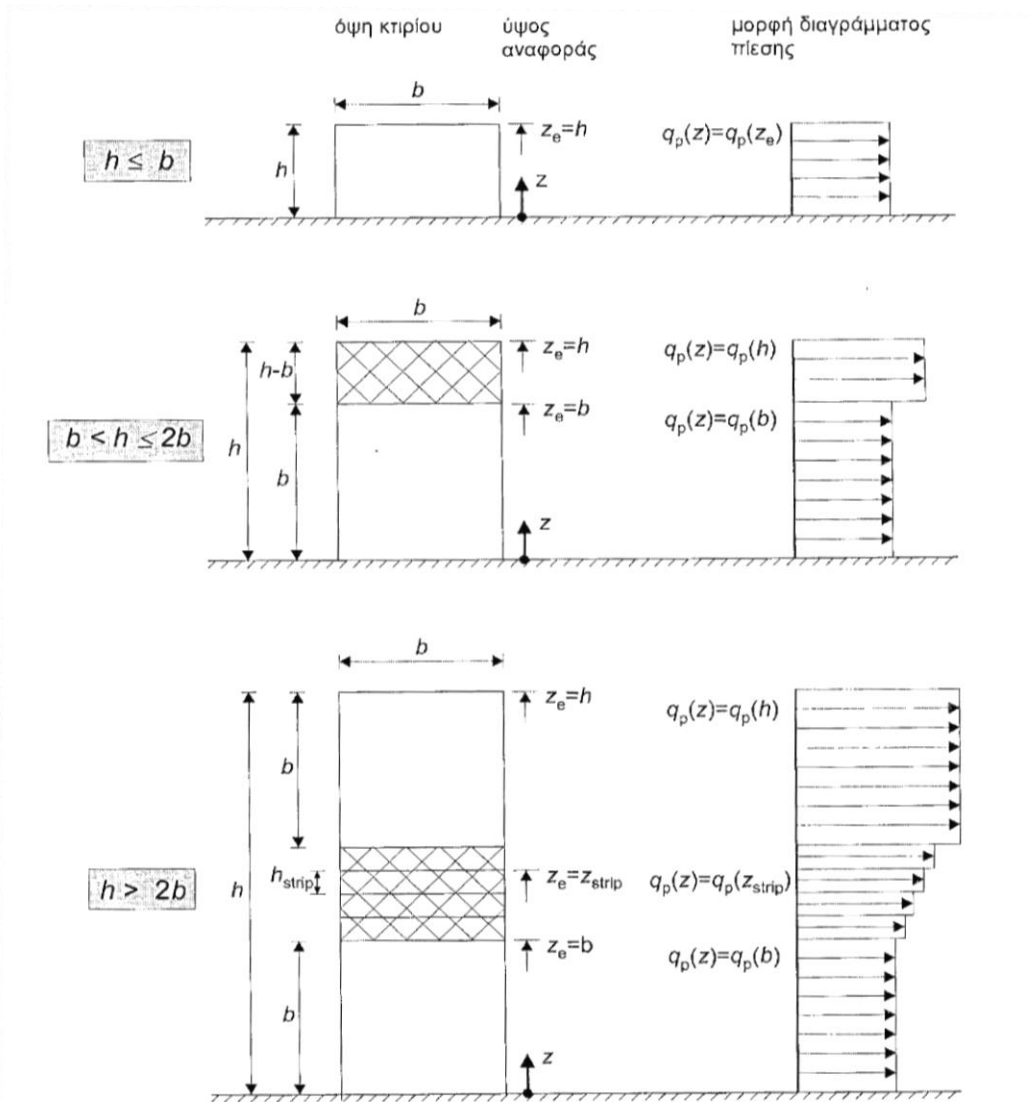


Εικόνα 2.4 : Υπόμνημα επιφανειών δράσης ανέμου σε κατακόρυφους τοίχους.

Στην περίπτωση του κτιρίου της μελέτης μας ισχύει $e = \min\{b; 2h\}$



Εικόνα 2.5 : Περίπτώσεις χωρισμού ζωνών σε κατακόρυφους τοίχους.



Εικόνα 2.6 : Συμβολισμοί κατανομής πιέσεων καθ' ύψος για κατακόρυφους τοίχους .

Όσο αφορά την πλευρά b η οποία είναι κάθετη στην διεύθυνση του ανέμου σε κάθε περίπτωση διεύθυνσης στο κτίριο διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις :

- Άνεμος $+X$: $b= 30m$, $h=51,20m$ $\rightarrow b < h \leq 2b$ άρα $z_e = 30,00m$ και $z_e = 51,20m$
- Άνεμος $+Y$: $b= 20m$, $h=51,20m$ $\rightarrow h > 2b$ άρα $z_e = 20,00m$ και $z_e = 51,20m$
- Άνεμος $-X$: $b= 30m$, $h=51,20m$ $\rightarrow b < h \leq 2b$ άρα $z_e = 30,00m$ και $z_e = 51,20m$
- Άνεμος $-Y$: $b= 20m$, $h=51,20m$ $\rightarrow h > 2b$ άρα $z_e = 20,00m$ και $z_e = 51,20m$

Ένταση στροβιλισμού ανέμου $I_{v(z)}$ σε ύψος z

Η ένταση του στροβιλισμού $I_{V(z)}$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με την μέση ταχύτητα του ανέμου. Η σχέση προσδιορισμού της έντασης στροβιλισμού είναι η παρακάτω.

$$I_{V(z)} = k_1 / (c_{0(z)} \times \ln(z/z_0)) , \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2-5)$$

όπου :

- k_1 είναι ο συντελεστής στροβιλισμού και σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ισούται με μονάδα, $k_1 = 1.00$
- $c_{0(z)}$ είναι ο συντελεστής αναγλύφου του εδάφους και σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ισούται με μονάδα, $c_{0(z)} = 1.00$

Μέση ταχύτητα ανέμου $V_m(z)$ σε ύψος z πάνω από το έδαφος

Η μέση ταχύτητα ανέμου $V_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους, την τοπογραφία της περιοχής, την βασική ταχύτητα του ανέμου, V_b , και υπολογίζεται χρησιμοποιώντας της σχέση :

$$V_m(z) = C_r(z) \times C_0(z) \times V_b \quad (2-6)$$

Υπολογισμός πιέσεων ταχύτητας αιχμής ανά διεύθυνση ανέμου

Δεδομένα :

Κατηγορία εδάφους IV

$Z_0 = 1.00$ m

$Z_{min} = 10$ m

$Z_{max} = 200$ m

$Z_{0,II} = 0,05$ m

$V_{b,0} = 33$ m/s

$\rho = 1,25$ kg/m³

$h = 51,20$ m (ύψος κτιρίου)

ANEMOS +X και ANEMOS -X :

$b = 30.00$ m

$d = 20.00$ m

1) 1^η στάθμη $z_e = b = 30.00$ m

$C_r(z) = k_r \times \ln(z_e/z_0)$

$K_r = 0,19 \times (z_0/z_{0,II})^{0.07} = 0.2343$

$$\ln(z_e/z_0) = \ln(30/1)=3,40$$

$$Cr(z)= 0.2343 \times 3.40 = 0.796$$

$$Vb= c_{dir} \times c_{season} \times V_{b,0}$$

$$c_{dir} = 1.00$$

$$c_{season} = 1.00$$

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

$$Vb= 1.00 \times 1.00 \times 33 = 33\text{m/s}$$

$$Vm(z)= Cr(z) \times C_0(z) \times Vb$$

$$Cr(z)=0.796$$

$$C_0(z)=1.00$$

$$Vm(z)= 0.796 \times 1.00 \times 33 = 26.268 \text{ m/s}$$

$$Iv(z) = k_1 / (C_0(z) \times \ln(z/z_0))$$

$$k_1 = 1.00$$

$$\ln(z/z_0) = \ln (30/1)$$

$$Iv(z) =1.00/\ln30 = 0.2940$$

$$qp(z) = [1 + 7 \times Iv(z)] \times 0,50 \times \rho \times (Vm(z))^2 = [1 + 7 \times 0.294] \times 0,50 \times 1.25 \times (26.268)^2 = 1,32 \text{ KN/m}^2$$

2) 2^η στάθμη ze=h=51.20m

$$Cr(z) = k_r \times \ln(ze/z_0)$$

$$Kr=0,19 \times (z_0/z_{0,II})^{0.07} = 0.2343$$

$$\ln(ze/z_0) = \ln(51,2/1)=3.936$$

$$Cr(z)= 0.2343 \times 3.40 = 0.922$$

$$Vb= c_{dir} \times c_{season} \times V_{b,0}$$

$$c_{dir} = 1.00$$

$$c_{season} = 1.00$$

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

$$Vb= 1.00 \times 1.00 \times 33 = 33\text{m/s}$$

$$Vm(z)= Cr(z) \times C_0(z) \times Vb$$

$$Cr(z)=0.922$$

$$C_0(z)=1.00$$

$$Vm(z)= 0.922 \times 1.00 \times 33 = 30.429 \text{ m/s}$$

$$Iv(z) = k_1 / (C_0(z) \times \ln(z/z_0))$$

$$k_1 = 1.00$$

$$\ln(z/z_0) = \ln (51.2/1)$$

$$Iv(z) =1.00/\ln51.20 = 0.2541$$

$$qp(z) = [1 + 7 \times Iv(z)] \times 0,50 \times \rho \times (Vm(z))^2 = [1 + 7 \times 0.2541] \times 0,50 \times 1.25 \times (30.429)^2 = 1,61 \text{ KN/m}^2$$

ANEMΟΣ +Y και ANEMΟΣ -Y :

b=20.00m

d=30.00m

1) 1^η στάθμη ze=b=20.00m

$$\begin{aligned}Cr(z) &= k_r \times \ln(ze/z_0) \\ Kr &= 0,19 \times (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0.2343 \\ \ln(ze/z_0) &= \ln(20/1)=3,00 \\ Cr(z) &= 0.2343 \times 3.00 = 0.702\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Vb &= c_{dir} \times c_{season} \times V_{b,0} \\ c_{dir} &= 1.00 \\ c_{season} &= 1.00 \\ V_{b,0} &= 33 \text{ m/s} \\ Vb &= 1.00 \times 1.00 \times 33 = 33\text{m/s}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Vm(z) &= Cr(z) \times C_0(z) \times Vb \\ Cr(z) &= 0.702 \\ C_0(z) &= 1.00 \\ Vm(z) &= 0.702 \times 1.00 \times 33 = 23.163 \text{ m/s}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Iv(z) &= k_1 / (C_0(z) \times \ln(z/z_0)) \\ k_1 &= 1.00 \\ \ln(z/z_0) &= \ln(20/1) \\ Iv(z) &= 1.00/\ln 20 = 0.3338\end{aligned}$$

$$qp(z) = [1 + 7 \times Iv(z)] \times 0,50 \times \rho \times (Vm(z))^2 = [1 + 7 \times 0.334] \times 0,50 \times 1.25 \times (23.163)^2 = 1,12 \text{ KN/m}^2$$

2) 2^η στάθμη ze=h=51.20m

$$\begin{aligned}Cr(z) &= k_r \times \ln(ze/z_0) \\ Kr &= 0,19 \times (z_0/z_{0,II})^{0,07} = 0.2343 \\ \ln(ze/z_0) &= \ln(51,2/1)=3.936 \\ Cr(z) &= 0.2343 \times 3.40 = 0.922\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Vb &= c_{dir} \times c_{season} \times V_{b,0} \\ c_{dir} &= 1.00 \\ c_{season} &= 1.00 \\ V_{b,0} &= 33 \text{ m/s} \\ Vb &= 1.00 \times 1.00 \times 33 = 33\text{m/s}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Vm(z) &= Cr(z) \times C_0(z) \times Vb \\ Cr(z) &= 0.922 \\ C_0(z) &= 1.00 \\ Vm(z) &= 0.922 \times 1.00 \times 33 = 30.429 \text{ m/s}\end{aligned}$$

$$I_v(z) = k_1 / (C_0(z) \times \ln(z/z_0))$$

$$k_1 = 1.00$$

$$\ln(z/z_0) = \ln(51.2/1)$$

$$I_v(z) = 1.00 / \ln 51.20 = 0.2541$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times 0.50 \times \rho \times (V_m(z))^2 = [1 + 7 \times 0.2541] \times 0.50 \times 1.25 \times (30.429)^2 = 1,61 \text{ KN/m}^2$$

Υπολογισμός αεροδυναμικών συντελεστών πιέσεων ανέμου

Για να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών ενός κτιριακού κελύφους πρέπει να υπολογιστούν και να εισαχθούν στους υπολογισμούς οι αεροδυναμικοί συντελεστές ανέμου : εξωτερικής πίεσης c_{pe} και εσωτερικής πίεσης c_{pi} .

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης την επίδραση στις εσωτερικές επιφάνειες αυτής. Επιπρόσθετα οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς, ανάλογα με τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας η οποία εξετάζεται και την οποία αφορούν. Για εξεταζόμενες επιφάνειες με έκταση μικρότερη ή ίση των 10 m^2 (π.χ. σχεδιασμός μικρών στοιχείων και στερεώσεων) επιλέγονται οι τοπικοί εξωτερικοί συντελεστές ενώ για εξεταζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες των 10 m^2 οι καθολικοί συντελεστές. Στο κτίριο της παρούσας μελέτης όλες οι φορτιζόμενες επιφάνειες έχουν έκταση μεγαλύτερη των 10 m^2 και επιλέγονται οι καθολικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης .

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα για τον καθορισμό των συντελεστών εξωτερικών πιέσεων ανά ζώνη προσήνεμης ή υπήνεμης πλευράς του κτιρίου χρησιμοποιείται ο Πίνακας 2.4.

Πίνακας 2.4 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους

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

Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

Η εσωτερική πίεση λόγω ανέμου σε ένα κτίριο δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψιν μαζί με αυτήν, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή τους στην συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Επειδή στο συγκεκριμένο κτίριο δεν είναι δυνατή η εκτίμηση των ανοιγμάτων που θα εφαρμοστούν στην τελική μορφή του κτιρίου ο συντελεστής c_{pi} πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν ως το πλέον δυσμενές από τα +0.20 και -0.30.

Διακρίνουμε τέσσερις περιπτώσεις συντελεστών ανάλογα με την διεύθυνση του εξεταζόμενου ανέμου:

ANEMΟΣ +X και ANEMΟΣ -X :

$$b=30.00\text{m}$$

$$d=20.00\text{m}$$

$$e=\min\{b;2h\}=\min\{30;102.40\}=30\text{m}$$

$e \geq d \rightarrow$ χωρίζουμε σε 2 ζώνες : A και B

$$L_A = e / 5 = 30/5 = 6.00 \text{ m}$$

$$L_B = d - e/5 = 20 - 30/5 = 14.00 \text{ m}$$

$$h/d = 51.20 / 20 = 2.56$$

άρα προκύπτουν:

$$C_{pe,10}^A = -1.20$$

$$C_{pe,10}^B = -0.80$$

$$C_{pe,10}^D = 0.80$$

$$C_{pe,10}^E = -0.578 \text{ (με γραμμική παρεμβολή)}$$

ANEMΟΣ +Y και ANEMΟΣ -Y :

$$b=20.00\text{m}$$

$$d=30.00\text{m}$$

$$e=\min\{b;2h\}=\min\{20;102.40\}=20\text{m}$$

$e < d \rightarrow$ χωρίζουμε σε 3 ζώνες : A, B και C

$$L_A = e / 5 = 20/5 = 4.00 \text{ m}$$

$$L_B = 4e/5 = (4 \times 20) / 5 = 16.00 \text{ m}$$

$$L_C = d - e = 30.00 - 20.00 = 10.00 \text{ m}$$

$$h/d = 51.20 / 30 = 1.71$$

άρα προκύπτουν:

$$C_{pe,10}^A = -1.20$$

$$C_{pe,10}^B = -0.80$$

$$C_{pe,10}^C = -0.50$$

$$C_{pe,10}^D = 0.80$$

$$C_{pe,10}^E = -0.536 \text{ (με γραμμική παρεμβολή)}$$

Τελική Εξωτερική πίεση ανέμου

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη την 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.

$$\text{Ισχύει η σχέση : } We = q_p(z_e) \times C_{pe} \quad (2-7)$$

ANEMΟΣ +X

b=30.00m

d=20.00m

1) 1^η στάθμη ze=b=30.00m

$$q_p(z) = 1,32 \text{ KN/m}^2$$

$$We^A + X = -1.584 \text{ KN/m}^2$$

$$We^B + X = -1.056 \text{ KN/m}^2$$

$$We^D + X = 1,056 \text{ KN/m}^2$$

$$We^E + X = 0.736 \text{ KN/m}^2$$

2) 2^η στάθμη ze=h=51.20m

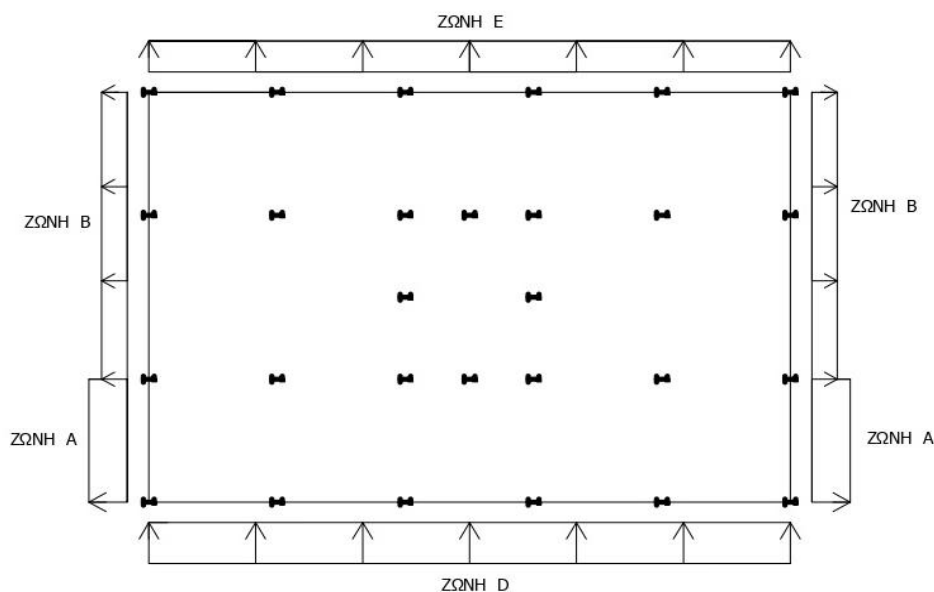
$$q_p(z) = 1,61 \text{ KN/m}^2$$

$$We^A + X = -1.932 \text{ KN/m}^2$$

$$We^B + X = -1.288 \text{ KN/m}^2$$

$$We^D + X = 1,288 \text{ KN/m}^2$$

$$We^E + X = -0,930 \text{ KN/m}^2$$



Εικόνα 2.7 : Σχηματική απεικόνιση ανεμοπιέσεων +X και χωρισμών ζωνών.

ANEMΟΣ -X

b=30.00m

d=20.00m

1) 1^η στάθμη ze=b=30.00m

$$q_p(z) = 1,32 \text{ KN/m}^2$$

$$We^A + X = -1.584 \text{ KN/m}^2$$

$$We^B + X = -1.056 \text{ KN/m}^2$$

$$We^D + X = 1,056 \text{ KN/m}^2$$

$$We^E + X = 0.736 \text{ KN/m}^2$$

2) 2^η στάθμη $ze=h=51.20m$

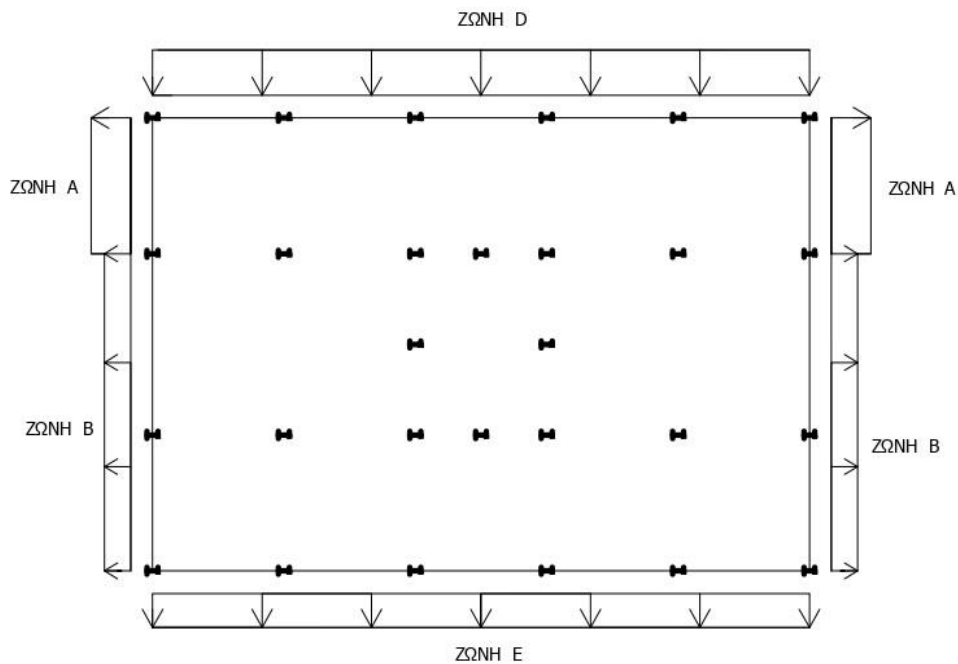
$$q_p(z) = 1,61 \text{ KN/m}^2$$

$$We^A + X = -1.932 \text{ KN/m}^2$$

$$We^B + X = -1.288 \text{ KN/m}^2$$

$$We^D + X = 1,288 \text{ KN/m}^2$$

$$We^E + X = -0,930 \text{ KN/m}^2$$



Εικόνα 2.8 : Σχηματική απεικόνιση ανεμοπιέσεων -X και χωρισμών ζωνών.

ANEMΟΣ +Y

$b=20.00m$

$d=30.00m$

1) 1^η στάθμη $ze=b=20.00m$

$$q_p(z) = 1,12 \text{ KN/m}^2$$

$$We^A + X = -1.340 \text{ KN/m}^2$$

$$We^B + X = -0,896 \text{ KN/m}^2$$

$$We^C + X = -0,560 \text{ KN/m}^2$$

$$We^D + X = 0.896 \text{ KN/m}^2$$

$$We^E + X = -0.600 \text{ KN/m}^2$$

2) 2^η στάθμη $ze=h=51.20m$

$$q_p(z) = 1,61 \text{ KN/m}^2$$

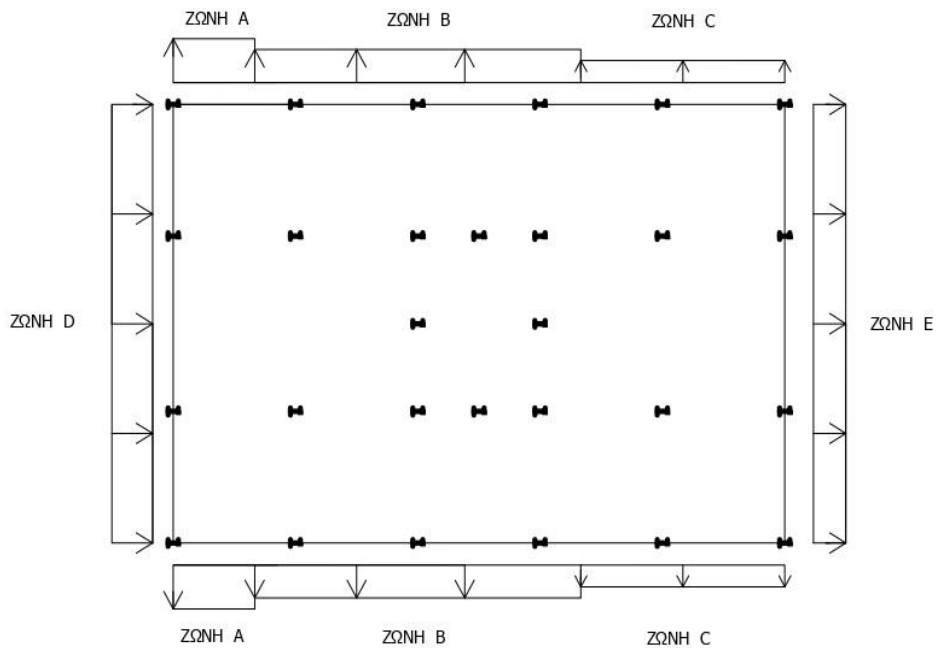
$$W e^A + X = -1,932 \text{ KN/m}^2$$

$$W e^B + X = -1,288 \text{ KN/m}^2$$

$$W e^C + X = -0,805 \text{ KN/m}^2$$

$$W e^D + X = 1,288 \text{ KN/m}^2$$

$$W e^E + X = -0,862 \text{ KN/m}^2$$



Εικόνα 2.9 : Σχηματική απεικόνιση ανεμοπιέσεων +Y και χωρισμών ζωνών.

ANEMΟΣ -Y

b=20.00m

d=30.00m

1) 1^η στάθμη ze=b=20.00m

$$q_p(z) = 1,12 \text{ KN/m}^2$$

$$W e^A + X = -1,340 \text{ KN/m}^2$$

$$W e^B + X = -0,896 \text{ KN/m}^2$$

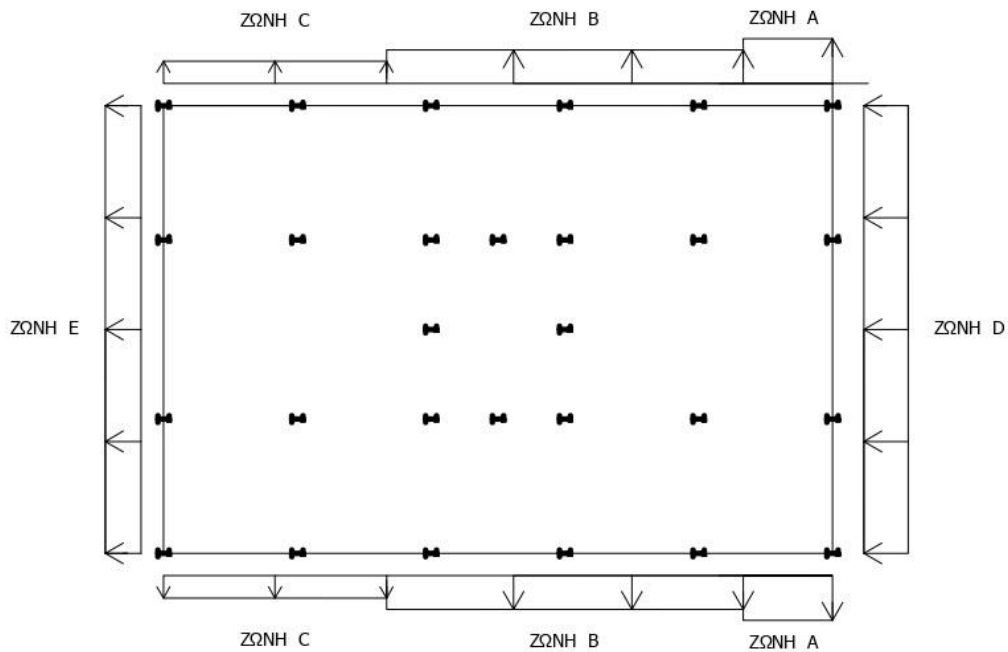
$$W e^C + X = -0,560 \text{ KN/m}^2$$

$$W e^D + X = 0,896 \text{ KN/m}^2$$

$$W e^E + X = -0,600 \text{ KN/m}^2$$

2) 2^η στάθμη ze=h=51.20m

$$\begin{aligned}
 q_p(z) &= 1,61 \text{ KN/m}^2 \\
 W e^A + X &= -1.932 \text{ KN/m}^2 \\
 W e^B + X &= -1.288 \text{ KN/m}^2 \\
 W e^C + X &= -0,805 \text{ KN/m}^2 \\
 W e^D + X &= 1,288 \text{ KN/m}^2 \\
 W e^E + X &= -0.600 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$



Εικόνα 2.10 : Σχηματική απεικόνιση ανεμοπιέσεων -Υ και χωρισμών ζωνών.

Τελική Εσωτερική πίεση ανέμου

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

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi} \quad (2-8)$$

όπου :

- $q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής στο ύψος αναφοράς z_i
- C_{pi} είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης και ισούται με +0.20 και -0.30

ANEMΟΣ +X

1) *1^η στάθμη $z_e=b=30.00m$*

$$q_p(z) = 1,32 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i+0.20} = 0,264 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i-0.30} = -0,396 \text{ KN/m}^2$$

2) *2^η στάθμη $z_e=h=51,20m$*

$$q_p(z) = 1,61 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i+0.20} = 0,322 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i-0.30} = -0,483 \text{ KN/m}^2$$

ANEMΟΣ - X

1) *1^η στάθμη $z_e=b=30.00m$*

$$q_p(z) = 1,32 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i+0.20} = 0,264 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i-0.30} = -0,396 \text{ KN/m}^2$$

2) *2^η στάθμη $z_e=h=51,20m$*

$$q_p(z) = 1,61 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i+0.20} = 0,322 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i-0.30} = -0,483 \text{ KN/m}^2$$

ANEMΟΣ +Y

1) *1^η στάθμη $z_e=b=20.00m$*

$$q_p(z) = 1,12 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i+0.20} = 0,224 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i-0.30} = -0,336 \text{ KN/m}^2$$

2) *2^η στάθμη $z_e=h=51,20m$*

$$q_p(z) = 1,61 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i+0.20} = 0,322 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i-0.30} = -0,483 \text{ KN/m}^2$$

ANEMΟΣ -Y

3) *1^η στάθμη $z_e=b=20.00m$*

$$q_p(z) = 1,12 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i+0.20} = 0,224 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i-0.30} = -0,336 \text{ KN/m}^2$$

4) 2^η στάθμη $z_e=h=51,20m$

$$q_p(z) = 1,61 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i+0.20} = 0,322 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{i-0.30} = -0,483 \text{ KN/m}^2$$

Υπολογισμός Τελικών πιέσεων ανέμου W_{tot}

Στους υπολογισμούς λαμβάνουμε υπόψιν ότι οι εσωτερικές πιέσεις δρουν ταυτοχρόνως με τις εξωτερικές. Η τελική πίεση ανέμου επί επιφάνειας μιας κατασκευής προκύπτει από την σχέση :

$$W_{tot} = W_e - W_i \quad (2-9)$$

Έτσι προκύπτουν οι παρακάτω 8 πιέσεις ανέμου για κάθε επιφάνεια του κτιριακού κελύφους:

1) $W_{tot+X+0.2} = W_{e+X} - W_{i+X+0.2}$

2) $W_{tot+X-0.3} = W_{e+X} - W_{i+X-0.3}$

3) $W_{tot+Y+0.2} = W_{e+Y} - W_{i+Y+0.2}$

4) $W_{tot+Y-0.3} = W_{e-Y} - W_{i+Y-0.3}$

5) $W_{tot-X+0.2} = W_{e-X} - W_{i-X+0.2}$

6) $W_{tot-X-0.3} = W_{e-X} - W_{i-X-0.3}$

7) $W_{tot-Y+0.2} = W_{e-Y} - W_{i-Y+0.2}$

8) $W_{tot-Y-0.3} = W_{e-Y} - W_{i-Y-0.3}$

2.1.4 Σεισμικές δράσεις

2.1.4.1 Γενικά

Η ανωδομή μιας κατασκευής κατά την διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης υφίσταται ταλάντωση λόγω της εξαναγκασμένης κίνησης στην οποία υποβάλλεται το τμήμα της κατασκευής κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Κατά την διάρκεια της ταλάντωσης η ενέργεια που εισάγεται στο ταλαντούμενο σύστημα εναλλάσσεται διαδοχικά από κινητική σε δυναμική ενέργεια, η οποία αποθηκεύεται προσωρινώς υπό μορφή παραμορφώσεων στα μέλη της κατασκευής αναπτύσσοντας έτσι σε αυτά εντατικά μεγέθη. Άρα γίνεται φανερό ότι τα στοιχεία της κατασκευής θα πρέπει να είναι σχεδιασμένα κατά τρόπο ώστε να ανταποκρίνονται με επιτυχία στις υποβαλλόμενες παραμορφώσεις μέχρις ότου να απορροφηθεί πλήρως η ενέργεια που εισάγεται στο δομικό σύστημα.

Το πρόβλημα εντοπίζεται στον τρόπο που σχεδιάζεται η κατασκευή καθώς τα επιμέρους στοιχεία θα πρέπει να είναι σε θέση να αναπτύξουν ελεγχόμενη ανελαστική απόκριση. Αυτό πρακτικά σημαίνει να υφίστανται βλάβες σε αποδεκτό βαθμό έναντι

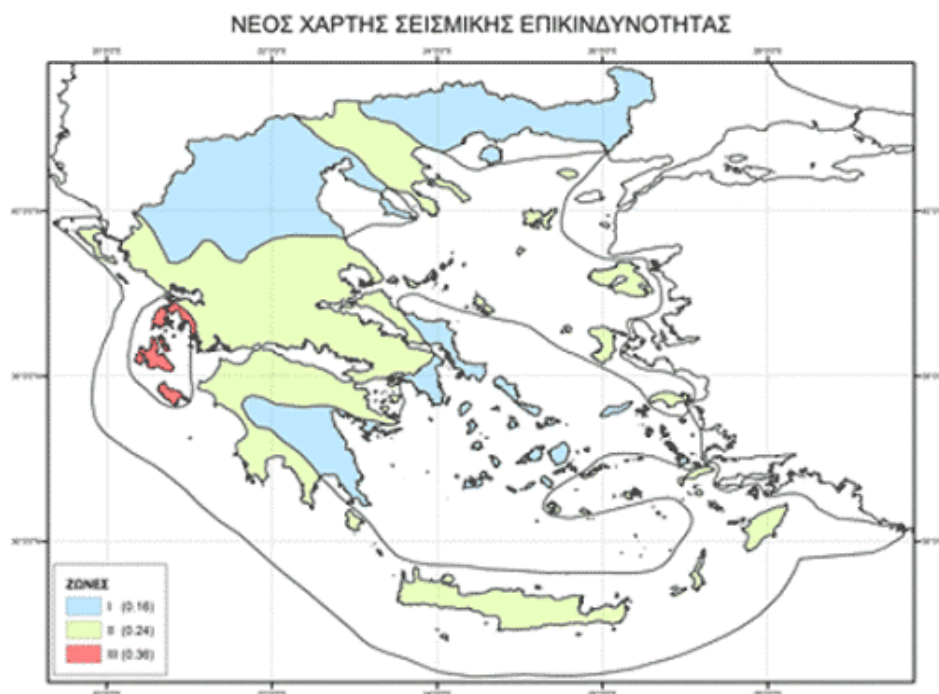
των σεισμικών δράσεων που θεωρούνται στατιστικά αναμενόμενες κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις ή με δράσεις λόγω ανέμου.

Οι σεισμικές διεγέρσεις έχουν τρεις συνιστώσες δύο οριζόντιες, κάθετες μεταξύ τους και μία κατακόρυφη. Οι κατασκευές σχεδιάζονται για οριζόντιες δράσεις οι οποίες θεωρούνται ανεξάρτητες και εκφράζονται κατά τον Ευρωκώδικα 8 από το ίδιο ελαστικό φάσμα απόκρισης. Ο σχεδιασμός έναντι της κατακόρυφης συνιστώσας απαιτείται σε ορισμένες περιπτώσεις που καθορίζονται από τον κανονισμό.

2.1.4.2 Καθορισμός σεισμικών δράσεων

Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται με βάση την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a_{gR} , η οποία διαφοροποιείται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Γενικά, η Ελλάδα διαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, όπως παρουσιάζεται στην εικόνα 2.1. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους κατηγορίας Α (βραχώδες έδαφος), η οποία σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια).

Η κατασκευή θεωρείται ότι ανήκει στη ζώνη Ι (περιοχή Αττικής, στην ευρύτερη περιοχή του δήμου Ελληνικού - Αργυρούπολης) με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για την περιοχή, $a_{gR}=0.16g$.



Εικόνα 2.11 Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας για την Ελλάδα.

Όπως αναφέρθηκε, ο σχεδιασμός μιας κατασκευής γίνεται με βάση την απαίτηση η κατασκευή να αναλαμβάνει τη δράση σχεδιασμού χωρίς να υφίσταται μερική ή ολική κατάρρευση. Η απαίτηση αυτή διαφέρει για κάθε έργο καθώς οφείλεται στο είδος της χρήσης της κατασκευής, την επιρροή της χρήσης στο κοινωνικό σύνολο και την σπουδαιότητα του δομήματος γενικότερα. Η διαφοροποίηση της απαίτησης αξιοπιστίας του σχεδιασμού εκφράζεται με την αύξηση ή μείωση των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού μέσω ενός συντελεστή που ονομάζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_1 . Η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας της κατασκευής. Στην παρούσα διπλωματική μελετάται η κατασκευή ξενοδοχείου, το οποίο ανήκει στις κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας με $\gamma_1 = 1,00$, όπως φαίνεται στον πίνακα 2.4.

Η τελική τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού για την ανωδομή με σκοπό να λαμβάνει υπόψη και την επιρροή σπουδαιότητας του δομήματος είναι:

$$\alpha_g = 1,00 \times 0,16 g = 0.16 g.$$

Πίνακας 2.5 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων.

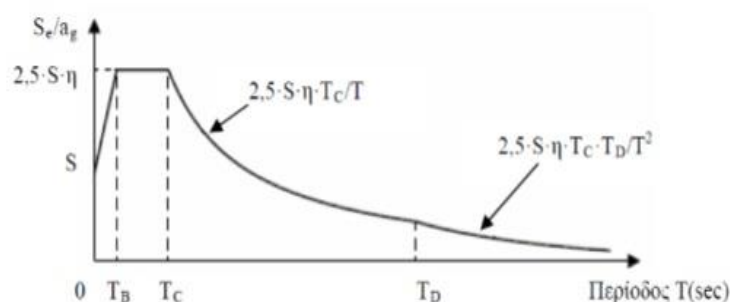
Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	γ_i
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ	0.80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες	1.00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1.20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1.40

Οι οριζόντιες σεισμικές διεγέρσεις στην επιφάνεια του εδάφους καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης. Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που μας δίνει την μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών που θεμελιώνονται σε συγκεκριμένο έδαφος, ανάλογα με την ιδιοπερίοδό τους, με συγκεκριμένη απόσβεση ($\zeta=5\%$) και για μία δεδομένη σεισμική διέγερση.

Τα φάσματα απόκρισης διαφοροποιούνται ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης και τον τύπο εδάφους στο οποίο εδράζεται η κατασκευή. Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που προσομοιώνει την σεισμική διέγερση στην επιφάνεια του εδάφους, καλύπτει τα φάσματα των πιθανών σεισμών που μπορεί να εκδηλωθούν στην περιοχή που εξετάζεται. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί καθορίζεται από τους κανονισμούς. Το Ελληνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8 καθορίζει ότι στην Ελλάδα θα χρησιμοποιούνται μόνο τα Φάσματα Τύπου 1, τα οποία εφαρμόζονται σε περιοχές στις οποίες οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στην σεισμική επικινδυνότητα έχουν μέγεθος $M_s > 5,5R$. Στην εικόνα 2.12 παρουσιάζεται το φάσμα ελαστικής απόκρισης

τύπου 1. Οι τιμές των ιδιοπεριόδων T_B , T_C , T_D και της παραμέτρου S (συντελεστής εδάφους) εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους και επιλέγονται από τον πίνακα 2.6 και τον πίνακα 2.7.

Η κατασκευή της ξενοδοχειακής μονάδας θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας D, σύμφωνα με την στρωματογραφία που παρουσιάστηκε στην παράγραφο 1.2.2.1.



Εικόνα 2.12 Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης, τύπου 1.

Πίνακας 2.6 Κατηγορίες εδαφών.

Εδαφική κατηγορία	Περιγραφή εδαφικού προφίλ	Παράμετροι		
		$V_{s,30}$ (m/sec)	N_{SPT}	C_u
A	Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	-	-
B	Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C	Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D	Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5 έως 20m & υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s			
S1	≥ 10 m μαλακή άργιλος/ίλος με δείκτη πλαστικότητας $PI > 40$ & υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100		10-20
S2	Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S1			

Πίνακας 2.7 Παράμετροι ελαστικού φάσματος απόκρισης.

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

Κατά τον σχεδιασμό γίνεται αποδεκτό ότι η κατασκευή θα αποκριθεί σε πιθανή υλοποίηση του σεισμού σχεδιασμού κατά τρόπο ανελαστικό. Δηλαδή, όταν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού κάποια στοιχεία θα εισέλθουν στη διαρροή, θα δημιουργηθούν σε αυτά πλαστικές αρθρώσεις και άρα θα υποστούν ένα αποδεκτό επίπεδο βλαβών. Φυσικά, τα μέλη διαστασιολογούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να εισέρχονται στην πλαστική περιοχή χωρίς να μειώνεται η ικανότητά τους σε ανάληψη φορτίου. Για να επιτευχθεί αυτό, κατά την ανάλυση χρησιμοποιείται φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό φάσμα απόκρισης με την χρήση κατάλληλου μειωτικού συντελεστή, που ονομάζεται «φάσμα σχεδιασμού». Στους σύγχρονους κανονισμούς και στον Ευρωκώδικα 8 ο μειωτικός συντελεστής που χρησιμοποιείται ονομάζεται συντελεστής συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q ορίζεται ως τον λόγο των μέγιστων σεισμικών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στο δομικό σύστημα για πλήρως ελαστική απόκριση και ιξώδη απόσβεση 5% προς τις σεισμικές δυνάμεις που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη για το σχεδιασμό του δομικού συστήματος, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως την ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q για κανονικά κτίρια σε όψη δίνονται, σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας, από τον πίνακα 2.8.

Πίνακας 2.8 Ανώτερες οριακές τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q για κτίρια κανονικά σε όψη.

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7 του EC8	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

Για το κτίριο που μελετάται επιλέχθηκε κατηγορία μέσης πλαστιμότητας (ΚΠΜ) και ο συντελεστής συμπεριφοράς για πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα είναι $q=4$.

Τελικά, οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης βάσει των οποίων θα διαστασιολογηθούν τα μέλη του φορέα καθορίζονται από το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το οριζόντιο ελαστικό φάσμα αποκρίσεως επιταχύνσεων για ιξώδη απόσβεση 5%, μετά από αναγωγή των τιμών του με τον συντελεστή συμπεριφοράς q και ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (2-10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (2-11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}, \quad (2-12)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}, \quad (2-13)$$

όπου:

$S_d(T)$	είναι το φάσμα σχεδιασμού
T	είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
a_g	είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma_I a_{gR}$)
T_B	είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
T_C	είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
T_D	είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
q	είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
β	είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνεται σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,2.
η	είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για $\zeta=5\%$, $\eta=1$ και μπορεί να ληφθεί από την έκφραση :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\zeta)}} \geq 0,55 \quad (2-14)$$

2.1.4.3 Μέθοδος δυναμικής φασματικής ανάλυσης

Η μέθοδος αυτή ανάλυσης των κατασκευών στηρίζεται στην θεώρηση της ανεξάρτητης αποκρίσεως της κάθε ιδιομορφής και στην κατόπιν σύνθεση των αποκρίσεων αυτών κατά κάποιο τρόπο, με σκοπό τον προσδιορισμό της αποκρίσεως

της κατασκευής ως ενιαίου συνόλου. Συγκεκριμένα η εφαρμογή της μεθόδου περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

1. Υπολογισμός των ιδιομορφών και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων του συστήματος.)
2. Υπολογισμός της γενικευμένης μάζας (m_i), συντελεστή συμμετοχής (Γ_i) και δρώσας μάζας (M_i) της i ιδιομορφής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 το άθροισμα των δρωσών μαζών, για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας, ενώ λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας.
3. Υπολογισμός της μέγιστης απόκρισης κάθε ιδιομορφής με χρήση του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού.
4. Επαλληλία των μέγιστων αποκρίσεων των ιδιομορφών, με κατάλληλη μέθοδο, ώστε να εκτιμηθεί η μέγιστη απόκριση του συστήματος. Αυτό γίνεται για κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού. Στην ανάλυση της ξενοδοχειακής μονάδας επιλέχθηκε η μέθοδος CQC «Πλήρης Τετραγωνικός Συνδυασμός».
5. Ανάλυση με βάση τον χωρικό συνδυασμό των δράσεων:
 $A_{Ed} = \pm E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$ και $A_{Ed} = \pm E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$.

2.1.5 Οριακές καταστάσεις για την ανωδομή

Οι οριακές καταστάσεις που πρέπει να εξετάζονται κατά το σχεδιασμό ενός δομικού συστήματος, ώστε να εξασφαλίζεται σε όλη τη διάρκεια της ύπαρξής του η φέρουσα ικανότητα και η λειτουργικότητά του, διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού.
2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Σε μία κατασκευή οι οριακές καταστάσεις αστοχίας, οι οποίες πρέπει να ελέγχονται, είναι οι ακόλουθες:

- i. Απώλεια της στατικής ισορροπίας ενός μόνο στοιχείου ή του συνόλου της κατασκευής.
- ii. Εσωτερική αστοχία ή δημιουργία έντονων παραμορφώσεων-πλαστικών αρθρώσεων στους υπερστατικούς φορείς ή μέλη αυτών, όπου η αντοχή των δομικών υλικών είναι καθοριστική.
- iii. Αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους, όπου οι αντοχές του εδάφους θεμελιώσεως είναι σημαντικές στη δημιουργία αντίστασης.
- iv. Κόπωση των μελών της κατασκευής ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας πρέπει να ελέγχονται με κριτήρια που αφορούν στα ακόλουθα θέματα:

- i. Υπερβολική ρηγμάτωση, η οποία εμποδίζει τη λειτουργία μιας κατασκευής (ή μέρους αυτής)
- ii. Παραμορφώσεις, όπως είναι τα βέλη κάμψεως, μετατοπίσεις, που οι οριακές τους τιμές καθορίζονται με βάση και κριτήρια αισθητικά ή ψυχολογικά.
- iii. Βλάβες που επηρεάζουν γενικά την εμφάνιση των κατασκευών ή των μη φερόντων δομικών στοιχείων (π.χ. επιχρισμάτων).

Επομένως, στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας είναι σκόπιμη η εξέταση των διαφόρων συνδυασμών δράσεων. Κάθε συνδυασμός περιλαμβάνει μία κυρίαρχη μεταβλητή δράση $Q_{k,1}$ (ή μία τυχηματική), η οποία εισάγεται με τη μέγιστη τιμή της, ενώ οι υπόλοιπες που δρουν ταυτόχρονα με αυτή έχουν μικρότερες (συνοδευτικές μεταβλητές δράσεις). Κάθε μεταβλητή δράση $Q_{k,1}$ λαμβάνεται διαδοχικά ως κυρίαρχη, εκτός αν είναι προφανές ότι κάποιος από τους συνδυασμούς δεν είναι καθοριστικός.

2.1.5.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας για την ανωδομή

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

1. Βασικοί συνδυασμοί

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

2. Σεισμικοί συνδυασμοί

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

Όπου $P=0$, είναι η τιμή της προέντασης.

Βασικοί συνδυασμοί για την ανωδομή

Θέτουμε ως:

DL1: Ίδιον βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων και σύμμικτων πλακών, φορτίο επικαλύψεων και μονώσεων δαπέδων, ελαφριών εσωτερικών χωρισμάτων, ψευδοροφών και εσωτερικών εγκαταστάσεων, εφαρμοζόμενα επιφανειακά στις πλάκες

DL2: Μόνιμο γραμμικό φορτίο υαλοπετασμάτων στις ακραίες δοκούς

DL3: Μόνιμο γραμμικό φορτίο στηθαίων στις ακραίες δοκούς της οροφής

Q: Κινητό φορτίο πλακών

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+1.5*Q+1.5*0.6*W_{tot+X+0.2}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+1.5*Q+1.5*0.6*W_{tot+X-0.3}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+1.5*Q+1.5*0.6*W_{tot+Y+0.2}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+1.5*Q+1.5*0.6*W_{tot+Y-0.3}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+1.5*Q+1.5*0.6*W_{tot-X+0.2}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+1.5*Q+1.5*0.6*W_{tot-X-0.3}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+1.5*Q+1.5*0.6*W_{tot-Y+0.2}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+1.5*Q+1.5*0.6*W_{tot-Y-0.3}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+0.7*1.5*Q+1.5W_{tot+X+0.2}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+0.7*1.5*Q+1.5W_{tot+X-0.3}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+0.7*1.5*Q+1.5W_{tot+Y+0.2}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+0.7*1.5*Q+1.5W_{tot+Y-0.3}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+0.7*1.5*Q+1.5W_{tot-X+0.2}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+0.7*1.5*Q+1.5W_{tot-X-0.3}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+0.7*1.5*Q+1.5W_{tot-Y+0.2}$$

$$1.35*(DL1+DL2+DL3)+0.7*1.5*Q+1.5W_{tot-Y-0.3}$$

$$1.00(DL1+DL2+DL3) + 1.5 W_{tot+X+0.2}$$

$$1.00(DL1+DL2+DL3) + 1.5 W_{tot+Y+0.2}$$

$$1.00(DL1+DL2+DL3) + 1.5 W_{tot+X-0.3}$$

$$1.00(DL1+DL2+DL3) + 1.5 W_{tot+Y-0.3}$$

Σεισμικοί συνδυασμοί για την ανωδομή

Κατά το σχεδιασμό των κατασκευών επιτρέπεται να εφαρμοστούν απλούστεροι κανόνες επαλληλίας των συνιστωσών του σεισμού, οπότε δημιουργούνται οι παρακάτω 8 σεισμικοί συνδυασμοί. Σε αυτούς γίνεται η απλοϊκή θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y με ποσοστό 100% και 30%. Επίσης, ο σεισμικός συνδυασμός δεν συνδυάζεται με την δράση του ανέμου. Δηλαδή:

$$1.00(DL1+DL2+DL3) + 0.3Q + E_x + 0.3E_y$$

$$1.00(DL1+DL2+DL3) + 0.3Q + 0.3E_x + E_y$$

2.1.5.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για την ανωδομή

Τα μεγέθη σχεδιασμού των δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, έχουν γενικά συντελεστή ασφαλείας $\gamma_F = 1.0$, εφόσον η υπέρβαση δεν απειλεί ανθρώπινες ζωές, ενώ λαμβάνεται υπόψη στους συνδυασμούς των μεταβλητών δράσεων η διαφορετική συχνότητα εμφανίσεώς τους. Επίσης η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά στην άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων.

Οι συνδυασμοί δράσεων που εξετάζονται με την αρχή της κυρίαρχης δράσης, όπως και στην οριακή κατάσταση αστοχίας (βλ. παράγρ.2.1.5.1) είναι οι ακόλουθοι:

- 1) Χαρακτηριστικός συνδυασμός (σπάνιος)

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i}$$

2) Συχνός συνδυασμός

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

3) Οιονεί μόνιμος συνδυασμός (μακροχρόνιες επιδράσεις)

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i}$$

όπου:

$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή μόνιμων δράσεων
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i
A_{Ed}	τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης
A_d	τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης
P	χαρακτηριστική τιμή προέντασης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση
γ_P	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

Και οι τιμές του γ που προτείνονται είναι:

Οριακή κατάσταση αστοχίας

$\gamma_{G,j}$ 1,35 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,1}$ 1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i}$ 1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

$\gamma_{G,j}$ 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,1}$ 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i}$ 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

Κατά την εξέταση μίας οριακής κατάστασης θα πρέπει να ικανοποιείται για όλα τα φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβανομένων και των συνδέσεων η ακόλουθη σχέση:

$$E_d \leq R_d$$

Ed είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος (M, N, V).

Rd είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση μίας κατασκευής προσδιορίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που δρουν επί αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ , συνδυάζονται μεταξύ τους, με τους κατάλληλους συντελεστές συνδυασμού ψ_0, ψ_1, ψ_2 , για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών για διάφορες ανεξάρτητες μεταβλητές δράσεις είναι μικρή. Έτσι κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ , οι οποίοι εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

2.2 Δράσεις επί του τοίχου αντιστήριξης και των αντηρίδων

Το προσομοίωμα που παρουσιάστηκε στην παράγραφο 1.2.2 φορτίζεται με τα ίδια βάρη του συστήματος αντιστήριξης (G) και με τις ωθήσεις γαιών σε κατάσταση στατική (ΩG). Οι δράσεις αυτές συγκαταλέγονται στις μόνιμες δράσεις επί του τοίχου αντιστήριξης και λαμβάνονται υπ' όψη με συντελεστή $\gamma_G = 1.35$ στους συνδυασμούς φόρτισης.

2.2.1 Μόνιμες δράσεις: Ίδια βάρη μεταλλικών στοιχείων

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, η τιμή των οποίων υπολογίζεται βάσει των ονομαστικών τους διαστάσεων και των χαρακτηριστικών τιμών των πυκνοτήτων. Όπως έχει ήδη οριστεί στον πίνακα 2.1 τα ίδια βάρη των μεταλλικών στοιχείων υπολογίζονται $g = 78,5 \text{ KN/m}^3$.

2.2.2 Μόνιμες δράσεις: Ωθήσεις γαιών

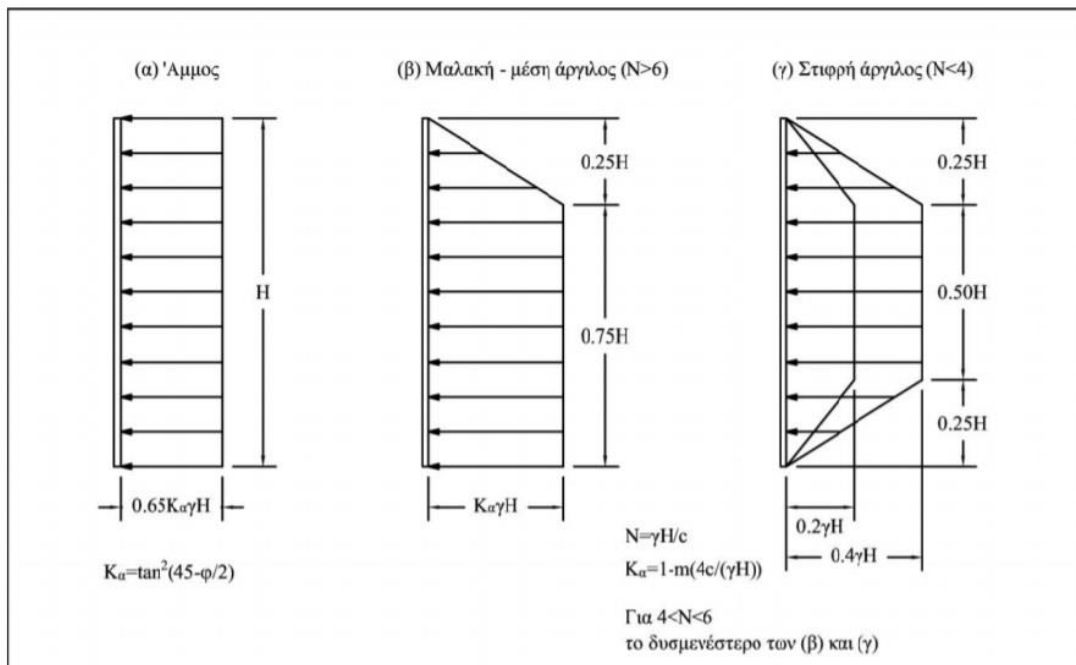
2.2.2.1 Θεωρητικό υπόβαθρο

Στην περίπτωση τοίχου αντιστήριξης με πολλαπλές αντηρίδες, ο υπολογισμός των εδαφικών ωθήσεων είναι αρκετά πολύπλοκος και διαφέρει ανάλογα με:

- Τον αριθμό, την θέση και την χρονική σειρά κατασκευής των αντηρίδων
- Τον τύπο εδάφους
- Το βάθος εκσκαφής
- Τον τρόπο κατασκευής της εκσκαφής και της αντιστήριξης

Για τον λόγο αυτό, οι ωθήσεις γαιών υπολογίζονται από εμπειρικά διαγράμματα περιβαλλουσών που έχουν προταθεί από διάφορους ερευνητές βάσει πειραματικών μετρήσεων. Τα διαγράμματα που χρησιμοποιούνται συνηθέστερα σήμερα είναι τα διαγράμματα Peck.

Ο Bowles (1997) αναφέρει ότι τα συγκεκριμένα διαγράμματα βασίστηκαν σε μετρήσεις που πραγματοποιήθηκαν σε εκσκαφές σε αργίλους κατά την κατασκευή του υπόγειου σιδηροδρόμου στο Σικάγο, καθώς και σε μετρήσεις σε αμμώδη εδάφη στον υπόγειο σιδηρόδρομο του Βερολίνου κατά τη διάρκεια του 1930. Οι Peck et. al. (1974) σημειώνουν ότι τα διαγράμματα δεν αναπαριστούν πραγματικές κατανομές εδαφικών ωθήσεων, αλλά είναι περιβάλλουσες που αποσκοπούν στην εκτίμηση των μέγιστων τιμών των δυνάμεων που δέχονται οι αντηρίδες. Η συγκεκριμένη ανάγκη προκύπτει από την παρατήρηση ότι ακόμα και στην ίδια την εκσκαφή, οι δυνάμεις σε κοντινές αντηρίδες στην ίδια στάθμη, μπορεί να παρουσιάζουν έντονη απόκλιση. Η χρήση περιβαλλουσών για τις εδαφικές ωθήσεις οδηγεί σε υπερσχεδιασμό του πετάσματος, αλλά ο εν λόγω υπερσχεδιασμός είναι επιθυμητός σε ένα βαθμό σύμφωνα με τη φιλοσοφία των διαγραμμάτων, προκειμένου να εξασφαλίζεται ένας ολικός συντελεστής ασφαλείας στο έργο.



Εικόνα 2.13 Διαγράμματα Peck (Peck et. al. 1974)

Οι προϋποθέσεις για την ικανοποιητική εφαρμογή των διαγραμμάτων είναι:

- A) Βαθιά εκσκαφή ($H > 6$ m).
- B) Ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής.
- Γ) Στραγγισμένες συνθήκες για την άμμο (τα διαγράμματα υπολογίζουν ενεργές τάσεις).
- Δ) Αστράγγιστες συνθήκες για την άργιλο (τα διαγράμματα υπολογίζουν ολικές τάσεις).

Για τις αργίλους, η παράμετρος ευστάθειας που παρουσιάζεται από τη σχέση 2-15

$$N = \gamma H / c_u \quad (2-15)$$

όπου c_u η μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή του αντιστηριζόμενου εδάφους, αυξάνεται με την αύξηση του βάθους της εκσκαφής. Για τιμές N μεταξύ 3 και 4, μια πλαστική ζώνη αρχίζει να δημιουργείται στην περιοχή του πυθμένα της εκσκαφής. Αυτή η πλαστική ζώνη επεκτείνεται για μεγαλύτερες τιμές του N . Κατά συνέπεια, δημιουργείται μία εκτεταμένη επιφάνεια ολίσθησης η οποία επεκτείνεται αρκετά πίσω από τον τοίχο και σε πολύ μεγαλύτερο βάθος από τη συνήθη επιφάνεια ολίσθησης. Συνεπώς, η εδαφική ώθηση αυξάνεται. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιείται στη σχέση υπολογισμού του K_a ο μειωτικός συντελεστής m . Για $N < 4$, μπορεί να λαμβάνεται $m = 1$. Επίσης, για $N < 4$, το κάτω όριο του $0,2\gamma H$ μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο αν δικαιολογείται από παρατηρήσεις σε παρόμοιες συνθήκες με αυτές που επικρατούν στην περιοχή του έργου, διαφορετικά η καταλληλότερη τιμή είναι $0,3\gamma H$.

2.2.2.2 Κατανομή εδαφικών ωθήσεων επί του τοίχου αντιστήριξης

Το πολυώροφο μεταλλικό κτίριο το οποίο αναλύεται στην παρούσα διπλωματική εδράζεται σε έδαφος με την στρωματογραφία που παρουσιάστηκε στην παράγραφο 1.2.2.1 και δίνεται συνοπτικά από τον παρακάτω πίνακα 2.9. Στην γύρω περιοχή του συγκεκριμένου έργου υπάρχουν κτίσματα και χώροι ψυχαγωγίας τα οποία λαμβάνονται υπόψη με το επιφανειακό κατανεμημένο φορτίο $q = 100 \text{ kPa}$, όπως φαίνεται στην εικόνα 2.14. Επιπλέον το βάθος εκσκαφής για την θεμελίωση του κτιρίου, όπως έχει αναφερθεί είναι $H = 10 \text{ m}$. Επομένως, το ύψος του τοίχου αντιστήριξης από μεταλλικές πασσαλοσανίδες, ο οποίος κατασκευάζεται για την υποστήριξη των εδαφών κατά τη φάση κατασκευής των υπογείων, θα είναι $H = 10 \text{ m}$ και υπολογίζεται έμπηξη του τοίχου στο έδαφος $h = 2 \text{ m}$.

Πίνακας 2.9 Στρωματογραφία για το έδαφος θεμελίωσης του πολυώροφου κτιρίου

ΣΤΡΩΜΑΤΟΓΡΑΦΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΕΡΓΟΥ	
Αντιστηρίζον έδαφος ($-10 \text{ m} \leq H \leq 0 \text{ m}$)	Στιφρή άργιλος $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$, $c_u = 60 \text{ kPa}$, $\phi = 20^\circ$
Έδαφος υποκείμενο του πυθμένα εκσκαφής ($H \leq -10 \text{ m}$)	Πυκνή άμμος $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$, $\phi = 40^\circ$

Σύμφωνα με την παράγραφο 2.2.2.1, οι εδαφικές ωθήσεις έως την στάθμη του πυθμένα εκσκαφής υπολογίζονται με το διάγραμμα Peck (γ) της εικόνας 2.13 που αναφέρεται σε στιφρή άργιλο ($N < 4$). Από την σχέση 2-15 προκύπτει:

$$N = \gamma H / c_u \rightarrow N = (20 \times 10) / 60 \rightarrow N = 3,34 < 4, \text{ στιφρή άργιλος.}$$

- Υπολογισμός κατακόρυφων τάσεων

Για $z = -10 \text{ m}$: $\sigma_{vH} = q + \gamma H = 100 + (20 \times 10) = 300 \text{ KN/m}^2$

- **Υπολογισμός οριζόντιων τάσεων**

Μέγιστη οριζόντια τάση κατά Peck (εικόνα 2.13), για στιφρή άργιλο:

$$\sigma_{hmax} = 0,3 \times \sigma_{vH} \quad (2-17)$$

Υπολογισμός συντελεστή ενεργητικής ώθησης:

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\varphi}{2}) \quad (2-18)$$

Επομένως, από τις σχέσεις 2.7 και 2.8 υπολογίζονται οι οριζόντιες τάσεις καθ' ύψος του τοίχου αντιστήριξης έως τον πυθμένα της εκσκαφής (H = 10 m), σύμφωνα με τα διαγράμματα Peck.

$$\text{Για } z = 0 \text{ m} : K_a = \tan^2(45 - \frac{20}{2}) \rightarrow K_a = 0,49$$

$$\sigma_h = K_a \times q \rightarrow \sigma_h = 0,49 \times 100 \rightarrow \sigma_h = 49 \text{ kra}$$

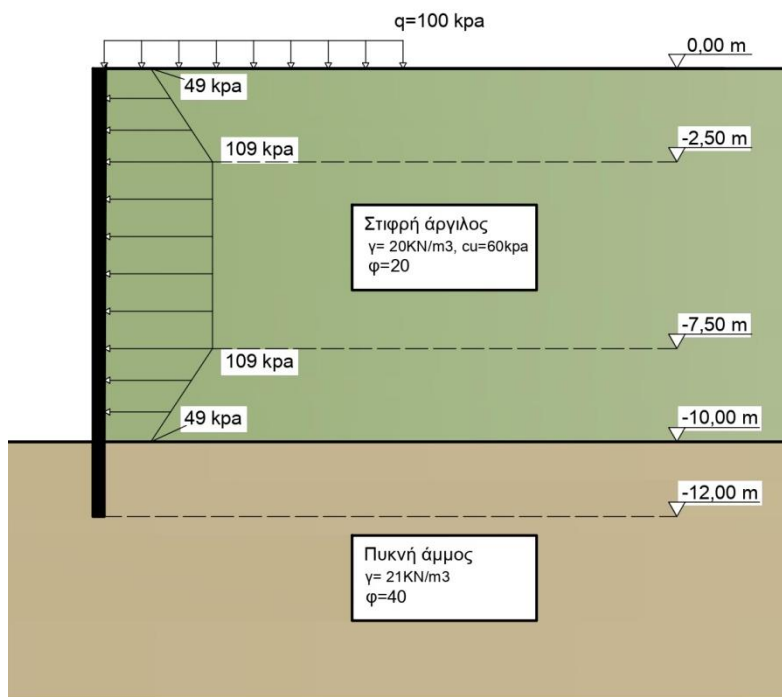
$$\text{Για } z = -2,5 \text{ m} : \sigma_{hmax} = 0,3 \times \sigma_{vH} \rightarrow \sigma_{hmax} = 0,3 \times \gamma \times H \rightarrow \sigma_{hmax} = 0,3 \times 20 \times 10 \rightarrow \sigma_{hmax} = 60 \text{ kra}$$

$$\sigma_h = (K_a \times q) + 60 \rightarrow \sigma_h = 49 + 60 \rightarrow \sigma_h = 109 \text{ kra}$$

$$\text{Για } z = -7,5 \text{ m} : \text{ομοίως με την στάθμη } z = -2,5, \sigma_h = 109 \text{ kra}$$

$$\text{Για } z = -10 \text{ m} : \sigma_h = K_a \times q \rightarrow \sigma_h = 0,49 \times 100 \rightarrow \sigma_h = 49 \text{ kra}$$

Οι οριζόντιες τάσεις λόγω του εδάφους που δρουν στον τοίχο αντιστήριξης παρουσιάζονται στην εικόνα 2.14. Το φορτίο q = 100 kra λόγω της ύπαρξης γειτονικών κτιρίων έχει συνυπολογιστεί στις οριζόντιες τάσεις που παρουσιάζονται. Παρ' όλα αυτά φαίνεται στο σχήμα για λόγους πληρότητας.



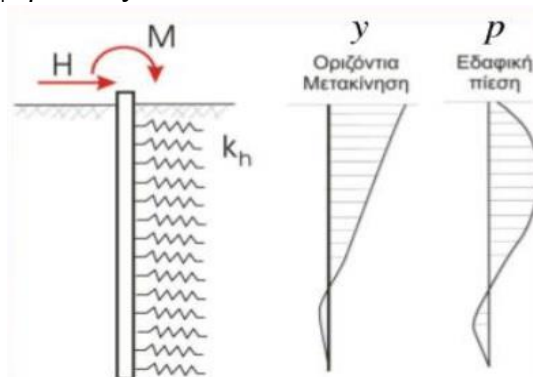
Εικόνα 2.14 Οριζόντιες τάσεις εδάφους κατά Peck επί του τοίχου αντιστήριξης.

2.2.3 Προσομοίωση δράσεων στην έμπηξη τοίχου μεταλλικών πασσαλοσανίδων

2.2.3.1 Θεωρητικό υπόβαθρο: Μέθοδος ελατηρίων Winkler

Το βάθος έμπηξης του τοίχου αντιστήριξης υπολογίζεται 2 μέτρα. Στο τμήμα αυτό, όπως προκύπτει και από την στρωματογραφία, υπάρχει πυκνή άμμος με τα χαρακτηριστικά της εικόνας 2.14. Για τον υπολογισμό των δράσεων σε αυτό το τμήμα της κατασκευής, το έδαφος προσομοιώνεται ως ελατηριωτό μέσο Winkler. Αυτό σημαίνει ότι το έδαφος θεωρείται ότι αποτελείται από γραμμικά ελατήρια και ο δείκτης εδάφους αντιστοιχεί στην ακαμψία αυτών των ελατηρίων (K_h). Ο δείκτης εδάφους μπορεί να υπολογιστεί μέσω σχέσεων που υπάρχουν στην βιβλιογραφία και είναι συνάρτηση πολλών παραμέτρων όπως :

1. Της δυστημσίας του εδάφους
2. Των διαστάσεων και της ευκαμψίας του πασσάλου
3. Του είδους της φορτίσεως



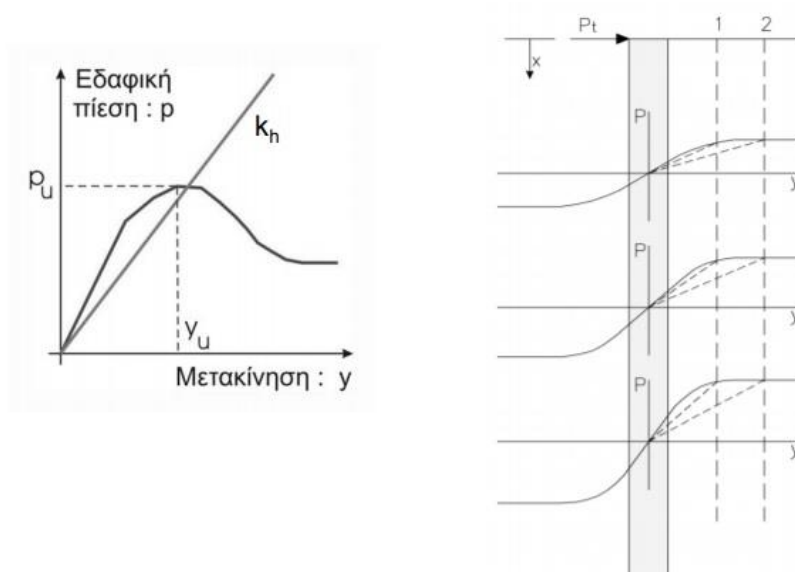
Εικόνα 2.15 Ελατηριωτό προσομοίωμα Winkler σε πάσσαλο.

Ένας εναλλακτικός τρόπος για τον προσδιορισμό της ακαμψίας των εδαφικών ελατηρίων Winkler είναι η δημιουργία γραμμικών καμπυλών $p-y$ με κλίση K_h , σύμφωνα με τη σχέση 2-19. Η χάραξη τους βασίζονται σε επί τόπου δοκιμές και το σχήμα τους εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά αντοχής του εδάφους και την τάση περισφύξης του περιβάλλοντος εδάφους.

$$p = k_h * y \quad (2-19)$$

Όπου:

- k_h δείκτης εδάφους σε οριζόντια διεύθυνση
- p εδαφική αντίδραση ανά μονάδα μήκους (kpa)
- y μετακίνηση πασσάλου



Εικόνα 2.16 Καμπύλη $p-y$ προσδιορισμού εδαφικής δυσκαμψίας καθ' ύψος του πασσάλου.

2.2.3.2 Προσδιορισμός καμπύλης $p - y$

Με βάση τα ανωτέρω θα κατασκευαστεί μία καμπύλη $p - y$ σε κάθε στάθμη εδάφους που θα τοποθετηθεί ελατήριο Winkler για την προσομοίωση των εδαφικών δράσεων στη συγκεκριμένη θέση. Από αυτή, θα προσδιοριστεί το μέτρο ακαμψίας K_h του ελατηρίου και θα πολλαπλασιαστεί με το εμβαδόν επιρροής του. Τα ελατήρια τοποθετούνται στον τοίχο αντιστήριξης στην οριζόντια διεύθυνση ανά ένα μέτρο μήκους και κατά την κατακόρυφη διεύθυνση ανά 0,5 μέτρο. Επομένως, το εμβαδόν επιρροής του κάθε ελατηρίου είναι $A = 1,00 * 0,50 = 0,50 \text{ m}^2$.

Οι δράσεις (p_A) των καμπυλών για την δεξιά πλευρά του τοίχου στην οποία εμφανίζονται ενεργητικές ωθήσεις γαιών δίνονται από τον τύπο:

$$p_A = (\sigma_{ha} - \sigma_{h0}) \quad (2-20)$$

Όπου

p_A	εδαφική αντίδραση από την δεξιά πλευρά του τοίχου (kPa)
σ_{hA}	ενεργητικές ωθήσεις γαιών (kPa)
σ_{h0}	ουδέτερες ωθήσεις γαιών (kPa)

Ομοίως, οι δράσεις (p_P) των καμπυλών για την αριστερή πλευρά του τοίχου στην οποία εμφανίζονται παθητικές ωθήσεις γαιών δίνονται από τον τύπο:

$$p_P = (\sigma_{hp} - \sigma_{h0}) \quad (2-21)$$

Όπου

p_P	εδαφική αντίδραση από την αριστερή πλευρά του τοίχου (kPa)
σ_{hp}	παθητικές ωθήσεις γαιών (kPa)
σ_{h0}	ουδέτερες ωθήσεις γαιών (kPa)

Οι ωθήσεις γαιών σε κάθε κατάσταση (ουδέτερη, ενεργητική, παθητική) υπολογίζονται σύμφωνα με τα παρακάτω.

- **Ουδέτερες ωθήσεις γαιών**

Οι οριζόντιες ουδέτερες ωθήσεις γαιών υπολογίζονται με βάση τη σχέση, για την δεξιά και την αριστερή παρειά του τοίχου αντιστήριξης:

$$\sigma_{h0} = \gamma * h * K_0 + q * K_0 \quad (2-22)$$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \quad (2-23)$$

Όπου

σ_{h0}	ουδέτερες ωθήσεις γαιών (kPa)
γ	ειδικό βάρος εκάστοτε εδαφικού στρώματος (KN/m ³)
K_0	συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων
q	επιπρόσθετο κατακόρυφο φορτίο λόγω γειτονικών κατασκευών (kPa)
h	ύψος στρώσης εδάφους (m)
φ	γωνία τριβής εδάφους

Επιπρόσθετα, στο τμήμα έμπηξης του τοίχου στη δεξιά παρειά υπολογίζονται και οι οριζόντιες ουδέτερες ωθήσεις γαιών λόγω του υπερκείμενου στρώματος αργίλου.

- **Ενεργητικές ωθήσεις γαιών**

Οι οριζόντιες ενεργητικές ωθήσεις γαιών υπολογίζονται με βάση τη σχέση, για την δεξιά παρειά του τοίχου αντιστήριξης:

$$\sigma_{hA} = \gamma * h * K_A + q * K_A \quad (2-24)$$

$$K_A = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2-25)$$

Όπου

σ_{hA}	ενεργητικές ωθήσεις γαιών (kPa)
γ	ειδικό βάρος εκάστοτε εδαφικού στρώματος (KN/m ³)
K_A	συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων
q	επιπρόσθετο κατακόρυφο φορτίο λόγω γειτονικών κατασκευών(kPa)
h	ύψος στρώσης εδάφους (m)
φ	γωνία τριβής εδάφους

Επιπρόσθετα, στο τμήμα έμπηξης του τοίχου στη δεξιά παρειά υπολογίζονται και οι οριζόντιες ενεργητικές ωθήσεις γαιών λόγω του υπερκείμενου στρώματος αργίλου.

- **Παθητικές ωθήσεις γαιών**

Οι οριζόντιες παθητικές ωθήσεις γαιών υπολογίζονται με βάση τη σχέση, για την αριστερή παρειά του τοίχου αντιστήριξης:

$$\sigma_{hB} = \gamma * h * K_B + q * K_B \quad (2-26)$$

$$K_B = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2-27)$$

Όπου

σ_{hB}	παθητικές ωθήσεις γαιών (kPa)
γ	ειδικό βάρος εκάστοτε εδαφικού στρώματος (KN/m ³)
K_B	συντελεστής παθητικών ωθήσεων
q	επιπρόσθετο κατακόρυφο φορτίο λόγω γειτονικών κατασκευών(kPa)
h	ύψος στρώσης εδάφους (m)
φ	γωνία τριβής εδάφους

Οι παραπάνω τάσεις (p_A) που αναπτύσσονται στην δεξιά πλευρά της έμπηξης του τοίχου αντιπροσωπεύουν την μετάβαση των εδαφικών ωθήσεων από την ουδέτερη κατάσταση στην ενεργητική. Οι μετακινήσεις (y_A) που αντιστοιχούν σε αυτές τις δράσεις ισοδυναμούν με τις μετακινήσεις που απαιτούνται για αναπτυχθεί η ελάχιστη ενεργητική ώθηση σε πυκνή άμμο. Αντίστοιχα, οι τάσεις (p_B) που αναπτύσσονται στην αριστερή πλευρά της έμπηξης του τοίχου αντιπροσωπεύουν την μετάβαση των εδαφικών ωθήσεων από την ουδέτερη κατάσταση στην παθητική. Επομένως, οι μετακινήσεις (y_B) που αντιστοιχούν σε αυτές τις δράσεις ισοδυναμούν με τις μετακινήσεις που απαιτούνται για να αναπτυχθεί η μέγιστη παθητική ώθηση σε πυκνή άμμο. Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα η μετακίνηση που απαιτείται σε πυκνή άμμο για την ανάπτυξη των ενεργητικών ωθήσεων λαμβάνεται $y_A = 0.001H$ και για την ανάπτυξη των παθητικών ωθήσεων $y_B = 0.01H$, αντίστοιχα.

Πίνακας 2.10 Μετακινήσεις για την ανάπτυξη ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων με βάση το είδος του εδάφους.

TABLE 10.3 Approximate Magnitudes of Movements Required to Reach Minimum Active and Maximum Passive Earth Pressure Conditions^a

Type of Backfill	Values of Δ/H^b	
	Active	Passive
Dense sand	0.001	0.01
Medium dense sand	0.002	0.02
Loose sand	0.004	0.04
Compacted silt	0.002	0.02
Compacted lean clay	0.01 ^c	0.05 ^c
Compacted fat clay	0.01 ^c	0.05 ^c

^a After Clough and Duncan, 1991.

^b Δ = movement of top of wall to reach minimum active or maximum passive pressure, by tilting or lateral translation.

H = height of wall.

^c Under stress conditions close to the minimum active or maximum passive earth pressures, cohesive soils creep continually. The movements shown would produce active or passive pressures only temporarily. With time the movements would continue if pressures remain constant. If movement remains constant, active pressures will increase with time, approaching the at-rest pressure, and passive pressures will decrease with time, approaching values on the order of 40% of the maximum short-term passive pressure.

Παρακάτω φαίνονται οι υπολογισμοί όλων των μεγεθών που αναφέρθηκαν για τον προσδιορισμό των καμπυλών $p - y$ και της δυσκαμψίας του εκάστοτε ελατηρίου K . Ορίζεται ως K_A η δυσκαμψία του ελατηρίου που αντιπροσωπεύει τις ενεργητικές ωθήσεις γαιών στην δεξιά παρειά του τοίχου αντιστήριξης και ως K_p η δυσκαμψία του ελατηρίου που αντιπροσωπεύει τις παθητικές ωθήσεις γαιών.

Πίνακας 2.11 Υπολογισμός τάσεων στην αριστερή παρειά του τοίχου αντιστήριξης όπου αναπτύσσονται παθητικές ωθήσεις.

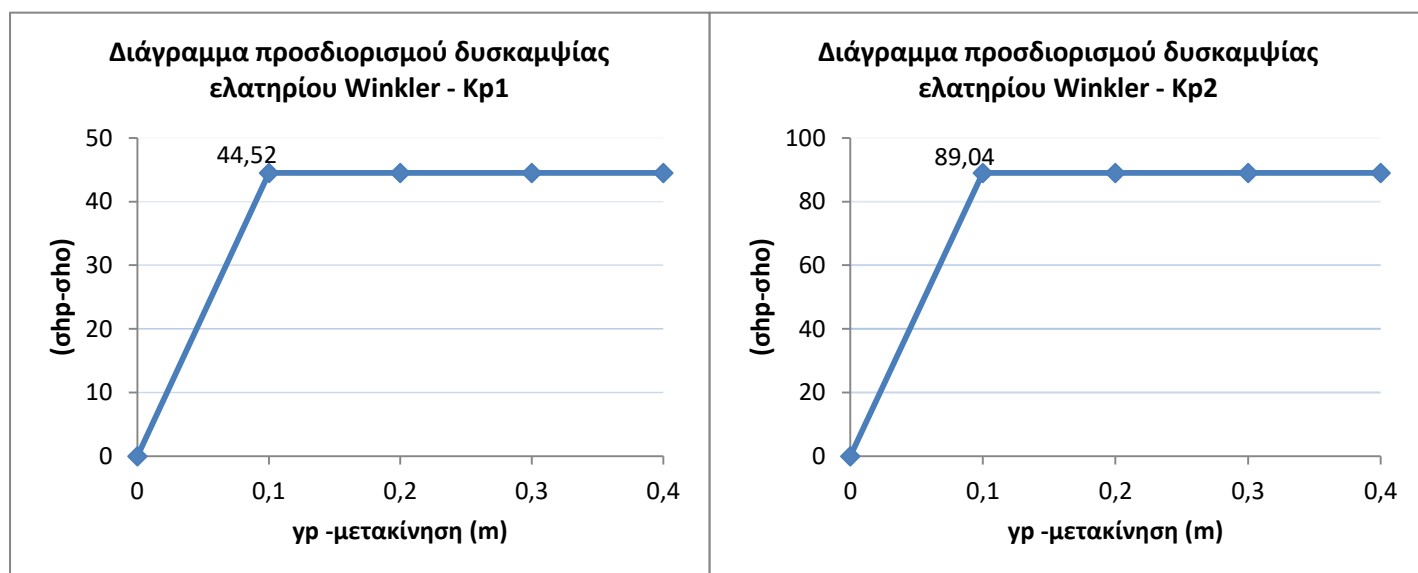
Αριστερή παρειά του τοίχου αντιστήριξης - ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων					
Βάθος εκσκαφής		$H = 10 \text{ m}$			
Εμβαδόν επιρροής ελατηρίου		$A = 0,5 \text{ m}^2$			
Στάθμη	Οριζόντιες ουδέτερες σ_{H0} (kPa)	Οριζόντιες παθητικές σ_{Hp} (kPa)	p_p (kPa)	$y_p = 0,01H$ (m)	$K_p * A$ (kN/m)
-0,5 m	3,78	48,3	44,52	0,1	222,6
-1 m	7,56	96,6	89,04	0,1	445,2
-1,5 m	11,34	144,9	133,56	0,1	667,8
-2 m	15,12	193,2	178,08	0,1	890,4

Πίνακας 2.12 Υπολογισμός τάσεων στην δεξιά παρειά του τοίχου αντιστήριξης όπου αναπτύσσονται ενεργητικές ωθήσεις.

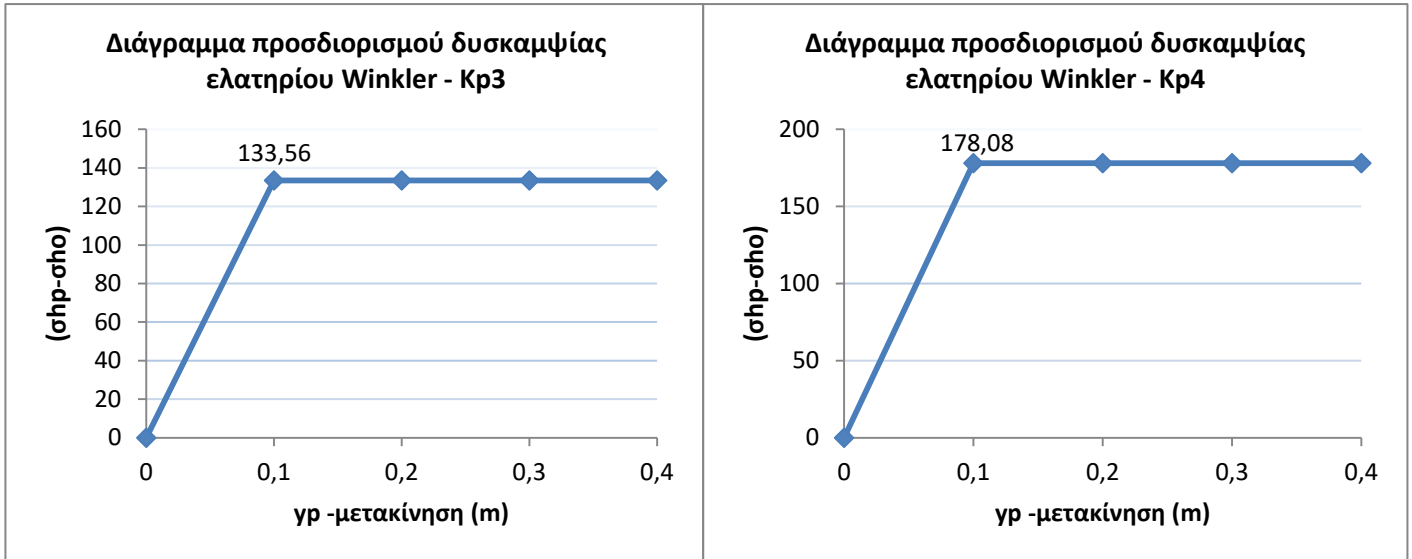
Δεξιά παρειά του τοίχου αντιστήριξης - ανάπτυξη ενεργητικών ωθήσεων					
Βάθος εκσκαφής		H = 10 m			
Εμβαδόν επιρροής ελατηρίου		A = 0,5 m ²			
Στάθμη	Οριζόντιες ουδέτερες σ_{HO} (kPa)	Οριζόντιες ενεργητικές σ_{HA} (kPa)	p_A (kPa)	$y_a=0,001H$ (m)	$K_A * A$ (KN/m)
-0,5 m	169,89	102,84	-67,05	0,01	-3352,5
-1 m	173,67	105,11	-68,56	0,01	-3428,0
-1,5 m	177,45	107,38	-70,07	0,01	-3503,5
-2 m	181,23	109,65	-71,58	0,01	-3579,0

Με βάση τους παραπάνω υπολογισμούς κατασκευάζονται οι καμπύλες $p - y$ από τις οποίες προσδιορίζονται οι τιμές των ελατηρίων Winkler που προσομοιώνουν τις εδαφικές τάσεις. Ο κατακόρυφος άξονας y αντιπροσωπεύει τις δράσεις p_A και p_B και ο οριζόντιος άξονας x αντιπροσωπεύει τις αντίστοιχες μετακινήσεις y_A και y_B .

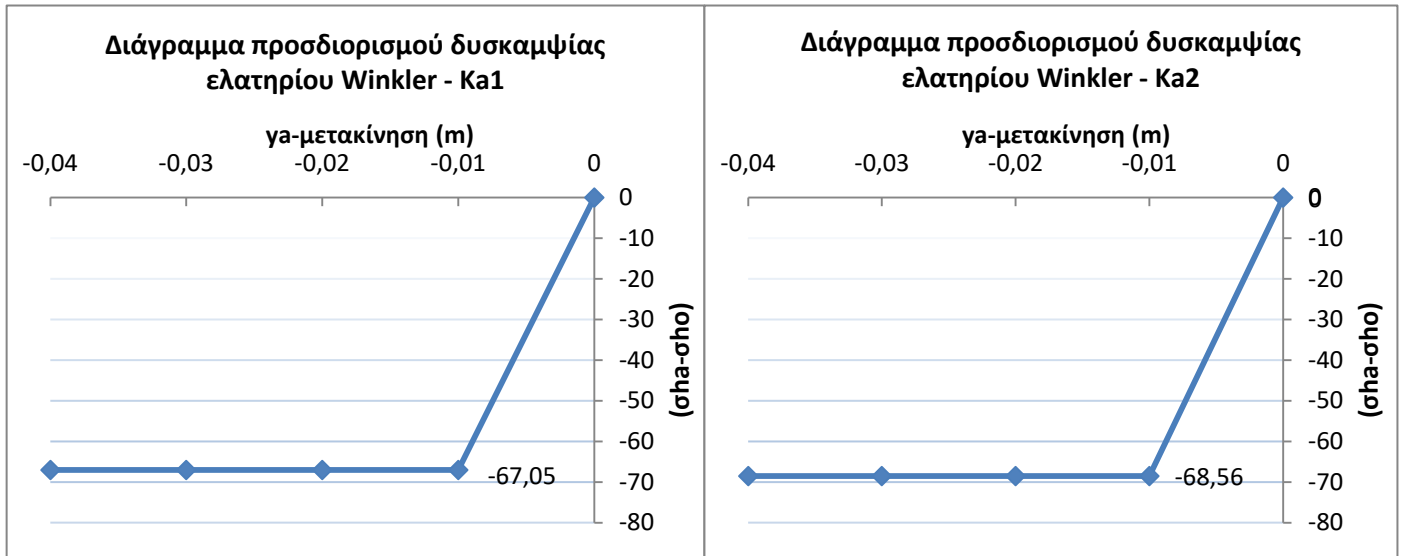
- Διαγράμματα προσδιορισμού δυσκαμψίας ελατηρίων Winkler



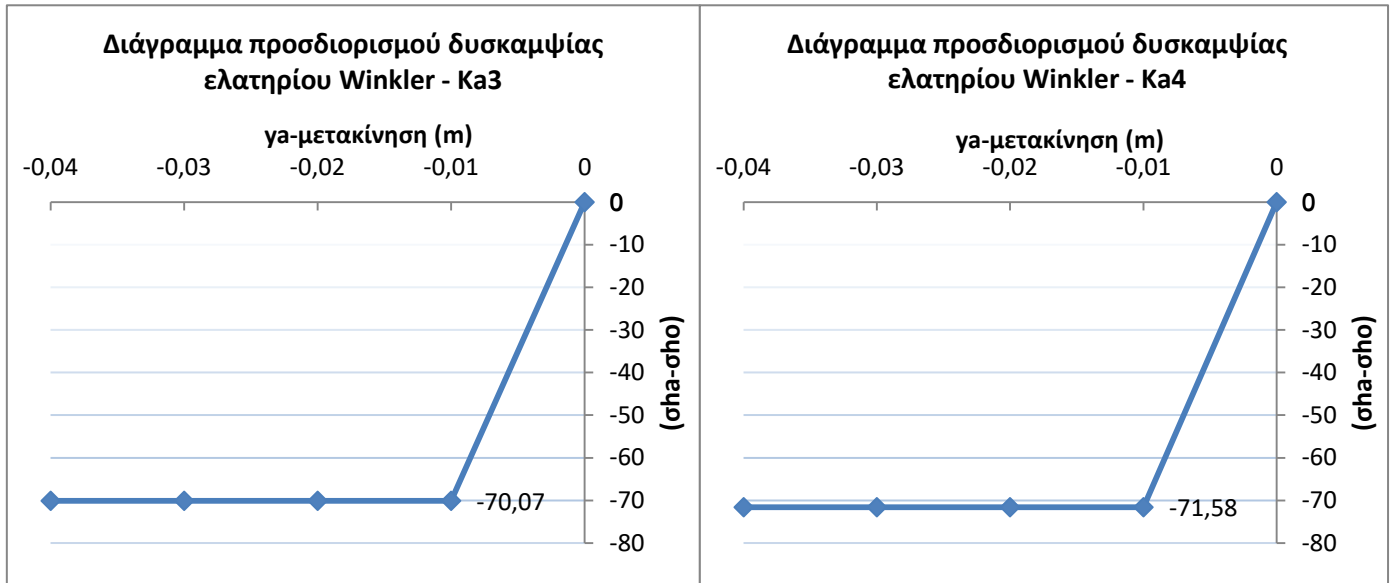
Εικόνα 2.17 Διαγράμματα προσδιορισμού δυσκαμψίας ελατηρίων Winkler για την παθητική κατάσταση.



Εικόνα 2.18 Διαγράμματα προσδιορισμού δυσκαμψίας ελατηρίων Winkler για την παθητική κατάσταση.

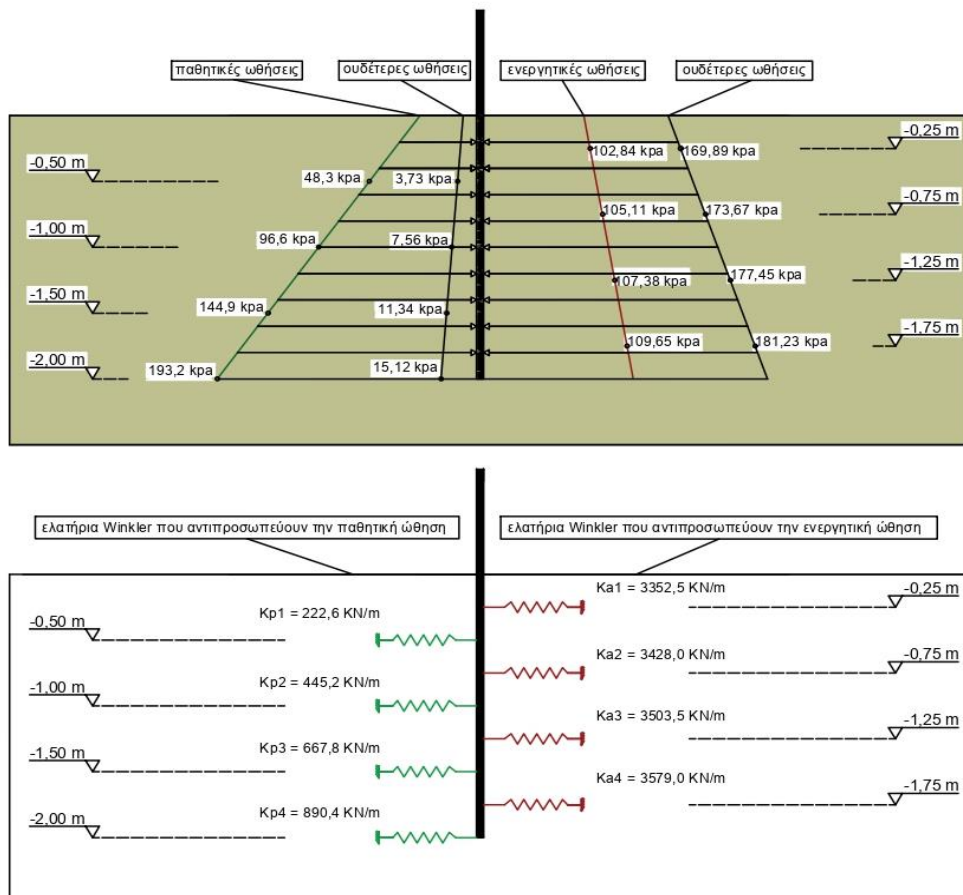


Εικόνα 2.19 Διαγράμματα προσδιορισμού δυσκαμψίας ελατηρίων Winkler για την ενεργητική κατάσταση.



Εικόνα 2.20 Διαγράμματα προσδιορισμού δυσκαμψίας ελατηρίων Winkler για την ενεργητική κατάσταση.

- Παρουσίαση κατανομής τάσεων στο τμήμα έμπηξης του τοίχου και τελικό ελατηριωτό προσομοίωμα Winkler



Εικόνα 2.17 Κατανομή τάσεων στο τμήμα έμπηξης του τοίχου και προσομοίωση αυτών με ελατήρια Winkler.

2.2.4 Συνδυασμοί φόρτισης για την προσωρινή αντιστήριξη βαθιάς εκσκαφής

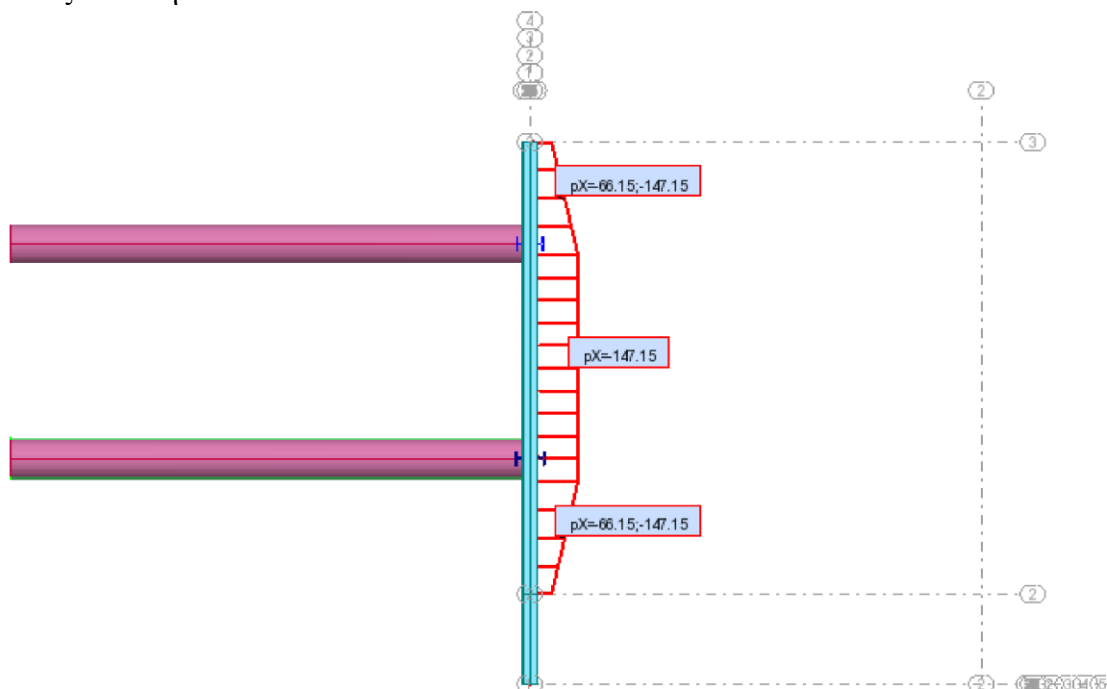
Τα προσομοιώματα που παρουσιάστηκαν στις παραπάνω παραγράφους φορτίζονται με τα ίδια βάρη του συστήματος αντιστήριξης (G) και με τις ωθήσεις γαιών σε κατάσταση στατική (Soil Pressure, SP). Ο εξεταζόμενος συνδυασμός παρουσιάζεται παρακάτω:

$$1,35 G + 1,35 SP$$

Όπου

- G τα ίδια βάρη των μεταλλικών στοιχείων του προσομοιώματος
SP οι ωθήσεις γαιών κατά Peck

Οι ωθήσεις γαιών παριστάνονται από τραπεζοειδές φορτίο και ασκούνται στον τοίχο αντιστήριξης από την στάθμη $z = 0,00$ m έως και την στάθμη $z = -10,00$ m, όπως παρουσιάζεται στην εικόνα 2.8.



Εικόνα 2.18 Κατανομή ωθήσεων γαιών κατά Peck στον τοίχο αντιστήριξης.

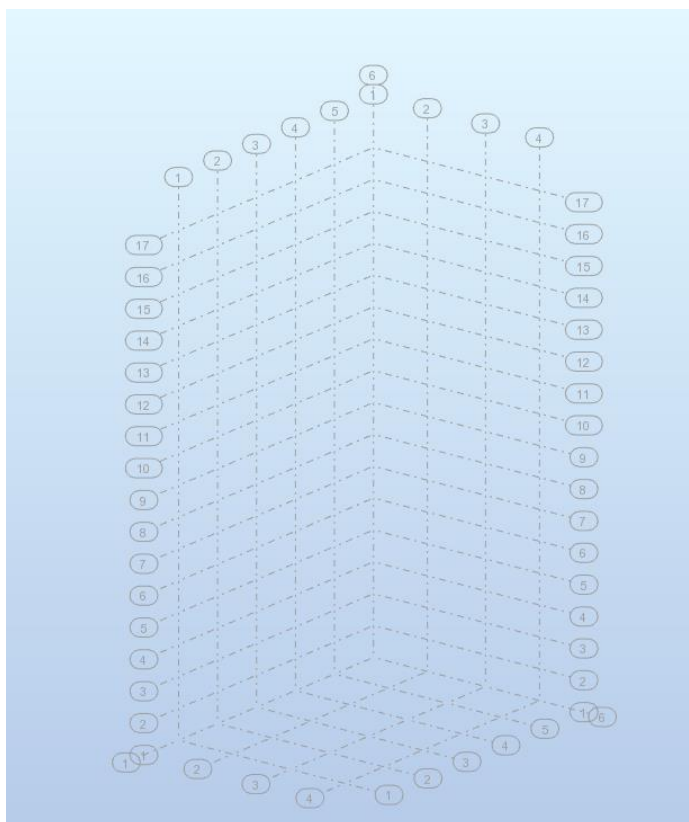
3 Ανάλυση και διαστασιολόγηση ανωδομής

3.1 Εισαγωγή – προσομοίωση υπό μελέτη κτιρίου στο στατικό πρόγραμμα Robot

Το κτίριο το οποίο καλούμαστε να διαστασιολογήσουμε μέσω του στατικού προγράμματος Robot, αναλύεται ως ένα χωρικό προσομοίωμα με γραμμικά στοιχεία, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με κόμβους. Όλα τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής (πρόσθετα μόνιμα g και κινητά φορτία q) ασκούνται ως κατανεμημένα φορτία στις πλάκες των ορόφων και εκείνες με την σειρά τα μεταβιβάζουν στις δοκούς του κτιριακού κελύφους μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας που τις χαρακτηρίζει.

3.1.1 Κάνναβος σχεδίασης μοντέλου

Το πρώτο στάδιο για την σχεδίαση του στατικού μας προσομοιώματος στο λογισμικό του προγράμματος είναι ο ορισμός ενός γεωμετρικού Κανάβου το οποίο θα μας ορίσει τις θέσεις όλων των διατομών που θα τοποθετήσουμε καθώς και τις στάθμες των ορόφων. Με την ύπαρξη κάθετων και παράλληλων γραμμών – σχεδιαστικών οδηγών ο μελετητής του έργου μπορεί να σχεδιάσει το προσομοίωμα με μεγαλύτερη ευκολία με στόχο την οικονομία χρόνου.

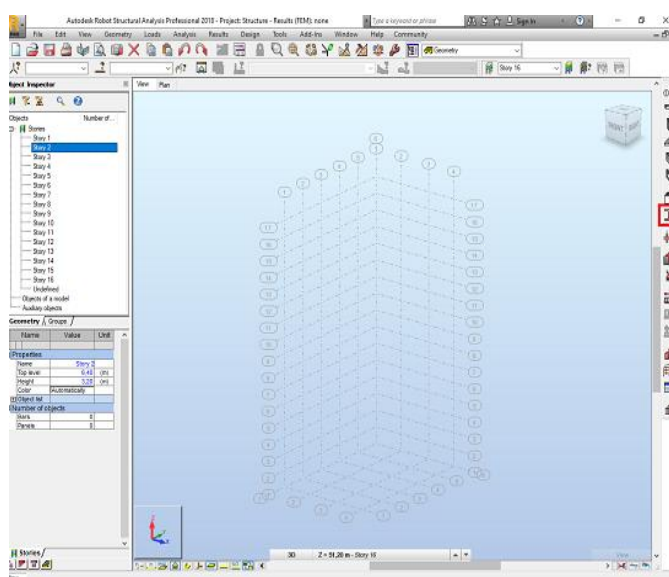


Εικόνα 3.1 Κάνναβος κτιρίου μελέτης

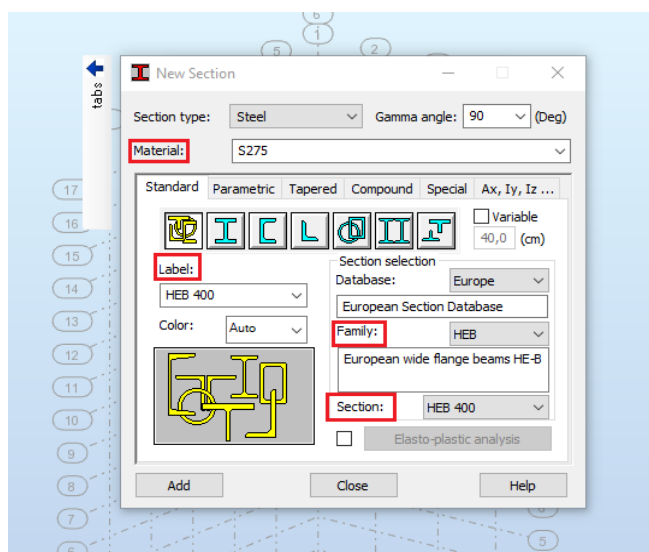
3.1.2 Ορισμός – σχεδίαση διατομών κτιρίου

Αρχικά για κάθε στοιχείο του κτιρίου επιλέγονται διατομές ενός συγκεκριμένου εύρους, οι οποίες στην συνέχεια θα βελτιστοποιηθούν, ανάλογα με τις τελικές εντάσεις και τους συνδυασμούς φορτίσεων σε αυτό. Όλες οι διατομές μετά το πέρας της μελέτης θα πρέπει να επαρκούν και να ικανοποιούν όλους του ελέγχους επάρκειας. Για τα υποστυλώματα του κτιρίου επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν διατομές κατηγορίας HEB για τις χαμηλότερες στάθμες ορόφων και HEA για τις υψηλότερες. Οι δοκοί του κτιρίου επιλέγονται από την κατηγορία διατομών HEA και οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας από αυτήν των κοίλων κυκλικών διατομών CHS.

Για να γίνει η επιλογή αυτών των διατομών για κάθε μέλος στο πρόγραμμα Robot, επιλέγουμε την εντολή Bar Section και κάνουμε εισαγωγή νέας διατομής ορίζοντας την ποιότητα χάλυβα και την διάσταση της όπως φαίνεται στις Εικόνες 3.2 και 3.3.



Εικόνα 3.2 Εντολή Bar Section.



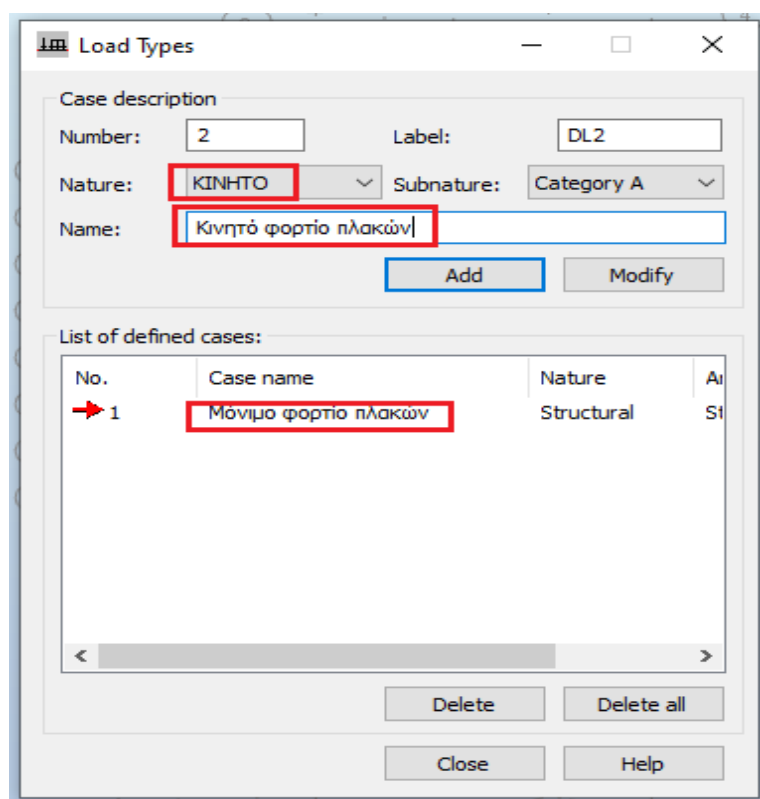
Εικόνα 3.3 Ορισμός στοιχείων νέας διατομής.

3.1.3 Προσομοίωση στηρίξεων προσομοιώματος κτιρίου

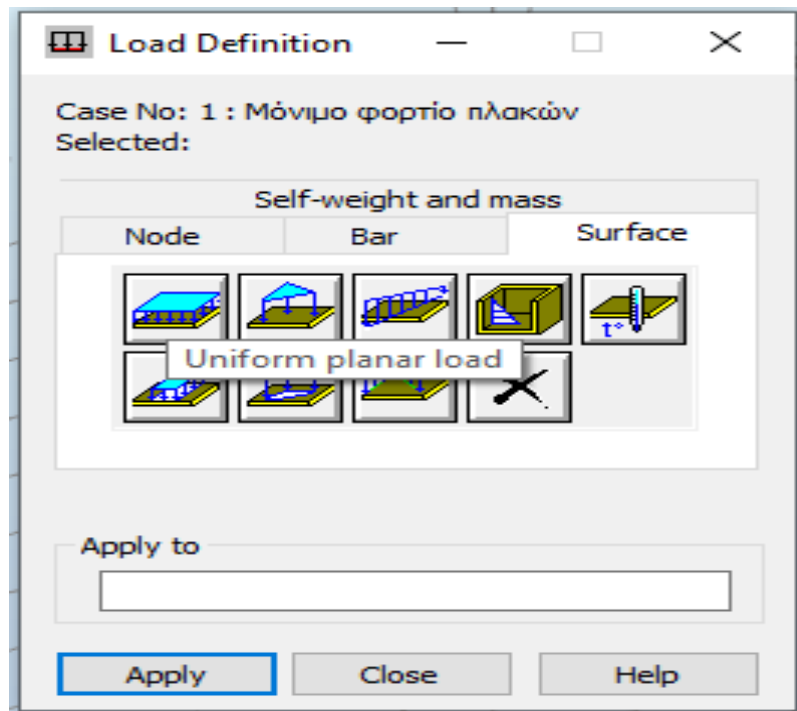
Λόγω της ύπαρξης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου μας , επιλέχθηκε όλα τα υποστυλώματα του κατώτερου ισογείου ορόφου να είναι αρθρωτά στην βάση τους, δηλαδή στην επαφή τους με τα τοιχία του υπογείου. Η άρθρωση επιτυγχάνεται με δέσμευση των μεταφορικών βαθμών ελευθερίας στις διευθύνσεις X και Y των χιαστί συνδέσμων και ελευθέρωση αυτού στην κατακόρυφη διεύθυνση Z. Επίσης ελεύθεροι είναι και όλοι οι στροφικοί βαθμοί ελευθερίας.

3.1.4 Εισαγωγή φορτίων στο προσομοίωμα

Για την επίτευξη της ανάλυσης της κατασκευής και μετέπειτα την διαστασιολόγηση της, είναι αναγκαίο να εισαχθούν στο στατικό πρόγραμμα όλα τα φορτία που ασκούνται στο κτιριακό κέλυφος. Η εισαγωγή των εντάσεων στο λογισμικό του Robot επιτυγχάνεται μέσω της εντολής Load Types από την βασική εργαλειοθήκη εντολών . Εκεί ορίζεται το είδος της εκάστοτε δράσης (μόνιμη , κινητή, δράση ανέμου κ.α.) (βλέπε Εικόνα 3.4) και στην συνέχεια μετά τον ορισμό της ακολουθεί η επιλογή του τύπου της, με βάση το πώς αυτή ασκείται (κατανεμημένο φορτίο , γραμμικό φορτίο κ.α.) (βλέπε Εικόνα 3.5) από την εντολή Load Definiton της ίδιας εργαλειοθήκης. Στην συνέχεια ο μελετητής ορίζει τους συνδυασμούς όλων των δράσεων που εφαρμόζονται στο κτίριο με τους συνδυασμούς που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 2.



Εικόνα 3.4 Ορισμός νέας φόρτισης.



Εικόνα 3.5 Ορισμός τύπου νέας φόρτισης.

3.1.5 Ιδιομορφική ανάλυση κατασκευής

Η μέθοδος ανάλυσης κατά τους αντισεισμικούς κανονισμούς που χρησιμοποιήθηκε για την μελέτη του κτιρίου είναι η *ιδιομορφική ανάλυση*. Στην μέθοδο αυτή υπολογίζονται όλες οι ιδιομορφές απόκρισης, δηλαδή οι δυσμενέστερες μετακινήσεις που είναι πιθανόν να συμβούν κατά την εξέλιξη των σεισμικών φαινομένων, και κατά τους υπολογισμούς λαμβάνεται υπόψιν ο συνδυασμός αυτών. Για να μπορέσει να εφαρμοστεί η ιδιομορφική ανάλυση θα πρέπει οι ιδιομορφές που θα ληφθούν υπόψιν στους υπολογισμούς και τους συνδυασμούς να πληρούν τις εξής 2 προϋποθέσεις :

- Το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών που ενεργοποιούνται να αποτελούν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής.
- Να λαμβάνονται υπόψιν οι ιδιομορφές των οποίων η ενεργοποιούμενη μάζα είναι μεγαλύτερη του 5% της συνολικής

Αφού καθοριστούν οι απαιτούμενες ιδιομορφές που θα ληφθούν υπόψιν , γίνεται ανάλυση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιείται η μέθοδος CQC η οποία παρέχει μεγαλύτερη ακρίβεια από οποιαδήποτε άλλη μέθοδο και χρησιμοποιείται για ένα μεγάλο εύρος περιπτώσεων.

Εκτελώντας τους υπολογισμούς των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών μέσω του στατικού προγράμματος προκύπτει πως θα ληφθούν υπόψιν οι μάζες των 8 πρώτων ιδιομορφών καθώς αυτές επιτυγχάνουν την συμμετοχή του 90% της συνολικής μάζας.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ X (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Y (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Z (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥΧ (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥΥ (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥΖ (%)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΧ (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΥ (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΖ (kg)
22/ 1	0,41	2,47	0,00	66,45	0,00	0,00	66,45	0,00	4881477,35	4881477,35	4881477,35
22/ 2	0,45	2,24	66,75	66,45	0,00	66,75	0,00	0,00	4881477,35	4881477,35	4881477,35
22/ 3	0,67	1,49	66,77	66,48	0,00	0,03	0,03	0,00	4881477,35	4881477,35	4881477,35
22/ 4	1,37	0,73	66,80	66,17	0,00	0,02	19,69	0,00	4881477,35	4881477,35	4881477,35
22/ 5	1,49	0,67	66,83	66,19	0,01	20,03	0,02	0,00	4881477,35	4881477,35	4881477,35
22/ 6	2,08	0,48	66,84	66,20	0,01	0,01	0,01	0,00	4881477,35	4881477,35	4881477,35
22/ 7	2,55	0,39	66,84	91,89	0,01	0,01	5,69	0,00	4881477,35	4881477,35	4881477,35
22/ 8	2,76	0,36	92,68	91,90	0,01	5,84	0,01	0,00	4881477,35	4881477,35	4881477,35

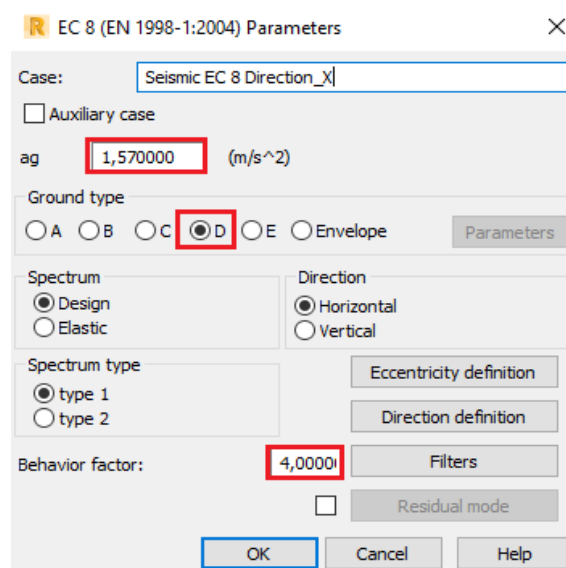
Εικόνα 3.6 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.

3.1.6 Εισαγωγή σεισμικών φορτίων στην κατασκευή

Μετά το πέρας της ιδιομορφικής ανάλυσης του κτιρίου ακολουθεί ο καθορισμός των σεισμικών φορτίων στην κατασκευή. Η διαδικασία εισαγωγής μέσω του στατικού προγράμματος Robot είναι σχετικά αυτοματοποιημένη και προϋποθέτει το καθορισμό των στοιχείων του σεισμικού χαρακτήρα της περιοχής, όπως η επιτάχυνση του σεισμού με βάση σεισμική ζώνη ή το είδος εδάφους, που χαρακτηρίζει την περιοχή του έργου. Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι δεν λαμβάνεται υπόψιν στους υπολογισμούς ο σεισμός στην κατακόρυφη διεύθυνση του κτιρίου Z.

Υπενθυμίζεται στο σημείο αυτό ότι τα στοιχεία που χαρακτηρίζουν το σεισμό του συγκεκριμένου κτιρίου είναι :

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I με εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού $a_g = 0,16 \times 9,81 \text{ m/s}^2 = 1,57 \text{ m/s}^2$
- Κατηγορία εδάφους D \rightarrow αμμώδες μετρίως χαλαρό έδαφος
- Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου II, $\gamma_I = 1.00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς κτιρίου $q = 4.00$



Εικόνα 3.7 Ορισμός στοιχείων σεισμού κτιρίου.

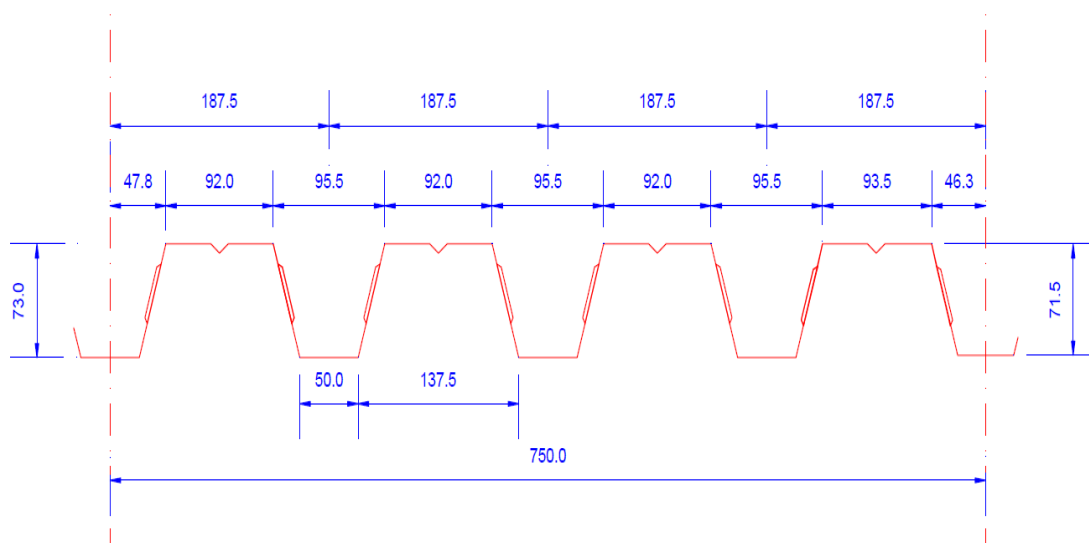
3.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών κτιρίου

Για την κατασκευή των σύμμικτων πλακών κάθε ορόφου του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν μεταλλικά χαλυβδόφυλλα τα οποία συνδέονται με τους δοκούς με διατμητικούς ήλους. Επίσης τα χαλυβδόφυλλα χρησιμοποιούνται και ως μεταλλότυποι (μεταλλικό καλούπι) για την σκυροδέτηση των σύμμικτων πλακών.

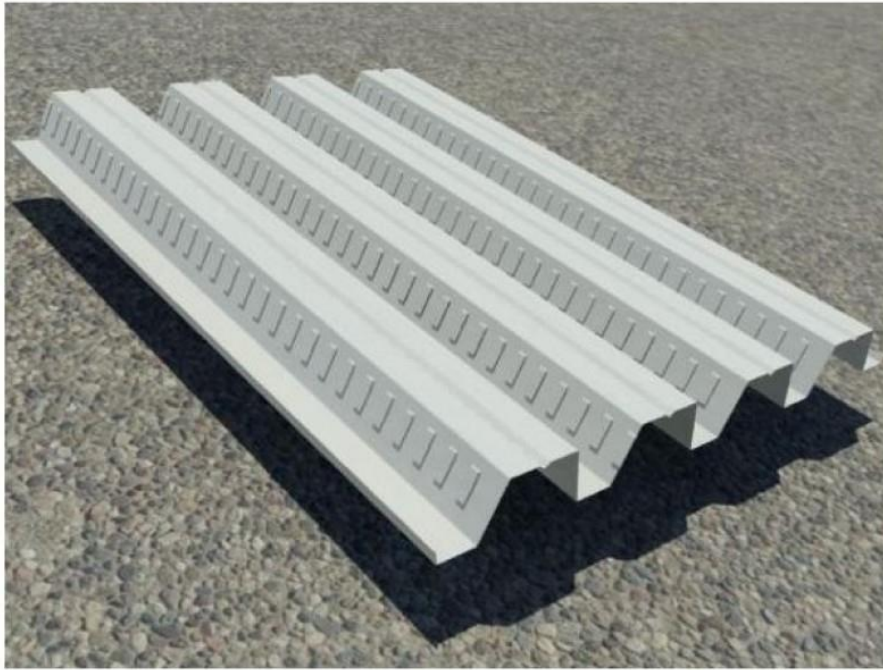
Στο έργο επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν χαλυβδόφυλλα κατασκευασμένα από την ελληνική εταιρία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και συγκεκριμένα το SYMDECK73. Το χαλυβδόφυλλο αυτό είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για κατασκευή πλακών ακόμα και μεγάλων ανοιγμάτων, καθώς επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί και ως αμιγώς μεταλλικός φορέας σε συγκεκριμένες εφαρμογές.

Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον 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.

Για το συγκεκριμένη εφαρμογή της κατασκευής επιλέγονται χαλυβδόφυλλα με πάχος 1mm, και από γαλβανισμένο χάλυβα υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τα οριζόμενα των προσαρτημάτων του Ευρωκώδικα 3.



Εικόνα 3.8 Τυπική διατομή χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73.



Εικόνα 3.9 Μορφή χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73.

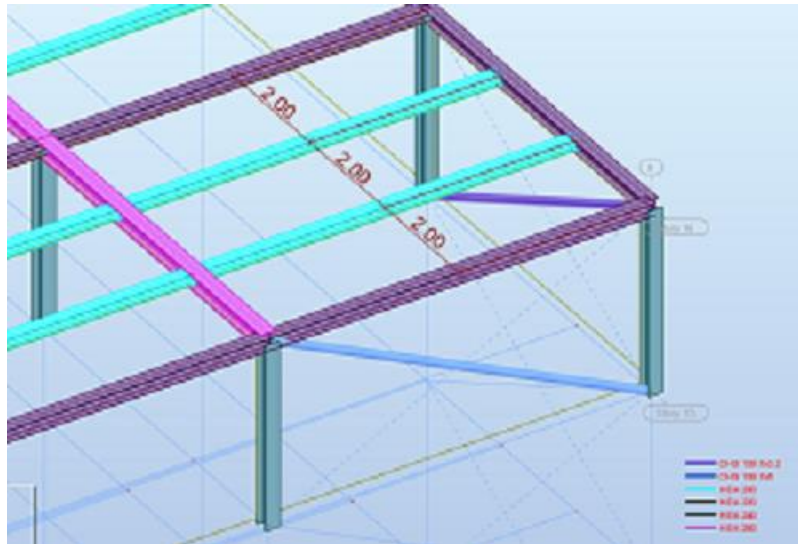
Θα σχεδιάσουμε και θα υπολογίσουμε τις σύμμικτες πλάκες της κατασκευής μας με την βοήθεια του υπολογιστικού προγράμματος SymDeck Designer, το οποίο είναι ένα λογισμικό ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλα της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Το λογισμικό αυτό διατίθεται δωρεάν στο διαδίκτυο από την ίδια την εταιρία προς διευκόλυνση των υπολογισμών από τους χρήστες. Όλοι οι υπολογισμοί και τα αποτελέσματα είναι σύμφωνα με τους κανονισμούς και τα οριζόμενα από τα ευρωπαϊκά και ελληνικά πρότυπα – Ευρωκώδικας 3, Ευρωκώδικας 4.

Κατά την ανάλυση τα χαλυβδόφυλλα είναι συνεχή μεταξύ των κύριων δοκών και στηρίζονται στις ενδιάμεσες διαδοκίδες. Για τον λόγο αυτό επιλύονται ως δοκοί 3 ανοιγμάτων (2m έκαστος) και ελέγχονται οι περιπτώσεις φορτίων στην φάση κατασκευής – σκυροδέτησης για το ίδιο το χαλυβδόφυλλο και σε αυτήν της λειτουργίας για το σύνολο της σύμμικτης πλάκας.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των σύμμικτων πλακών δίνονται παρακάτω:

- Πάχος σύμμικτης πλάκας σκυροδέματος $h_{πλάκας} = 0,20$ m
- Πάχος χαλυβδόφυλλου Symdeck73, $t_p = 1,00$ mm
- Οπλισμοί πλακών $\rightarrow \Phi 8/25$ cm
- Επικάλυψη οπλισμών πλάκας $c=3,00$ cm

Όσο αφορά την χρήση του λογισμικού SymDeck Designer αρχικά γίνεται εισαγωγή των στοιχείων της σύμμικτης πλάκας που πρόκειται να υπολογιστεί, όπως ο τύπος χαλυβδόφυλλου, το πλάτος των ανοιγμάτων του προσομειώματος της συνεχής δοκού $L(m)$ καθώς και τα κατακόρυφα μόνιμα g (KN/m^2) και κινητά φορτία q (KN/m^2) που επιπονούν τις πλάκες της κατασκευής. Ακόμα ορίζουμε την επιθυμητή ποιότητα σκυροδέματος και την διάμετρο ράβδου που θα χρησιμοποιηθούν.



Εικόνα 3.10 Διάταξη διαδοκίδων πάνω στις οποίες εδράζεται το χαλυβδόφυλλο μεταξύ των κυρίων δοκών – συνεχής δοκών ανοιγμάτων εύρους 2 m.

Sym Deck Designer 2

File Help Language

Project information

2.0 kN/m 2.0 kN/m 2.0 kN/m

s/n	L (m)	q (kN/m ²)
1	2.00	2.00
2	2.00	2.00
3	2.00	2.00

Self weight G = 3.98 kN/m²
Additional dead l... 3.50 kN/m²

Draw slab

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

General Construction phase checks Composite slab checks Fire resistance check

$M_{Rd,S}^+$ $M_{Rd,S}^-$

$M_{pl,Rd}^+ = 54.07$ kNm/m
 $M_{pl,Rd}^- = 13.83$ kNm/m
 $V_{Rd,c} = 40.45$ kN/m

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

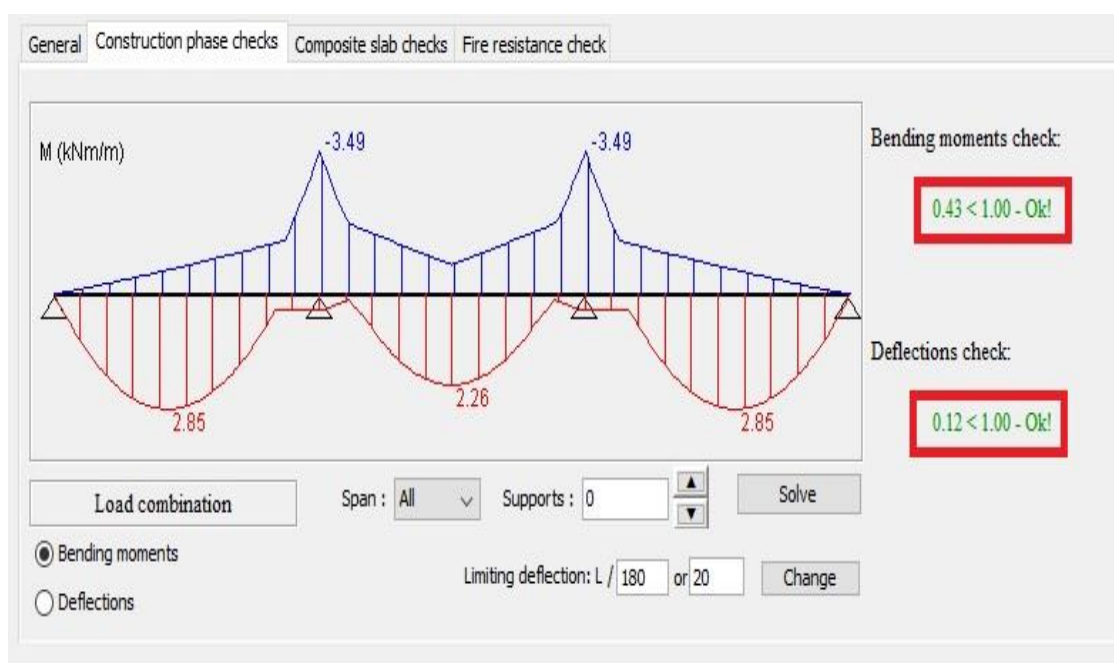
t = 1.00 mm $\gamma_{M1} = 1.00$ $A_s = 2.010$ cm²/m
C: 25/30 MPa $\gamma_C = 1.50$ $\emptyset : 8$ mm / d = 25 cm
S: 500 MPa $\gamma_S = 1.15$
h = 0.20 m c = 0.03 m
Fe: 320 GPa

Εικόνα 3.11 Εισαγωγή δεδομένων της σύμμικτης πλάκας στο λογισμικό SymDeck Designer.

3.2.1 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής

Ο έλεγχος επάρκειας του ίδιου του χαλυβδόφυλλου στην φάση σκυροδέτησης γίνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (Μέρος 1.3, λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης) και τα φορτία που λαμβάνονται υπόψιν στον συγκεκριμένο έλεγχο είναι:

- Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου
- Ίδιον βάρος σκυροδέματος
- Φορτία διάστρωσης σκυροδέματος κατά την σκυροδέτηση – λαμβάνεται ως κινητό
 - $q_1 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ ομοιόμορφα κατανεμημένο
 - $q_2 = 0,75 \text{ KN/m}^2$ ομοιόμορφα κατανεμημένο σε επιφάνεια $3.00 \times 3.00 \text{ m}$



Εικόνα 3.12 Διάγραμμα ροπών – έλεγχος ροπών και βελών χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής.

Όπως προκύπτει από την παραπάνω εικόνα οι έλεγχοι του χαλυβδόφυλλου στην φάση σκυροδέτησης ικανοποιούνται.

3.2.2 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στην φάση λειτουργίας

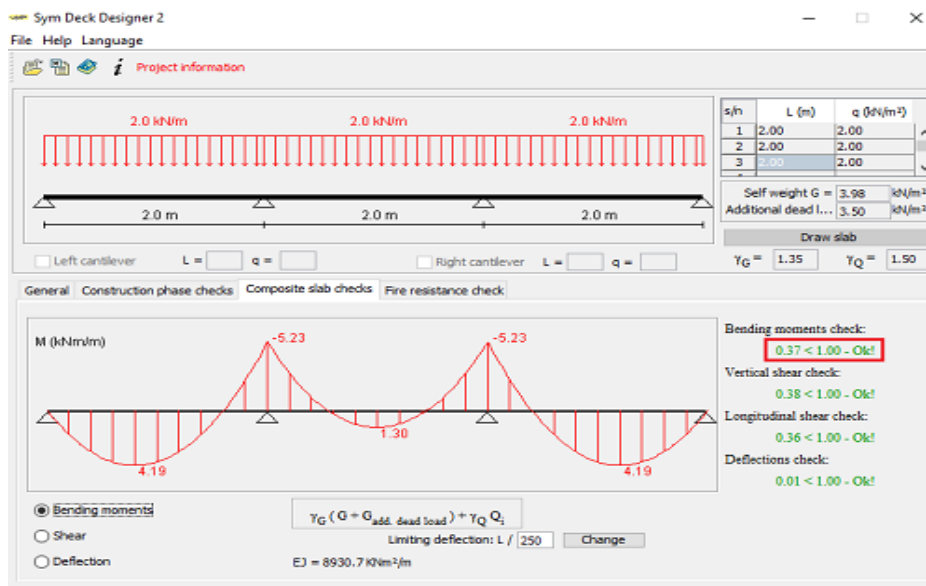
Σύμφωνα με τα προσαρτήματα του Ευρωκώδικα 4 για τις σύμμικτες πλάκες υπάρχουν περιορισμού που αφορούν τα ελάχιστα πάχη συνολικά της σύμμικτης πλάκας καθώς και του καθαρού τμήματος της πλάκας που είναι από σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα το συνολικό πάχος μιας σύμμικτης πλάκας δεν πρέπει να είναι μικρότερο

από 80mm, και αντίστοιχα το κομμάτι του καθαρού σκυροδέματος όχι μικρότερο των 40mm. Τέλος ο διαμήκης και ο εγκάρσιος οπλισμός που θα τοποθετηθεί στην πλάκα θα πρέπει να είναι τουλάχιστον 80mm²/m σε κάθε διεύθυνση.

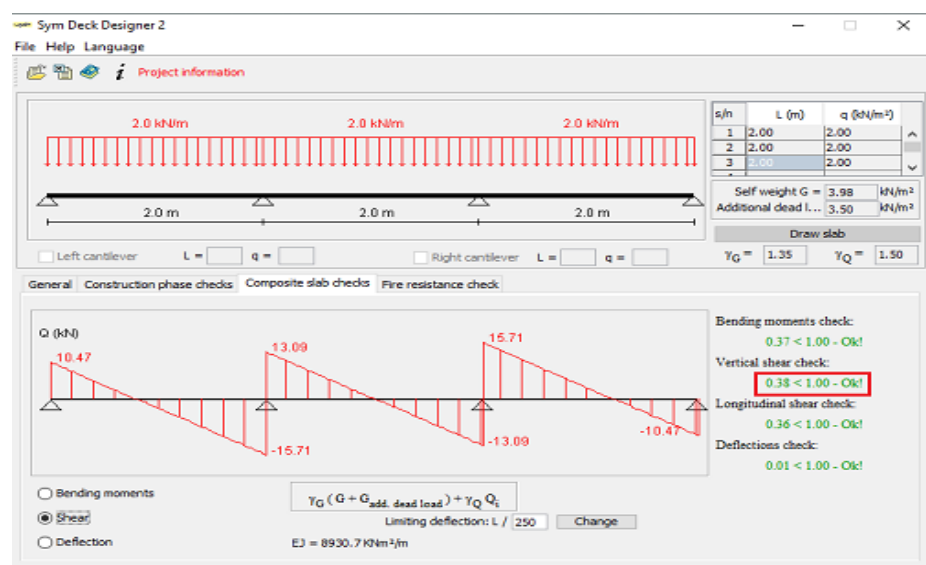
Φορτία σχεδιασμού σύμμικτης πλάκας

Τα φορτία σχεδιασμού της σύμμικτης πλάκας είναι :

- Το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος
- Πρόσθετο μόνιμο φορτίο 3,50 KN/m²
- Κινητό φορτίο 2,00 KN/m²



Εικόνα 3.13 Διάγραμμα ροπών – έλεγχος ροπών σύμμικτης πλάκας στην φάση λειτουργίας.



Εικόνα 3.14 Διάγραμμα τέμνουσας – έλεγχος τεμνουσών σύμμικτης πλάκας στην φάση λειτουργίας.

3.3 Διαστασιολόγηση σύμμικτων δοκών κτιρίου

Οι δοκοί των μεταλλικών κτιρίων συνήθως είναι σύμμικτες, οπότε η διαστασιολόγηση τους περιλαμβάνει αρχικά την σιδηροδοκό στην φάση κατασκευής και έπειτα την σύμμικτη δοκό στην φάση λειτουργίας. Οι έλεγχοι αφορούν την οριακή κατάσταση αστοχίας αλλά και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Οι δοκοί του κτιρίου που μελετάται, τόσο οι κύριες όσο και οι δευτερεύουσες (διαδοκίδες), έχουν επιλεγεί να είναι σύμμικτες και αμφιέρειστες.

Στο κτίριο μας όλες οι δοκοί έχει επιλεγεί να είναι σύμμικτες και με βάση την γεωμετρία και την διάταξη που προέκυψε κατά τον σχεδιασμό έχουν προκύψει τέσσερα διαφορετικά είδη σύμμικτης δοκού:

- 1) Κεντρική δοκός του κτιρίου παράλληλα στην διεύθυνση Y μήκους 6.00 m.
- 2) Κεντρική δοκός του κτιρίου παράλληλα στην διεύθυνση X μήκους 6.50 και 7.00 m.
- 3) Περιμετρική δοκός του κτιρίου παράλληλα στην διεύθυνση Y μήκους 6.00 m.
- 4) Περιμετρική δοκός του κτιρίου παράλληλα στην διεύθυνση X μήκους 6.50 και 7.00 m.
- 5) Δευτερεύουσα δοκός κτιρίου παράλληλα στην διεύθυνση X μήκους 6.50 και 7.00 m.

Για την επίλυση των δοκών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Arcelor Mittal Beams Calculator v.3.47, της εταιρίας παραγωγής χαλύβδινων στοιχείων Arcelor Mittal, το οποίο διατίθεται δωρεάν προς χρήση στο διαδίκτυο. Υπέρ την ασφαλείας λύθηκαν η δυσμενέστερη δοκός από κάθε μια κατηγορία εκ των πέντε που αναφέρθηκαν παραπάνω και επιλέχθηκε να τοποθετηθεί αυτή σε κάθε θέση όμοια κατηγορίας δοκού σε όλο το κτίριο.

Στην φάση κατασκευής η δοκός ως μεταλλική παραλαμβάνει το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος, το ίδιο βάρος της και το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου. Μετέπειτα στην φάση λειτουργίας της η δοκός παραλαμβάνει όλα τα φορτία που παραλάμβανε στην φάση κατασκευής, αλλά προστίθενται ακόμα τα πρόσθετα μόνιμα, τα οποία θεωρήσαμε ίσα με 3.50 KN/m^2 καθώς επίσης και τα κινητά φορτία τα οποία είναι 2.00 KN/m^2

3.3.1 Έλεγχος συμπίκτων δοκών στην φάση κατασκευής

Κατάταξη διατομής σιδηροδοκού

Σε πρώτο στάδιο θα πρέπει να γίνει η κατάταξη της διατομής της σιδηροδοκού. Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη. Ανάλογα με την ένταση του στοιχείου, γίνεται κατάταξη των επιμέρους τμημάτων για να αποφασιστεί ένα θα γίνει ελαστική ή πλαστική ανάλυση του μέλους. Συγκεκριμένα, οι δοκοί μας υπόκειται σε εγκάρσια φορτία. Γι' αυτό ελέγχονται σε κάμψη και διάτμηση. Ειδικότερα κατά την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό σε κάμψη και το πέλμα σε θλίψη.

Έλεγχος σύμμικτης δοκού σε διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} που δέχεται κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την σχέση :

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1.00 \quad (3-1)$$

Όπου : $V_{c,Rd}$ είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$. Για ελαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η ελαστική διατμητική αντοχή. Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από την σχέση :

$$V_{pl,Rd} = \frac{Av \times \left(\frac{fy}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (3-2)$$

Όπου : Av η επιφάνεια διάτμησης που για ελατές διατομές I ή H με φορτίο παράλληλο στον κορμό ισούται με $A-2btf+(tw+2r)*tf$

Έλεγχος μέλους δοκού σε κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί την σχέση :

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1.00 \quad (3-3)$$

Όπου : $M_{c,Rd}$ υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψιν την παρακάτω σχέση:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times fy}{\gamma_{M0}}, \text{ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2} \quad (3-4)$$

Έλεγχος μέλους δοκού σε φάση κατασκευής – πλευρική ευστάθεια

Μία πλευρικά μη εξασφαλισμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού ως εξής:

$$M_{Ed} / M_{b,Rd} \leq 1.00 \quad (3-5)$$

Όπου : M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής
 $M_{b,Rd}$ είναι ροπή αντοχής της δοκού σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό και δίνεται από την σχέση :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_y \times (fy / \gamma_{M1}) \quad (3-6)$$

3.3.2 Έλεγχος συμμίκτων δοκών στην φάση λειτουργίας

Στην φάση λειτουργίας οι δοκοί είναι πλέον σύμμικτες και αμφιέρειστες. Οπότε, ελέγχονται μόνο για θετικές ροπές σύμφωνα με την παρακάτω μεθοδολογία και βήματα:

Κατάταξη διατομής σύμμικτης δοκού

Όπως πραγματοποιείται και με τις χαλύβδινες διατομές οι σύμμικτες δοκοί κατατάσσονται σε κατηγορία για λόγους μεθόδου ανάλυσης ανάλογα με τον λόγο πλάτους προς πάχος (b/t) των θλιβόμενων τοιχωμάτων τους.

Έλεγχος σύμμικτης δοκού σε κάμψη

Γίνεται θεώρηση από τον μελετητή ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πάχους τη πλάκας σκυροδέματος, που αποτελεί και την συνηθέστερη περίπτωση σε κοινές αναλύσεις.

Στην συνέχεια υπολογίζεται :

- Η θλιπτική δύναμη στην δοκό

$$D = b \times z_o \times 0.85 \times fcd \quad (3-7)$$

- Η εφελκυστική δύναμη στην δοκό

$$Z = A_a \times fyd \quad (3-8)$$

- Η θέση του ουδέτερου άξονα από την σχέση

$$D = Z \rightarrow z_o = \frac{A_a \times fyd}{b \times 0.85 \times fcd} \quad (3-9)$$

- Η πλαστική ροπή αντοχής από την σχέση

$$M_{pl,Rd} = Z \times (z_o - z_o/2) = A_a \times fyd \times (z_o - z_o/2) \quad (3-10)$$

Έλεγχος σύμμικτης δοκού σε διάτμηση

Κατά το έλεγχο της σύμμικτης δοκού σε διάτμηση λαμβάνεται υπόψιν ότι ο κορμός είναι συμπαγής και έτσι οι τέμνουσες δράσεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού.

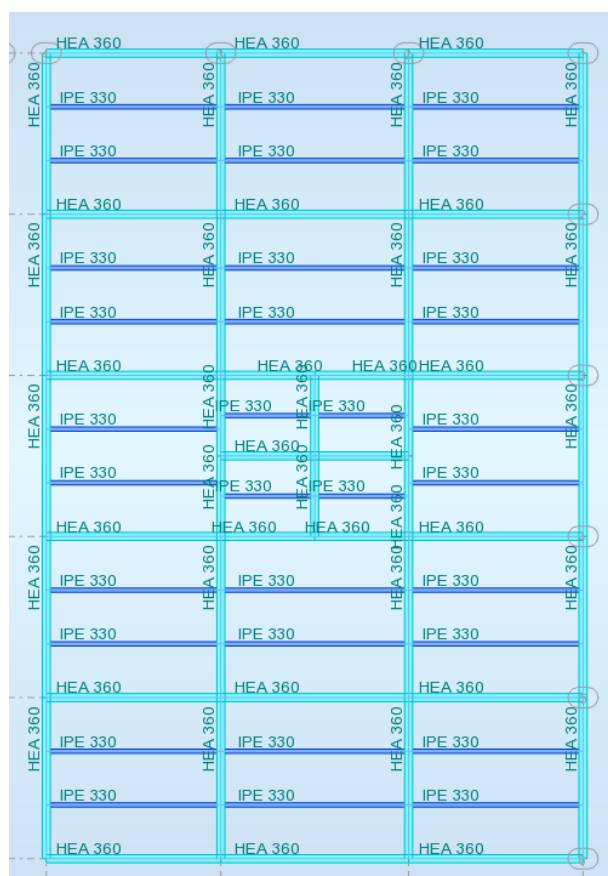
Η αντοχή της σύμμικτης δοκού σε τέμνουσα δίνεται από την σχέση :

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \times \frac{f_y k / \sqrt{3}}{\gamma_M} \quad (3-11)$$

Όπου : A_v είναι το εμβαδόν του κορμού της διατομής που παραλαμβάνει την δρώσα τέμνουσα.

Από τους ανωτέρω ελέγχους των συμμίκτων δοκών του κτιρίου τόσο σε φάση κατασκευής όσο και σε φάση λειτουργίας ,με την βοήθεια του λογισμικού του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator v.3.47, προέκυψαν οι παρακάτω διατομές δοκών του κτιρίου της μελέτης:

- 1) Κεντρική δοκός του κτιρίου παράλληλα στην διεύθυνση Y διατομής HEA 360 και ποιότητας χάλυβα S355
- 2) Κεντρική δοκός του κτιρίου παράλληλα στην διεύθυνση X διατομής HEA 360 και ποιότητας χάλυβα S355
- 3) Περιμετρική δοκός του κτιρίου παράλληλα στην διεύθυνση Y διατομής HEA 360 και ποιότητας χάλυβα S355
- 4) Περιμετρική δοκός του κτιρίου παράλληλα στην διεύθυνση X διατομής HEA 360 και ποιότητας χάλυβα S355
- 5) Δευτερεύουσα δοκός κτιρίου παράλληλα στην διεύθυνση X διατομής IPE 330 και ποιότητας χάλυβα S355

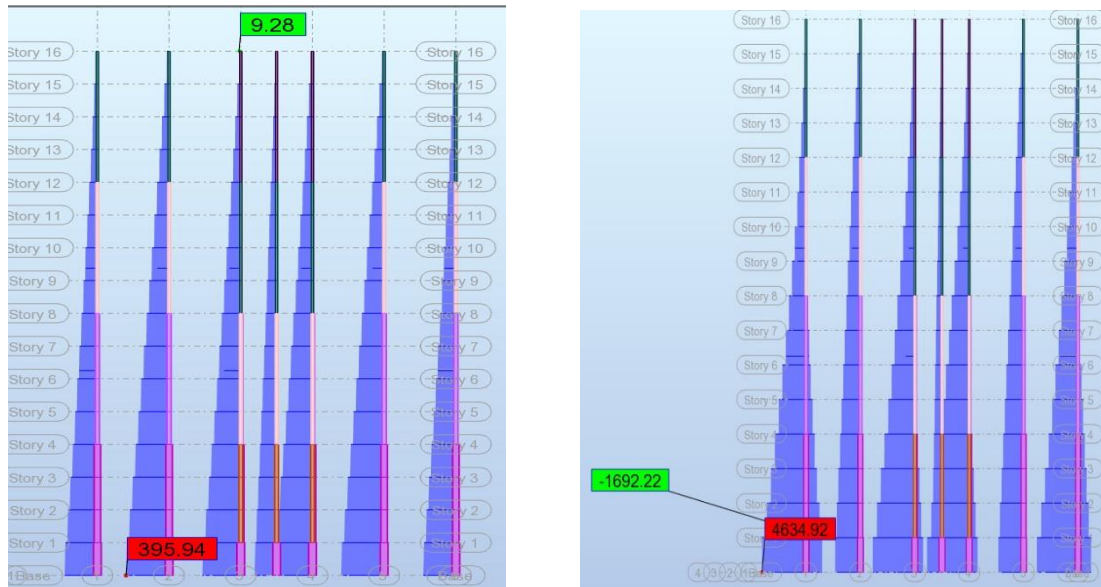


Εικόνα 3.15 Διάταξη διατομών κύριων και δευτερευουσών δοκών κτιρίου.

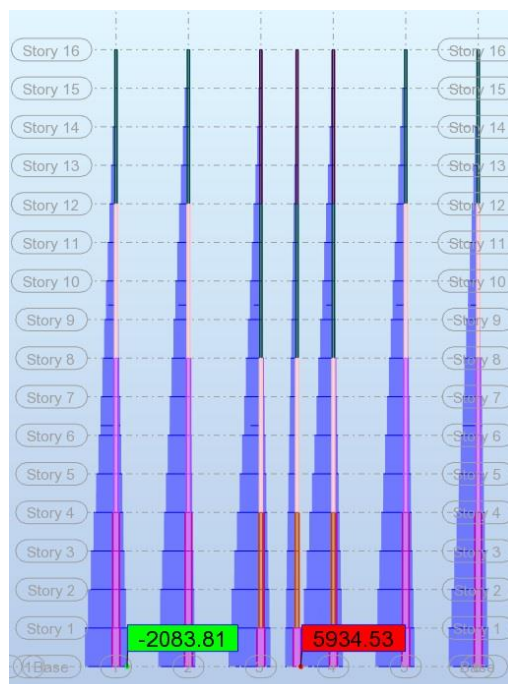
3.4 Αποτελέσματα ανάλυσης

Στην ενότητα αυτή θα παρουσιαστούν ενδεικτικά κάποια από τα εντατικά μεγέθη από τα βασικά φορτία.

3.4.1 Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων

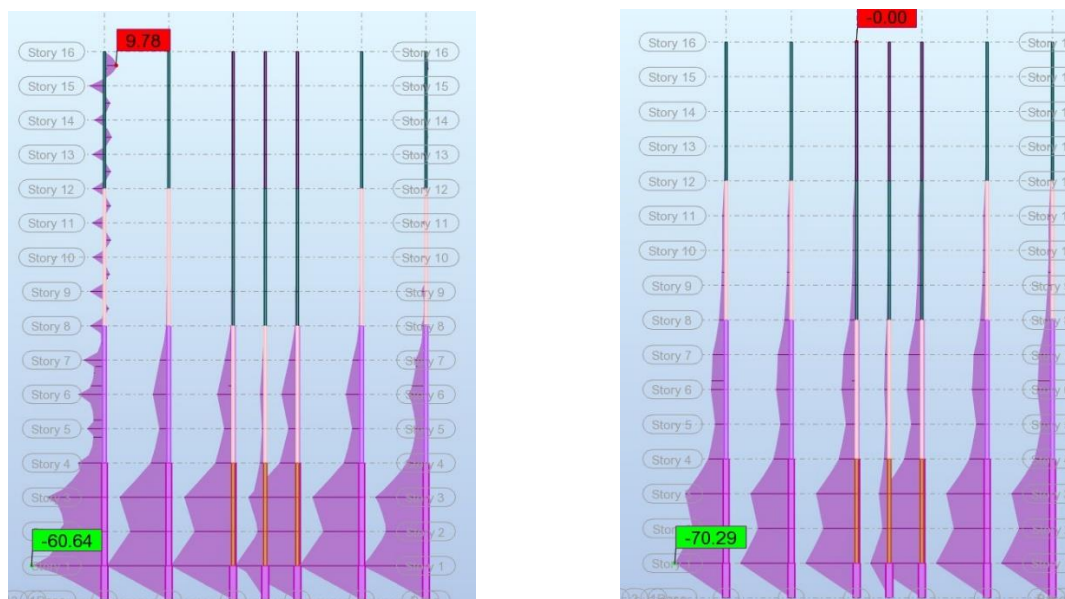


Εικόνα 3.16 Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων λόγω των ίδιων βαρών της κατασκευής (αριστερά). Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων λόγω ανέμου (δεξιά).



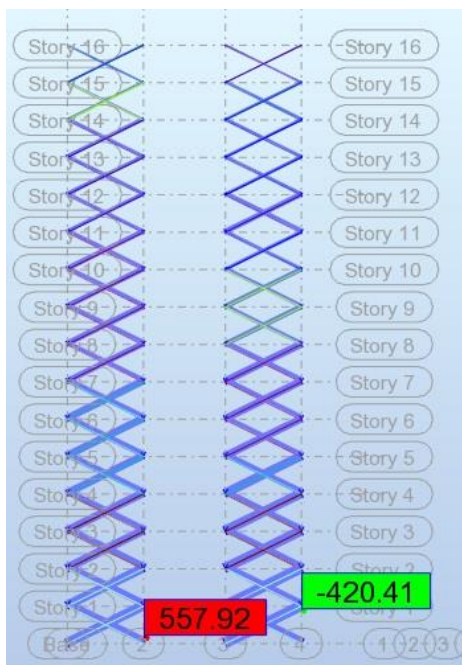
Εικόνα 3.17 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα.

3.4.2 Ροπές κάμψης υποστρωμάτων



Εικόνα 3.18 Ροπές κάμψης υποστρωμάτων για την δράση του ανέμου (αριστερά).
Ροπές κάμψης υποστρωμάτων για τη δράση του σεισμού (δεξιά).

3.4.3 Αξονικές δυνάμεις κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας



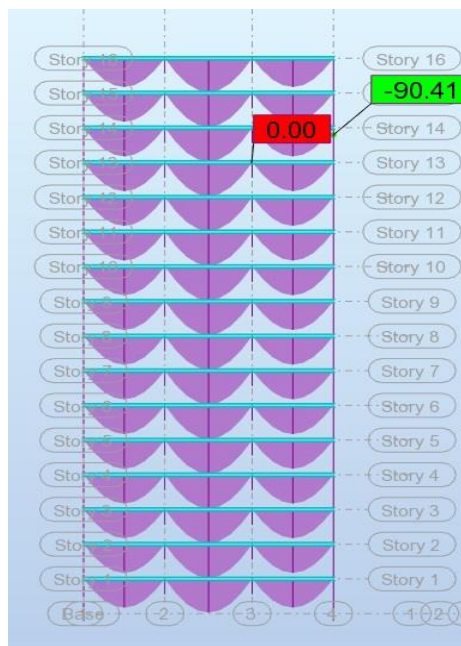
Εικόνα 3.19 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων κατακόρυφων συνδέσμων
δυσκαμψίας.

3.4.4 Τέμνουσες δυνάμεις δοκών



Εικόνα 3.20 Τέμνουσες δυνάμεων δοκών στον συνδυασμό G + Q + Wind_y.

3.4.5 Ροπές κάμψης δοκών



Εικόνα 3.21 Τέμνουσες δυνάμεων δοκών στον συνδυασμό G + Q + Wind_y.

3.5 Ανάλυση μελών κατασκευής

Μετά την ολοκλήρωση της εισαγωγής όλων των απαιτούμενων στοιχείων για τον ορισμό της γεωμετρίας, των φορτίσεων και της μεθόδου ανάλυσης του κτιρίου πραγματοποιούνται οι υπολογισμοί από το στατικό πρόγραμμα. Ο μελετητής λαμβάνει τα αποτελέσματα και τα μηνύματα – παρατηρήσεις από το πρόγραμμα και προβαίνει σε διορθώσεις και τροποποιήσεις για να καταλήξει στην τελική γεωμετρία του υπό μελέτη κτιρίου.

3.5.1 Έλεγχος φαινομένων 2^{ης} τάξης

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.4.2.2 του EN198-1 (11) ένας ιδιαίτερα σημαντικός παράγοντας στην ανάλυση ενός κτιριακού έργου είναι ο έλεγχος της επιρροής φαινομένων 2^{ης} τάξης σε αυτό. Σε αυτή την παράγραφο θα εξεταστεί κατά πόσο τα φαινόμενα αυτά μπορούν να αμεληθούν για το συγκεκριμένο έργο, μέσω του ελέγχου του συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης κάθε ορόφου. Σύμφωνα με τους κανονισμούς η απαίτηση για τον συντελεστή ευαισθησίας θ ορίζεται παρακάτω :

$$\theta = \frac{P_{total} \times dr}{V_{total} \times h} \leq 0.10 \quad (3-12)$$

όπου :

θ	είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου
P_{total}	είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου
dr	είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων ds των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου
V_{total}	είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου
h	είναι το ύψος του ορόφου, που λαμβάνεται ίσο με 320cm

Εαν από την παραπάνω σχέση προκύπτει ότι $\theta \leq 0.10$ τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορούν να αμεληθούν. Εάν ισχύει ότι $0.10 < \theta \leq 0.20$ τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $a_{cr} = 1/(1 - \theta)$. Σε κάθε περίπτωση η τιμή του συντελεστή θ δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0.30.

Μετά το πέρας των υπολογισμών του προγράμματος προέκυψαν οι παρακάτω πίνακες, για κάθε διεύθυνση σεισμού X και Y, στους οποίους παρουσιάζονται οι σχετικές σεισμικές μετακινήσεις dr κάθε ορόφου.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
23/ 1	1,0	0,0	1,0	0,0	0,00	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 2	2,2	0,1	1,2	0,0	0,00	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 3	3,6	0,1	1,4	0,0	0,00	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 4	5,0	0,1	1,5	0,0	0,00	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 5	6,8	0,1	1,7	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 6	8,6	0,2	1,8	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 7	10,7	0,2	2,1	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 8	12,8	0,2	2,1	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 9	15,0	0,2	2,2	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 10	17,4	0,2	2,4	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 11	19,8	0,2	2,4	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 12	22,3	0,3	2,5	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 13	24,8	0,3	2,5	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 14	27,3	0,3	2,6	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 15	29,9	0,4	2,6	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
23/ 16	32,4	0,4	2,5	0,0	0,01	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A

Εικόνα 3.22 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων για σεισμό κατά X.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
24/ 1	0,0	1,1	0,0	1,1	0,00	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 2	0,1	2,3	0,0	1,2	0,00	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 3	0,1	3,8	0,0	1,4	0,00	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 4	0,2	5,4	0,0	1,6	0,00	0,00	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 5	0,2	7,2	0,0	1,8	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 6	0,2	9,1	0,0	1,9	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 7	0,3	11,2	0,0	2,1	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 8	0,3	13,4	0,0	2,2	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 9	0,4	15,6	0,0	2,2	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 10	0,4	17,9	0,0	2,2	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 11	0,4	20,1	0,0	2,3	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 12	0,5	22,5	0,0	2,4	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 13	0,5	24,9	0,0	2,4	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 14	0,5	27,4	0,0	2,5	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 15	0,6	29,9	0,0	2,4	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A
24/ 16	0,6	32,2	0,0	2,3	0,00	0,01	N/A	N/A	N/A	N/A

Εικόνα 3.23 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων για σεισμό κατά Y.

Ακολουθεί η εύρεση των σεισμικών φορτίων ορόφου P_{total} , τα οποία πολλαπλασιάζοντάς τα με την επιτάχυνση της βαρύτητας $g=9.81m/s^2$ προκύπτουν τα φορτία βαρύτητας κάθε ορόφου σε N (Newton). Παράλληλα από τα αποτελέσματα των υπολογισμών του προγράμματος ο μελετητής λαμβάνει τις σεισμικές τέμνουσες V_{total} των ορόφων του κτιρίου. Παρακάτω παρουσιάζονται οι ανωτέρω τιμές κάθε κατηγορίας.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΟΡΟΦΟΣ	ΟΝΟΜΑ	ΜΑΖΑ (kg)	G (x,y,z) (m)	R (x,y,z) (m)	Ix (kgm2)	Iy (kgm2)	Iz (kgm2)	ex0 (m)	ey0 (m)	ex2 (m)	ey2 (m)
23/ 1	Story 1	318609,87	10,00 15,00 3,0	10,00 15,03 2,3	26039043,40	13777875,23	39692501,38	0,00	0,03	0,0	0,0
23/ 2	Story 2	314251,58	10,00 15,00 6,2	10,01 15,04 5,6	25780476,15	13547480,42	39223564,65	0,01	0,04	0,0	0,0
23/ 3	Story 3	313871,74	10,00 15,00 9,5	10,00 15,03 8,8	25737680,89	13522621,93	39157743,51	0,00	0,03	0,0	0,0
23/ 4	Story 4	313819,43	10,00 15,00 12,	10,00 15,02 12,	25725747,75	13519892,38	39143404,45	0,01	0,03	0,0	0,0
23/ 5	Story 5	308670,55	10,00 15,00 15,	10,01 15,04 15,	25189472,96	13256882,47	38368595,61	0,01	0,04	0,0	0,0
23/ 6	Story 6	308617,07	10,00 15,00 19,	10,01 15,03 18,	25177268,27	13254087,62	38353934,90	0,01	0,03	0,0	0,0
23/ 7	Story 7	308137,95	10,00 15,00 22,	10,01 15,03 21,	25118327,85	13232121,27	38271267,02	0,01	0,03	0,0	0,0
23/ 8	Story 8	308114,40	10,00 15,00 25,	10,01 15,02 24,	25125681,76	13234123,45	38285183,47	0,01	0,02	0,0	0,0
23/ 9	Story 9	303603,17	10,00 15,00 28,	10,03 15,04 28,	24670943,87	13000010,39	37617846,26	0,03	0,04	0,0	0,0
23/ 10	Story 10	303489,77	10,00 15,00 31,	10,03 15,01 31,	24641133,83	12993256,19	37577265,77	0,03	0,02	0,0	0,0
23/ 11	Story 11	303514,90	10,00 14,99 35,	10,03 14,97 34,	24644891,97	12993385,55	37585920,99	0,03	0,03	0,0	0,0
23/ 12	Story 12	303399,90	10,00 15,00 38,	10,03 15,01 37,	24623993,08	12983945,43	37556212,42	0,03	0,02	0,0	0,0
23/ 13	Story 13	300407,25	10,00 14,99 41,	10,07 15,00 41,	24271767,89	12837009,65	37071648,74	0,07	0,00	0,0	0,0
23/ 14	Story 14	300105,41	9,99 15,00 44,7	10,03 15,02 44,	24261098,18	12828780,14	37054435,49	0,03	0,03	0,0	0,0
23/ 15	Story 15	299853,48	10,00 15,00 47,	10,05 15,07 47,	24212172,44	12818073,30	36996419,88	0,05	0,07	0,0	0,0
23/ 16	Story 16	284262,91	10,00 15,00 51,	10,03 15,07 50,	22122446,22	11648657,52	33739074,76	0,03	0,07	0,0	0,0

Εικόνα 3.24 Μάζα ορόφων κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΟΡΟΦΟΣ	G (x,y,z) (m)	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kNm)	FX ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FX ΤΟΙΧΕΙΟ (kN)	FY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FY ΤΟΙΧΕΙΟ (kN)
23/ 1	10,00 15,00 3,0	1930,40	33,89	527,37	1930,40	-0,01	33,90	-0,01
23/ 2	10,00 15,00 6,2	1888,91	32,62	519,79	1888,91	-0,00	32,64	-0,01
23/ 3	10,00 15,00 9,5	1809,22	30,17	505,60	1809,22	-0,00	30,18	-0,01
23/ 4	10,00 15,00 12,	1698,56	26,61	484,18	1698,57	-0,01	26,61	-0,00
23/ 5	10,00 15,00 15,	1570,63	22,35	465,21	1570,64	-0,00	22,34	0,01
23/ 6	10,00 15,00 19,	1438,95	17,97	439,52	1438,95	0,00	17,94	0,03
23/ 7	10,00 15,00 22,	1318,03	14,26	417,44	1318,03	0,01	14,23	0,03
23/ 8	10,00 15,00 25,	1214,54	11,86	390,41	1214,53	0,00	11,83	0,02
23/ 9	10,00 15,00 28,	1134,93	11,26	364,58	1134,94	-0,01	11,24	0,02
23/ 10	10,00 15,00 31,	1076,53	12,29	338,85	1076,55	-0,02	12,26	0,03
23/ 11	10,00 14,99 35,	1030,02	14,32	312,38	1030,05	-0,03	14,29	0,03
23/ 12	10,00 15,00 38,	985,40	16,38	285,36	985,41	-0,01	16,36	0,02
23/ 13	10,00 14,99 41,	924,53	17,51	253,14	924,51	0,02	17,51	-0,00
23/ 14	9,99 15,00 44,7	821,09	17,01	211,90	821,06	0,03	17,03	-0,02
23/ 15	10,00 15,00 47,	643,12	13,96	153,86	643,10	0,02	13,98	-0,02
23/ 16	10,00 15,00 51,	362,61	8,12	82,11	362,61	0,00	8,13	-0,01

Εικόνα 3.25 Σεισμικές δυνάμεις ορόφου για σεισμό κατά X.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΟΡΟΦΟΣ	G (x,y,z) (m)	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kNm)	FX ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FX ΤΟΙΧΕΙΟ (kN)	FY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FY ΤΟΙΧΕΙΟ (kN)
24/ 1	10,00 15,00 3,0	33,89	1695,67	869,79	33,97	-0,08	1695,76	-0,09
24/ 2	10,00 15,00 6,2	32,55	1654,47	858,04	32,56	-0,01	1654,44	0,03
24/ 3	10,00 15,00 9,5	29,97	1574,89	835,65	29,97	0,00	1574,86	0,03
24/ 4	10,00 15,00 12,	26,39	1461,98	803,20	26,40	-0,01	1461,99	-0,01
24/ 5	10,00 15,00 15,	22,27	1329,72	765,72	22,28	-0,01	1329,75	-0,03
24/ 6	10,00 15,00 19,	18,04	1195,53	722,18	18,06	-0,02	1195,55	-0,03
24/ 7	10,00 15,00 22,	14,42	1078,10	677,99	14,45	-0,03	1078,11	-0,01
24/ 8	10,00 15,00 25,	11,96	986,41	631,02	12,00	-0,05	986,41	0,00
24/ 9	10,00 15,00 28,	11,19	925,15	584,92	11,24	-0,04	925,16	-0,00
24/ 10	10,00 15,00 31,	12,00	890,68	540,99	12,04	-0,04	890,70	-0,02
24/ 11	10,00 14,99 35,	13,63	876,08	494,36	13,66	-0,04	876,12	-0,04
24/ 12	10,00 15,00 38,	15,39	865,74	443,16	15,43	-0,03	865,79	-0,05
24/ 13	10,00 14,99 41,	16,67	834,10	383,12	16,68	-0,01	834,11	-0,01
24/ 14	9,99 15,00 44,7	16,46	753,46	312,50	16,44	0,03	753,42	0,04
24/ 15	10,00 15,00 47,	13,83	590,26	221,74	13,77	0,06	590,18	0,08
24/ 16	10,00 15,00 51,	8,11	331,36	113,12	8,06	0,05	331,29	0,07

Εικόνα 3.26 Σεισμικές δυνάμεις ορόφου για σεισμό κατά Y.

Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι πίνακες υπολογισμού του συντελεστή θ σε κάθε επίπεδο με βάση τις τιμές των παραπάνω πινάκων και την σχέση (3-11) για κάθε διεύθυνση σεισμού.

ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ							
Όροφος	Μάζα ορόφων (Kg)	P για κάθε όροφο (KN)	P total ορόφων (KN)	V total για κάθε όροφο (KN)	dr ορόφου (cm)	h ορόφου (cm)	θ για κάθε όροφο
1	318609,87	3186,10	48927,29	1930,4	1,1	320	0,087125763
2	314251,58	3142,52	45741,20	1888,91	1,2	320	0,090808711
3	313871,74	3138,72	42598,68	1809,22	1,4	320	0,103010812
4	313819,43	3138,19	39459,96	1698,56	1,5	320	0,108897284
5	308670,55	3086,71	36321,77	1570,63	1,8	320	0,130081523
6	308617,07	3086,17	33235,06	1438,95	1,9	320	0,137136927
7	308137,95	3081,38	30148,89	1318,03	2,1	320	0,150111985
8	308114,4	3081,14	27067,51	1214,54	2,1	320	0,146253353
9	303603,17	3036,03	23986,37	1134,93	2,2	320	0,145300837
10	303489,77	3034,90	20950,34	1076,53	2,4	320	0,145957402
11	303514,9	3035,15	17915,44	1030,02	2,5	320	0,135885093
12	303399,9	3034,00	14880,29	985,4	2,5	320	0,117974692
13	300407,25	3004,07	11846,29	924,53	2,6	320	0,104108153
14	300105,41	3001,05	8842,22	821,09	2,6	320	0,087497133
15	299853,48	2998,53	5841,16	643,12	2,6	320	0,073795647
16	284262,91	2842,63	2842,63	362,61	2,5	320	0,061244974

Εικόνα 3.27 Υπολογισμός μέγιστου συντελεστή θ για σεισμό κατά Χ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ							
Όροφος	Μάζα ορόφων (Kg)	P για κάθε όροφο (KN)	P total ορόφων (KN)	V total για κάθε όροφο (KN)	dr ορόφου (cm)	h ορόφου (cm)	θ για κάθε όροφο
1	318609,87	3186,10	48927,29	1695,67	1,1	320	0,0991865
2	314251,58	3142,52	45741,20	1654,47	1,3	320	0,112316092
3	313871,74	3138,72	42598,68	1574,89	1,5	320	0,126790639
4	313819,43	3138,19	39459,96	1461,98	1,6	320	0,134953836
5	308670,55	3086,71	36321,77	1329,72	1,9	320	0,162184892
6	308617,07	3086,17	33235,06	1195,53	2,0	320	0,173746487
7	308137,95	3081,38	30148,89	1078,1	2,2	320	0,192258258
8	308114,4	3081,14	27067,51	986,41	2,2	320	0,188652938
9	303603,17	3036,03	23986,37	925,15	2,3	320	0,186350342
10	303489,77	3034,90	20950,34	890,68	2,3	320	0,169062448
11	303514,9	3035,15	17915,44	876,08	2,3	320	0,146981114
12	303399,9	3034,00	14880,29	865,74	2,4	320	0,12890957
13	300407,25	3004,07	11846,29	834,1	2,5	320	0,110956893
14	300105,41	3001,05	8842,22	753,46	2,6	320	0,09535081
15	299853,48	2998,53	5841,16	590,26	2,5	320	0,077311851
16	284262,91	2842,63	2842,63	331,36	2,4	320	0,064340048

Εικόνα 3.28 Υπολογισμός μέγιστου συντελεστή θ για σεισμό κατά Υ

Όπως διαπιστώνεται από τους παραπάνω πίνακες και στις δύο διευθύνσεις σεισμού ο μέγιστος συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου ξεπερνά την τιμή 0.10 γεγονός που μας οδηγεί να μην μπορούμε να αμελήσουμε τα φαινόμενα

2^{ης} τάξης. Στην διεύθυνση σεισμού κατά X προκύπτει $\theta_{max} = 0.1501$ και στην διεύθυνση Y προκύπτει $\theta_{max} = 0.1922$.

Άρα ισχύουν οι παρακάτω συντελεστές προσαύξησης σεισμικών εντατικών μεγεθών a_{cr} :

- Σεισμός κατά X $\rightarrow a_{cr} = \frac{1.00}{1.00 - \theta_{max}} = \frac{1.00}{1.00 - 0.1501} = 1.1766$
- Σεισμός κατά Y $\rightarrow a_{cr} = \frac{1.00}{1.00 - \theta_{max}} = \frac{1.00}{1.00 - 0.1922} = 1.2380$

Συνεπώς έχουμε τους σεισμικούς συνδυασμούς λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης :

ΣΕΙΣΜΟΣ X

$$1.00 \times (DL1 + DL2 + DL3) + 0.30 \times Q + 1.00 \times \mathbf{1.1766} \times EX + 0.30 \times \mathbf{1.238} \times EY \Rightarrow \\ 1.00 \times (DL1 + DL2 + DL3) + 0.30 \times Q + 1.1766 \times EX + 0.371 \times EY$$

ΣΕΙΣΜΟΣ Y

$$1.00 \times (DL1 + DL2 + DL3) + 0.30 \times Q + 0.30 \times \mathbf{1.1766} \times EX + 1.00 \times \mathbf{1.238} \times EY \Rightarrow \\ 1.00 \times (DL1 + DL2 + DL3) + 0.30 \times Q + 0.352 \times EX + 1.238 \times EY$$

3.5.2 Έλεγχος μελών σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Ο έλεγχος των μελών της κατασκευής σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας γίνεται μέσω του στατικού προγράμματος Robot μέσω υπολογισμών που λαμβάνουν υπόψιν όλες τις διατάξεις του EN1993-1-1 (9). Κατά την διενέργεια των επιμέρους ελέγχων ανά περίπτωση φόρτισης ανιχνεύεται η δυσμενέστερη καταπόνηση και ελέγχεται με την αντίστοιχη διάταξη. Συγκεκριμένα πραγματοποιούνται οι παρακάτω έλεγχοι για κάθε μέλος ξεχωριστά:

- Υποστυλώματα, κύριες δοκοί, διαδοκίδες:
 - Έλεγχος διατομής σε κάμψη
 - Έλεγχος διατομής σε διάτμηση
 - Έλεγχος διατομής σε κάμψη και διάτμηση
 - Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη και θλίψη
 - Έλεγχος διατομής σε καμπτικό λυγισμό
 - Έλεγχος διατομής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
 - Έλεγχος διατομής σε κάμψη και θλίψη

- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας:

ο Έλεγχος λυγηρότητας $\lambda \leq 2.0$

ο Έλεγχος ομοιογενούς πλαστιμότητας ανά κατεύθυνση $\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{max}} \leq 0.25$
 όπου :

Ω είναι η υπεραντοχή του μέλους $N_{pl,Rd} / N_{Ed}$

$N_{pl,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού του μέλους

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού του μέλους κατά την σεισμική διέγερση

Αναλυτικότερα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα οι έλεγχοι που πραγματοποιεί το πρόγραμμα περιλαμβάνουν :

Έλεγχος διατομής σε κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη σε ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται με βάση την κατηγορία της διατομής σύμφωνα με την παρακάτω σχέση :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 και 2} \quad (3-13)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3} \quad (3-14)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (3-15)$$

όπου :

$W_{el,min}$, $W_{eff,min}$ είναι οι ροπές αντίστασης με τις μεγαλύτερες ελαστικές τάσεις

Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.00 \quad (3-16)$$

όπου :

$V_{c,Rd}$ είναι είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό, $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ όπως δίνεται στην (3-16) παρακάτω για απουσία στρέψης:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \quad (3-17)$$

όπου :

A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης της διατομής

Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

Σε κάθε διατομή στην οποία παρουσιάζεται δράση τέμνουσας δύναμης θα πρέπει να γίνεται πρόβλεψη από τον μελετητή για την επίδραση αυτής στην ροπή αντοχής της διατομής. Γενικότερα όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται, εκτός από εκεί όπου ο λογισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής. Σε διαφορετική περίπτωση, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, υπολογισμένη χρησιμοποιώντας την μειωμένη αντοχή για την επιφάνεια διάτμησης μέσω της σχέσης :

$$(1-\rho) \times f_y \quad (3-18)$$

$$\text{όπου :} \quad \rho = \left(2 \times \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3-19)$$

Έλεγχος σε αξονική κάμψη και θλίψη

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (3-20)$$

όπου :

$M_{N,Rd}$ είναι η απομειωμένη πλαστική ροπή αντοχής λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed}

Για τετραγωνικές συμπαγείς διατομές χωρίς οπές από κοχλίες η $M_{N,Rd}$ προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \times \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (3-21)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y, όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{E,d} \leq 0.25 \times N_{pl,Rd} \quad (3-22)$$

$$N_{E,d} \leq \frac{0.50 \times h w \times t w \times f y}{\gamma_{M0}} \quad (3-23)$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = \min \left\{ M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0.5xa} ; M_{pl,Rd} \right\} \quad (3-24)$$

$$\text{Για } n \leq a \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,y,Rd} \quad (3-25)$$

$$\text{Για } n > a \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (3-26)$$

$$\text{όπου:} \quad n = \frac{NEd}{N_{pl,Rd}} \quad (3-27)$$

$$a = \min \left\{ \frac{A-2 \times b \times t f}{A} ; 0.50 \right\} \quad (3-28)$$

Έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού από την ακόλουθη σχέση :

$$\frac{NEd}{N_{b,Rd}} \leq 1.00 \quad (3-29)$$

Όπου:

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3} \quad (3-30)$$

Όπου:

χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα λ^- , πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με την παρακάτω σχέση :

$$\chi = \frac{1.00}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{για } \chi \leq 1.00 \quad (3-31)$$

Όπου: $\Phi = 0.50 [1 + \alpha x (\bar{\lambda} - 0.20) + \bar{\lambda}^2]$ (3-32)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A x f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} x \frac{1}{\lambda_1} \quad (3-33)$$

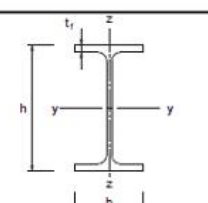
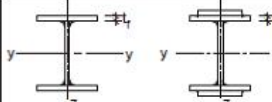

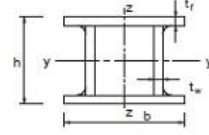
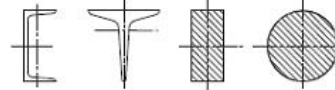

Όπου:

α είναι ο συντελεστής ατελειών της διατομής
 N_c είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού σύμφωνα με τις ιδιότητες της πλήρους διατομής
 L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού
 i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.90 x \varepsilon, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Καμπύλη λυγισμού	a ₀	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Εικόνα 3.29 Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού.

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S235 S275 S355 S420	S460
 Ελαττές διατομές	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	a b	a ₀ a ₀
		$y-y$ $z-z$	b c	a a
		$y-y$ $z-z$	b c	a a
		$y-y$ $z-z$	d d	c c
 Συγκολλητές I-διατομές	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c	b c
 Κοίλες Διατομές	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a ₀
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
 Συγκολλητές κβωποειδείς διατομές	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b
	Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5 \cdot t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
 U-, T- και συμμογείς διατομές		Κάθε	c	c
 L-διατομές		Κάθε	b	b

Εικόνα 3.30 Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Μια πλευρικά μη εξασφαλισμένη δοκός που δέχεται κάμψη περί το ισχυρό της άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\frac{MEd}{M_{b,Rd}} \leq 1.00 \quad (3-34)$$

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη εξασφαλισμένης δοκού υπολογίζεται από την σχέση:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3-35)$$

Όπου:

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Για καμπτόμενα μέλη με σταθερή διατομή, η τιμή χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}^{-2}$ δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\chi_{LT} = \frac{1.00}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2}}} \quad (3-36)$$

Όπου : $\Phi_{LT} = 0.50 \times [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.20) + \bar{\lambda}_{LT}^{-2}]$ (3-37)

με $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}}$ (3-38)

με M_{cr} σύμφωνα με την παρακάτω σχέση :

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k * L)^2} * \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} + (C_2 * z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 * z_g \right\} \quad (3-39)$$

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Εικόνα 3.31 Συντελεστής ατελειών καμπυλών στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

Εικόνα 3.32 Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Έλεγχος μέλους σε κάμψη και θλίψη

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν την παρακάτω σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

(3-40)

Όπου:

- N_{Ed} είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους
- $\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα xy και xz
- χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι πίνακες του k_{ij} σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα:

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,y}}}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,y}}} \cdot \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,z}}}$	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,z}}} \cdot \frac{1}{C_{yz}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
k_{zy}	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,y}}}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,y}}} \cdot \frac{1}{C_{zy}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
k_{zz}	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,z}}}$	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,z}}} \cdot \frac{1}{C_{zz}}$

Εικόνα 3.33 Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} .

Βοηθητικοί συντελεστές	
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \cdot n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$
$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{\sigma,z}}}$	$\mu \in b_{LT} = 0,5 \cdot a_{LT} \cdot \bar{\lambda}_0^2 \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$
$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$	$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[\left(2 - 14 \cdot \frac{C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) \cdot n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \cdot \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$
$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$	$\mu \in c_{LT} = 10 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}}$
$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{Mt}}$	$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[\left(2 - 14 \cdot \frac{C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) \cdot n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \cdot \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$
$C_{my} \text{ βλ. Πίν. A.2}$	$\mu \in d_{LT} = 2 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} \cdot M_{pl,z,Rd}}$
$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_z} \cdot C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} \cdot C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \cdot n_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$
	$\mu \in e_{LT} = 1,7 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}}$

Εικόνα 3.34 Βοηθητικοί συντελεστές για υπολογισμό συντελεστών αλληλεπίδρασης k_{ij} .

$\bar{\lambda}_{max} = \max\{\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z\}$
$\bar{\lambda}_0 = \text{ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροής, δηλαδή: } \psi_y = 1,0 \text{ στον Πίνακα A.2}$
$\bar{\lambda}_{LT} = \text{ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό}$
<p>Για $\bar{\lambda}_0 = 0$:</p> $C_{my} = C_{my,0}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = 1,0$
<p>Για $\bar{\lambda}_0 > 0$:</p> $C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \cdot \frac{\sqrt{\epsilon_y} \cdot a_{LT}}{1 + \sqrt{\epsilon_y} \cdot a_{LT}}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = C_{my}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,T}}\right)}}$
$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$
$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}} \text{ για διατομές κατηγορίας 4}$
$N_{crit,y} = \text{ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα } y-y$
$N_{crit,z} = \text{ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα } z-z$
$N_{crit,T} = \text{ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού}$
$I_T = \text{σταθερά στρέψης St. Venant}$
$I_y = \text{ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα } y-y$

Εικόνα 3.35 Βοηθητικοί συντελεστές για υπολογισμό συντελεστών αλληλεπίδρασης k_{ij} .

Διάγραμμα ροπής	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21 \cdot \psi_i + 0,36 \cdot (\psi_i - 0,33) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_i \cdot \delta_x }{L^2 \cdot M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ <p>$M_{i,Ed}(x)$ είναι η μέγιστη ροπή $M_{y,Ed}$ ή $M_{z,Ed}$ δ_x είναι η μέγιστη μετατόπιση του μέλους κατά το μήκος του</p>
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

Εικόνα 3.36 Συντελεστές $C_{mi,0}$ ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής.

3.5.2.1 Έλεγχος επάρκειας κύριας δοκού

Πέραν του ελέγχου της σύμμικτης διατομής των κυρίων δοκών που προηγήθηκε στο κεφάλαιο 3.2 μέσω του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator v.3.47, στο σημείο αυτό θα παρουσιαστεί ένας πιο δυσμενής έλεγχος ο οποίος πραγματοποιείται μέσω του στατικού μας προγράμματος και αφορά όλο το μέλος κάθε δοκού. Οι συνδυασμοί στους οποίους επιλέγουμε να ελέγξουμε τα μέλη αυτά είναι αυτοί της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας, οι σεισμικοί συνδυασμοί καθώς και η συνδυαστική ανάλυση των συνιστωσών τους για τη καθαρή μεταλλική διατομή.

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 7to9 14to16 35to37 42to51 21 23 28 30 53to56 58to64 69to76 229...

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
2382 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	11 1.35g+1.5q+1.5*
2190 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	11 1.35g+1.5q+1.5*
1806 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	11 1.35g+1.5q+1.5*
1998 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	11 1.35g+1.5q+1.5*
1819 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	12 1.35g+1.5q+1.5*
2205 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	12 1.35g+1.5q+1.5*
1821 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	12 1.35g+1.5q+1.5*
1804 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	12 1.35g+1.5q+1.5*
2013 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	12 1.35g+1.5q+1.5*
2011 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	12 1.35g+1.5q+1.5*
1614 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	11 1.35g+1.5q+1.5*
46 dokoi me diad	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	11 1.35g+1.5q+1.5*
1612 dokoi me di	HEA 360	S 355	39.41	26.91	0.44	11 1.35g+1.5q+1.5*

Calc. Note Close Help
 Ratio Analysis Map
 Calculation points
 Division: n = 3
 Extremes: none
 Additional: none

Εικόνα 3.37 Έλεγχος δυσμενέστερης δοκού HEA360 μέσω του στατικού προγράμματος.

3.5.2.2 Έλεγχος επάρκειας δευτερεύουσας δοκού – διαδοκίδα

Αντίστοιχα με τον έλεγχο των κυρίων δοκών που παρουσιάστηκε παραπάνω στην Παράγραφο 3.4.2.1, οι δευτερεύουσες δοκοί του υπό μελέτη κτιρίου θα ελεγχθούν και αυτές με την σειρά τους μέσω του στατικού προγράμματος Robot. Οι συνδυασμοί του ελέγχους αφορούν την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και τις δράσεις που προέρχονται από τον σεισμό και αφορούν την καθαρά μεταλλική διατομή.

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 84to89 110to134 297to328 489to520 681to712 873to904 ...

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
1473 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.38	13 1.35g+1.5q+1.5*
2433 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.38	13 1.35g+1.5q+1.5*
3009 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.38	13 1.35g+1.5q+1.5*
2049 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.38	13 1.35g+1.5q+1.5*
2817 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.38	13 1.35g+1.5q+1.5*
1857 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.38	13 1.35g+1.5q+1.5*
2241 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.38	13 1.35g+1.5q+1.5*
2625 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.38	13 1.35g+1.5q+1.5*
1665 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.38	13 1.35g+1.5q+1.5*
1281 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.38	13 1.35g+1.5q+1.5*
897 diadokides_8	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.34	10 1.35g+1.5q+1.5*
1089 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.34	10 1.35g+1.5q+1.5*
513 diadokides_5	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.34	10 1.35g+1.5q+1.5*
705 diadokides_7	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.34	10 1.35g+1.5q+1.5*
1284 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.34	10 1.35g+1.5q+1.5*
2050 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.34	11 1.35g+1.5q+1.5*
2244 diadokides_	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.34	10 1.35g+1.5q+1.5*
127 diadokides_1	☑ IPE 330	S 355	51.06	197.29	0.34	10 1.35g+1.5q+1.5*

Calc. Note Close Help
Ratio Analysis Map
Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Εικόνα 3.38 Έλεγχος δυσμενέστερης διαδοκίδας IPE330 μέσω του στατικού προγράμματος.

3.5.2.3 Έλεγχος Υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα του κτιρίου θα ελεγχθούν μέσα από το στατικό πρόγραμμα αρχικά για τους μη σεισμικούς συνδυασμούς και στην συνέχεια, μετά τον καθορισμό των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας θα επαναδιαστασιολογηθούν σύμφωνα με τις διατάξεις του ικανοτικού ελέγχου. Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα του προγράμματος η δυσμενέστερη καταπόνηση υποστυλώματος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας χωρίς σεισμικές καταπονήσεις δίνεται παρακάτω:

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 1to4 10to13 17to20 24to27 31to34 38to41 65to68 225to2...

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
1 ypostylomata_1	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.47	17 1.35g+1.5Wy-0.3
2 ypostylomata_2	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.61	14 1.35g+1.5Wx+0.
3 ypostylomata_3	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.39	17 1.35g+1.5Wy-0.3
4 ypostylomata_4	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.49	14 1.35g+1.5Wx+0.
10 ypostylomata	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.26	11 1.35g+1.5q+1.5*
11 ypostylomata	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.63	13 1.35g+1.5q+1.5*
12 ypostylomata	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.63	13 1.35g+1.5q+1.5*
13 ypostylomata	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.40	14 1.35g+1.5Wx+0.
17 ypostylomata	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.36	11 1.35g+1.5q+1.5*
18 ypostylomata	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.62	17 1.35g+1.5Wy-0.3
19 ypostylomata	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.67	15 1.35g+1.5Wx-0.
20 ypostylomata	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.36	12 1.35g+1.5q+1.5*
24 ypostylomata	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.36	11 1.35g+1.5q+1.5*

Εικόνα 3.39 Έλεγχος υποστυλωμάτων σε κατάσταση ΟΚΑ, χωρίς σεισμό.

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Bar: 1 ypostylomata_1
 Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 1.60 m
 Load case: 17 1.35g+1.5Wy-0.3+1.5*0.7*q (1+2+4+5)*1.35+9*1.50+3*1.0

HEB 700

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

Simplified results Detailed results

FORCES

$N_{y,Ed} = 3854.64 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -25.67 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed} = 3.10 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,Ed} = 1.40 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 10876.42 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = -52.43 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = -4.48 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,c,Rd} = 4251.64 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 9049.23 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 2605.58 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 341.77 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,Ed} = -16.38 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 2345.26 \text{ kN}^*\text{m}$		$V_{z,c,Rd} = 2809.95 \text{ kN}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 3

LATERAL BUCKLING

$z = 0.00$ $M_{cr} = 12135.26 \text{ kN}^*\text{m}$ ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b $X_{LT} = 0.90$
 $L_{cr,low} = 3.20 \text{ m}$ $L_{am_LT} = 0.46$ $f_{i,LT} = 0.65$

BUCKLING y

$L_y = 3.20 \text{ m}$ $L_{am_y} = 0.14$
 $L_{cr,y} = 3.20 \text{ m}$ $X_y = 1.00$
 $L_{am_y} = 11.05$ $k_{zy} = 1.10$

BUCKLING z

$L_z = 3.20 \text{ m}$ $L_{am_z} = 0.61$
 $L_{cr,z} = 3.20 \text{ m}$ $X_z = 0.83$
 $L_{am_z} = 46.61$ $k_{zz} = 1.13$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$N_{y,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.37 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

$L_{am_y} = 11.05 < L_{am,max} = 210.00$ $L_{am_z} = 46.61 < L_{am,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ
 $N_{y,Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Εικόνα 3.40 Έλεγχος δυσμενέστερου υποστυλώματος σε κατάσταση ΟΚΑ, χωρίς σεισμό.

3.5.2.4 Έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του υπό μελέτη κτιρίου θα ελεγχθούν σε δύο καταπονήσεις:

- Στα σεισμικά φορτία για τα οποία θα διασφαλιστούν οι απαιτήσεις του EN1998-1
- Στα φορτία από την κατασκευή στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας για τα οποία θα εξασφαλιστεί ότι δεν υπερβαίνουν την αντοχή των μελών

Σε πρώτο στάδιο θα εξασφαλιστεί ότι οι υπεραντοχές Ω των μελών κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας σε κάθε διεύθυνση δεν διαφέρουν πάνω από το 25% (διασφάλιση ομογενούς πλαστιμότητας) – έλεγχος μηχανισμού κατάρρευσης, καθώς και ότι η *ανηγμένη λυγηρότητα* τους $\bar{\lambda}$ κυμαίνεται μεταξύ των τιμών $1.30 \leq \bar{\lambda} \leq 2.00$.

Η ανηγμένη λυγηρότητα προκύπτει ως:
$$\bar{\lambda} = \frac{Lcr}{i} \times \frac{1}{\lambda_1} \quad (3-41)$$

όπου:

Lcr είναι το μήκος λυγισμού
 i είναι η ακτίνα αδράνειας της διατομής
 λ_1 είναι η λυγηρότητα αναφοράς

Για την διασφάλιση της λυγηρότητας θα ελεγχθεί μέσω του στατικού προγράμματος Robot η τιμή της *λυγηρότητας* λ του εκάστοτε μέλους που προκύπτει μέσω των αυτοματοποιημένων ελέγχων.

Η λυγηρότητα αναφοράς δίνεται από την παρακάτω σχέση :

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{275}} = 86,81 \quad (3-42)$$

Οπότε έχουμε:

$$1.30 \leq \bar{\lambda} \leq 2.00 \Rightarrow 1.30 \leq \frac{Lcr}{i} \times \frac{1}{\lambda_1} \leq 2.00 \Rightarrow$$

$$1.30 \leq \frac{Lcr}{i} \times \frac{1}{86.81} \leq 2.00 \Rightarrow 1.30 \leq \lambda_{max} \times \frac{1}{86.81} \leq 2.00 \Rightarrow$$

$$112.85 \leq \lambda_{max} \leq 173.62 \quad (3-43)$$

Αρχικά θα ελέγξουμε την απαίτηση για διασφάλιση ομογενούς πλαστιμότητας καθ' ύψος του κτιρίου μέσω των υπεραντοχών Ω .

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 3249to3278 3281to3310 3313to3342 3345to3374 3377 3378 3409to3466

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
3466 xiasti_3466	CHS 139.7x10	S275	167.24	167.24	0.80	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3378 xiasti_3378	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.80	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3410 xiasti_3410	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.79	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3371 xiasti_3371	CHS 168.3x6.	S275	126.50	126.50	0.78	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3369 xiasti_3369	CHS 168.3x6.	S275	126.50	126.50	0.78	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3412 xiasti_3412	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.77	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3414 xiasti_3414	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.77	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3307 xiasti_3307	CHS 168.3x6.	S275	126.50	126.50	0.76	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3367 xiasti_3367	CHS 168.3x6.	S275	126.50	126.50	0.76	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3418 xiasti_3418	CHS 168.3x12	S 275	138.87	138.87	0.76	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3426 xiasti_3426	CHS 168.3x10	S 275	137.20	137.20	0.76	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3353 xiasti_3353	CHS 168.3x10	S 275	129.15	129.15	0.78	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3361 xiasti_3361	CHS 168.3x8	S 275	127.71	127.71	0.75	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3416 xiasti_3416	CHS 168.3x12	S 275	138.87	138.87	0.75	40 1 *X 0.3 *Y 0.3

Εικόνα 3.41 Μέγιστος λόγος εκμετάλλευσης χιαστί κατά την διεύθυνση X.

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 3249to3278 3281to3310 3313to3342 3345to3374 3377 3378 340...

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
3259 xiasti_3259	CHS 168.3x8	S 275	127.71	127.71	0.65	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3333 xiasti_3333	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.65	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3255 xiasti_3255	CHS 168.3x10	S 275	129.15	129.15	0.65	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3373 xiasti_3373	CHS 168.3x5	S275	125.54	125.54	0.65	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3263 xiasti_3263	CHS 168.3x8	S 275	127.71	127.71	0.65	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3452 xiasti_3452	CHS 168.3x6.	S275	134.38	134.38	0.65	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3261 xiasti_3261	CHS 168.3x8	S 275	127.71	127.71	0.65	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3448 xiasti_3448	CHS 168.3x8	S 275	135.67	135.67	0.65	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3309 xiasti_3309	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.63	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3423 xiasti_3423	CHS 168.3x10	S 275	137.20	137.20	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3370 xiasti_3370	CHS 168.3x6.	S275	126.50	126.50	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3368 xiasti_3368	CHS 168.3x6.	S275	126.50	126.50	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3366 xiasti_3366	CHS 168.3x8	S 275	127.71	127.71	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3364 xiasti_3364	CHS 168.3x8	S 275	127.71	127.71	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3362 xiasti_3362	CHS 168.3x8	S 275	127.71	127.71	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
3360 xiasti_3360	CHS 168.3x8	S 275	127.71	127.71	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3

Εικόνα 3.42 Ελάχιστος λόγος εκμετάλλευσης χιαστί κατά την διεύθυνση X.

Άρα οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του κτιρίου στην διεύθυνση X έχουν μέγιστο λόγο εκμετάλλευσης ίσο με 0.80 και ελάχιστο λόγο εκμετάλλευσης ίσο με 0.63.

$$\Omega_{\max} = \frac{1.00}{0.63} = 1.587 \quad \text{και} \quad \Omega_{\min} = \frac{1.00}{0.80} = 1.25$$

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\max}} = \frac{1.587 - 1.250}{1.587} = 21.24 \% < 25\%$$

Συνεπώς ικανοποιείται το κριτήριο ομοιογενούς πλαστιμότητας καθ' ύψος στην διεύθυνση X.

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 139to142 145to148 331to334 337to340 487to1063By192 488to1...

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
2827 xiasti_2827	CHS 139.7x6	S 275	143.71	143.71	0.81	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
2836 xiasti_2836	CHS 139.7x6.3	S 275	143.96	143.96	0.81	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
2642 xiasti_2642	CHS 168.3x3.6	S275	116.75	116.75	0.80	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
2637 xiasti_2637	CHS 168.3x3.6	S275	116.75	116.75	0.79	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
2068 xiasti_2068	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.78	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
2066 xiasti_2066	CHS 168.3x8	S 275	119.86	119.86	0.78	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
2251 xiasti_2251	CHS 168.3x3.6	S275	116.75	116.75	0.78	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
2644 xiasti_2644	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.77	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
717 xiasti_717	CHS 168.3x8	S 275	119.86	119.86	0.77	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
2450 xiasti_2450	CHS 168.3x8	S 275	119.86	119.86	0.77	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
2253 xiasti_2253	CHS 168.3x5	S275	117.83	117.83	0.77	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
1485 xiasti_1485	CHS 168.3x6.3	S275	118.73	118.73	0.77	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
909 xiasti_909	CHS 168.3x8	S 275	119.86	119.86	0.77	44 0.3 * X 1 * Y 0.3

Calc. Note Close Help Analysis Map

Ratio
Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Εικόνα 3.43 Μέγιστος λόγος εκμετάλλευσης χιαστί κατά την διεύθυνση Y.

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 139to142 145to148 331to334 337to340 487to1063By192 488to1...

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
1103 xiasti_1103	CHS 168.3x3.6	S275	116.75	116.75	0.65	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
1108 xiasti_1108	CHS 168.3x8	S 275	119.86	119.86	0.65	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
1063 xiasti_1063	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.65	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
921 xiasti_921	CHS 168.3x8	S 275	119.86	119.86	0.65	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
1111 xiasti_1111	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.64	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
2834 xiasti_2834	CHS 168.3x3.6	S275	116.75	116.75	0.64	44 0.3 * X 1 * Y 0.3
2449 xiasti_2449	CHS 168.3x6	S275	118.42	118.42	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
2830 xiasti_2830	CHS 168.3x3.6	S275	116.75	116.75	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
2828 xiasti_2828	CHS 139.7x6	S 275	143.71	143.71	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
2643 xiasti_2643	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
2641 xiasti_2641	CHS 168.3x3.6	S275	116.75	116.75	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
2638 xiasti_2638	CHS 168.3x3.6	S275	116.75	116.75	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
2636 xiasti_2636	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
2451 xiasti_2451	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3

Calc. Note Close Help Analysis Map

Ratio
Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Εικόνα 3.44 Ελάχιστος λόγος εκμετάλλευσης χιαστί κατά την διεύθυνση Y.

Άρα οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του κτιρίου στην διεύθυνση Y έχουν μέγιστο λόγο εκμετάλλευσης ίσο με 0.81 και ελάχιστο λόγο εκμετάλλευσης ίσο με 0.64.

$$\Omega_{\max} = \frac{1.00}{0.64} = 1.562 \quad \text{και} \quad \Omega_{\min} = \frac{1.00}{0.81} = 1.234$$

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\max}} = \frac{1.562 - 1.234}{1.562} = 20.99 \% < 25\%$$

Συνεπώς ικανοποιείται το κριτήριο ομοιογενούς πλαστιμότητας καθ' ύψος και στην διεύθυνση Y.

Στην συνέχεια ελέγχεται η διάταξη για το αν οι λυγηρότητες των μελών είναι εντός των επιθυμητών ορίων που ορίζουν οι κανονισμοί.

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 3249to3278 3281to3310 3313to3342 3345to3374 3377 3378 3...

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗΝΥΜΑΤΑ

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
3465 xiasti_3465	CHS 139.7x10	S275	167.24	167.24	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3466 xiasti_3466	CHS 139.7x10	S275	167.24	167.24	0.80	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3464 xiasti_3464	CHS 139.7x6	S 275	162.66	162.66	0.74	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3278 xiasti_3278	CHS 139.7x6	S 275	153.11	153.11	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3341 xiasti_3341	CHS 139.7x6	S 275	153.11	153.11	0.71	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3342 xiasti_3342	CHS 139.7x6	S 275	153.11	153.11	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3277 xiasti_3277	CHS 139.7x6	S 275	153.11	153.11	0.72	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3411 xiasti_3411	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3413 xiasti_3413	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3414 xiasti_3414	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.77	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3410 xiasti_3410	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.79	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3378 xiasti_3378	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.80	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3412 xiasti_3412	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.77	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3377 xiasti_3377	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3409 xiasti_3409	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3

Calc. Note Close Help

Ratio Analysis Map

Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Εικόνα 3.45 Μέγιστος λόγος λυγηρότητας λmax των χιαστί κατά την διεύθυνση X.

$$\text{Ισχύει : } 112.85 \leq 167.24 \leq 173.62 \rightarrow \text{ικανοποιείται το κριτήριο}$$

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 3249to3278 3281to3310 3313to3342 3345to3374 3377 3378 3...

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗΝΥΜΑΤΑ

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
3309 xiasti_3309	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.63	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3337 xiasti_3337	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.68	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3338 xiasti_3338	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3310 xiasti_3310	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3273 xiasti_3273	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.69	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3274 xiasti_3274	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3267 xiasti_3267	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.70	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3268 xiasti_3268	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3340 xiasti_3340	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3269 xiasti_3269	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.70	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3275 xiasti_3275	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.68	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3334 xiasti_3334	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3339 xiasti_3339	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.66	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3333 xiasti_3333	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.65	40 1 * X 0.3 * Y 0.3
3276 xiasti_3276	CHS 168.3x4	S 275	124.69	124.69	0.00	40 1 * X 0.3 * Y 0.3

Calc. Note Close Help

Ratio Analysis Map

Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Εικόνα 3.46 Ελάχιστος λόγος λυγηρότητας λmax των χιαστί κατά την διεύθυνση X.

$$\text{Ισχύει : } 112.85 \leq 124.69 \leq 173.62 \rightarrow \text{ικανοποιείται το κριτήριο}$$

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 139to142 145to148 331to334 337to340 487to1063By192 488to1...

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
2836 xiasti_2836	CHS 139.7x6.3	S 275	143.96	143.96	0.81	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
2828 xiasti_2828	CHS 139.7x6	S 275	143.71	143.71	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
2835 xiasti_2835	CHS 139.7x6	S 275	143.71	143.71	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
2827 xiasti_2827	CHS 139.7x6	S 275	143.71	143.71	0.81	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
1115 xiasti_1115	CHS 139.7x6	S 275	143.71	143.71	0.74	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
731 xiasti_731	CHS 139.7x6	S 275	143.71	143.71	0.73	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
1116 xiasti_1116	CHS 139.7x6	S 275	143.71	143.71	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
732 xiasti_732	CHS 139.7x6	S 275	143.71	143.71	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
148 xiasti_148	CHS 168.3x12	S 275	122.69	122.69	0.67	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
139 xiasti_139	CHS 168.3x12	S 275	122.69	122.69	0.72	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
140 xiasti_140	CHS 168.3x12	S 275	122.69	122.69	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
147 xiasti_147	CHS 168.3x12	S 275	122.69	122.69	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
871 xiasti_871	CHS 168.3x12	S 275	122.69	122.69	0.74	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
487 xiasti_487	CHS 168.3x12	S 275	122.69	122.69	0.73	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
141 xiasti_141	CHS 168.3x12	S 275	122.69	122.69	0.71	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
142 xiasti_142	CHS 168.3x12	S 275	122.69	122.69	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3

Calc. Note Close Help Analysis Map

Ratio

Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Εικόνα 3.47 Μέγιστος λόγος λυγηρότητας λmax των χιαστί κατά την διεύθυνση Y.

$$\text{Ισχύει : } 112.85 \leq 143.96 \leq 173.62 \rightarrow \text{ικανοποιείται το κριτήριο}$$

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 139to142 145to148 331to334 337to340 487to1063By192 488to1...

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
1112 xiasti_1112	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
1111 xiasti_1111	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.64	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
1064 xiasti_1064	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
1063 xiasti_1063	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.65	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
2444 xiasti_2444	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
2452 xiasti_2452	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.76	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
2443 xiasti_2443	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.74	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
2451 xiasti_2451	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
2068 xiasti_2068	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.78	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
2636 xiasti_2636	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
2644 xiasti_2644	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.77	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
2059 xiasti_2059	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.76	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
2643 xiasti_2643	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
2635 xiasti_2635	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.74	44 0.3 *X 1 *Y 0.3
2060 xiasti_2060	CHS 168.3x3.2	S275	116.47	116.47	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3
2830 xiasti_2830	CHS 168.3x3.6	S275	116.75	116.75	0.00	40 1 *X 0.3 *Y 0.3

Calc. Note Close Help Analysis Map

Ratio

Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Εικόνα 3.48 Ελάχιστος λόγος λυγηρότητας λmax των χιαστί κατά την διεύθυνση Y.

$$\text{Ισχύει : } 112.85 \leq 116.47 \leq 173.62 \rightarrow \text{ικανοποιείται το κριτήριο}$$

Ακολουθεί παρακάτω ο έλεγχος των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
3377 xiasti_3377	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.94	14 1.35g+1.5Wx+0.
3409 xiasti_3409	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.92	15 1.35g+1.5Wx-0.
3411 xiasti_3411	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.90	14 1.35g+1.5Wx+0.
3346 xiasti_3346	CHS 168.3x12	S 275	131.11	131.11	0.90	15 1.35g+1.5Wx-0.
3330 xiasti_3330	CHS 168.3x5	S 275	125.54	125.54	0.90	15 1.35g+1.5Wx-0.
3423 xiasti_3423	CHS 168.3x10	S 275	137.20	137.20	0.89	15 1.35g+1.5Wx-0.
3413 xiasti_3413	CHS 168.3x12	S 275	139.28	139.28	0.88	15 1.35g+1.5Wx-0.
3266 xiasti_3266	CHS 168.3x5	S 275	125.54	125.54	0.88	15 1.35g+1.5Wx-0.
3415 xiasti_3415	CHS 168.3x12	S 275	138.87	138.87	0.87	15 1.35g+1.5Wx-0.
3427 xiasti_3427	CHS 168.3x10	S 275	137.20	137.20	0.87	15 1.35g+1.5Wx-0.
3322 xiasti_3322	CHS 168.3x10	S 275	129.15	129.15	0.86	15 1.35g+1.5Wx-0.
3324 xiasti_3324	CHS 168.3x8	S 275	127.71	127.71	0.86	15 1.35g+1.5Wx-0.
3326 xiasti_3326	CHS 168.3x8	S 275	127.71	127.71	0.86	15 1.35g+1.5Wx-0.

Εικόνα 3.49 Μέγιστος λόγος εκμετάλλευσης των χιαστί της διεύθυνσης X σε ΟΚΑ.

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
1484 xiasti_1484	CHS 168.3x6	S 275	118.73	118.73	0.75	17 1.35g+1.5Wy-0.3
1683 xiasti_1683	CHS 168.3x5	S 275	117.83	117.83	0.74	17 1.35g+1.5Wy-0.3
1676 xiasti_1676	CHS 168.3x5	S 275	117.83	117.83	0.74	17 1.35g+1.5Wy-0.3
1292 xiasti_1292	CHS 168.3x6	S 275	118.73	118.73	0.73	17 1.35g+1.5Wy-0.3
1299 xiasti_1299	CHS 168.3x6	S 275	118.73	118.73	0.73	17 1.35g+1.5Wy-0.3
1491 xiasti_1491	CHS 168.3x6	S 275	118.73	118.73	0.73	17 1.35g+1.5Wy-0.3
1868 xiasti_1868	CHS 168.3x4	S 275	117.03	117.03	0.71	17 1.35g+1.5Wy-0.3
1875 xiasti_1875	CHS 168.3x4	S 275	117.03	117.03	0.71	17 1.35g+1.5Wy-0.3
920 xiasti_920	CHS 168.3x8	S 275	119.86	119.86	0.70	17 1.35g+1.5Wy-0.3
536 xiasti_536	CHS 168.3x8	S 275	119.86	119.86	0.70	17 1.35g+1.5Wy-0.3
540 xiasti_540	CHS 168.3x6	S 275	118.73	118.73	0.70	17 1.35g+1.5Wy-0.3
488 xiasti_488	CHS 168.3x12	S 275	122.69	122.69	0.70	17 1.35g+1.5Wv-0.3

Εικόνα 3.50 Μέγιστος λόγος εκμετάλλευσης των χιαστί της διεύθυνσης Y σε ΟΚΑ.

Όπως προκύπτει από τα παραπάνω :

Διεύθυνση X $\rightarrow 0.94 < 1.00$, επάρκεια σε ΟΚΑ

Διεύθυνση Y $\rightarrow 0.75 < 1.00$, επάρκεια σε ΟΚΑ

3.5.3 Έλεγχος μελών σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Στο έλεγχο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας θα ελεγχθεί αν το βέλος κάμψης των οριζόντιων στοιχείων του φορέα καταπονούμενο από τα αντίστοιχα

φορτία λειτουργικότητας δεν υπερβαίνει σύμφωνα με τους κανονισμούς το $L/250$, όπου L το μήκος του στοιχείου.

3.5.3.1 Έλεγχος βελών κυρίων δοκών κτιρίου

Μέσω του στατικού προγράμματος Robot θα διαβαστούν οι μέγιστες εκτροπές των κύριων δικών για τους συνδυασμούς φόρτισης που αφορούν την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Λόγω του ότι στο κτίριο παρουσιάζονται κύριοι δοκοί ίδιας διατομής HEA360 αλλά με διαφορετικά μήκη, ο έλεγχος βελών θα πραγματοποιηθεί συγκρίνοντας την μέγιστη εκτροπή όλων των δοκών όπως υπολογίζεται από το πρόγραμμα με την μέγιστη επιτρεπόμενη εκτροπή των δοκών που καθορίζεται από αυτές που έχουν το μικρότερο μήκος L – ο έλεγχος αυτός είναι δυσμενέστερος οπότε λειτουργεί υπέρ της ασφαλείας.

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	0,0	2,2	0,0
ΡΑΒΔΟΣ	2773	2925	2150
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	62 (C)	54 (C)	62 (C)
MIN	-0,0	-0,0	-0,9
ΡΑΒΔΟΣ	58	50	2009
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	60 (C)	62 (C)	54 (C)

Εικόνα 3.51 Μέγιστη κατακόρυφη εκτροπή κύριων δοκών HEA360.

Παρατηρείται μέγιστη κατακόρυφη εκτροπή κυρίων δοκών 0.90 cm

$$\min L_{\text{ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ}} = 600 \text{ cm}, \quad \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.40 \text{ cm} > 0.90 \text{ cm} \rightarrow \text{ικανοποιείται ο έλεγχος βελών}$$

3.5.3.2 Έλεγχος βελών δευτερευουσών δοκών κτιρίου (διαδοκίδες)

Ομοίως με την διαδικασία που ακολουθήσαμε για τις κύριες δοκού θα γίνει ο έλεγχος για τα μέγιστα επιτρεπτά βέλη των δευτερευουσών δοκών του κτιρίου.

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	0,0	0,7	-0,1
ΡΑΒΔΟΣ	2231	2433	2223
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	59 (C)	62 (C)	60 (C)
MIN	-0,0	-0,0	-1,4
ΡΑΒΔΟΣ	2615	2820	513
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	60 (C)	61 (C)	54 (C)

Εικόνα 3.52 Μέγιστη κατακόρυφη εκτροπή δευτερευουσών δοκών IPE360.

Παρατηρείται μέγιστη κατακόρυφη εκτροπή δευτερευουσών δοκών 1.40 cm

$$\min L_{\Delta\text{ΕΥΤ. ΔΟΚΩΝ}} = 600 \text{ cm} , \quad \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.40 \text{ cm} > 1.40 \text{ cm} \rightarrow \text{ικανοποιείται ο έλεγχος βελών}$$

3.5.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών κτιρίου

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών είναι ιδιαίτερα σημαντικός στα μεταλλικά κτίρια λόγω της πλευρικής ευκαμψίας τους. Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, υπό την επίδραση της σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τους κανονισμούς με βάση την παρακάτω σχέση:

$$\frac{d_r \times v}{h} \leq 0.0075 \quad (3-44)$$

Όπου:

- d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφου
- h είναι το ύψος του ορόφου
- v είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών, για κτίρια σπουδαιότητας II ισχύει $v=0.50$

ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ					ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Υ				
ΟΡΟΦΟΣ	d_r (cm)	h (cm)	$(d_r \times v)/h$	ΕΛΕΓΧΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ	d_r (cm)	h (cm)	$(d_r \times v)/h$	ΕΛΕΓΧΟΣ
1	0,8	320	0,0013	ok	1	0,8	320	0,0013	ok
2	1,0	320	0,0016	ok	2	1,1	320	0,0017	ok
3	1,3	320	0,0020	ok	3	1,4	320	0,0022	ok
4	1,6	320	0,0025	ok	4	1,7	320	0,0027	ok
5	1,9	320	0,0030	ok	5	1,9	320	0,0030	ok
6	2,1	320	0,0033	ok	6	2,2	320	0,0034	ok
7	2,3	320	0,0036	ok	7	2,5	320	0,0039	ok
8	2,5	320	0,0039	ok	8	2,7	320	0,0042	ok
9	2,8	320	0,0044	ok	9	2,9	320	0,0045	ok
10	2,9	320	0,0045	ok	10	3,1	320	0,0048	ok
11	3,0	320	0,0047	ok	11	3,2	320	0,0050	ok
12	3,1	320	0,0048	ok	12	3,3	320	0,0052	ok
13	3,2	320	0,0050	ok	13	3,4	320	0,0053	ok
14	3,3	320	0,0052	ok	14	3,4	320	0,0053	ok
15	3,2	320	0,0050	ok	15	3,4	320	0,0053	ok
16	3,2	320	0,0050	ok	16	3,4	320	0,0053	ok

Εικόνα 3.53 Έλεγχος περιορισμού βλαβών.

Παρατηρείται ότι σε κάθε διεύθυνση ικανοποιείται η απαίτηση $\frac{d_r \times v}{h} \leq 0.0075$.

3.5.5 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα τα μέλη υποστυλωμάτων και δοκών κάθε κτιρίου που υπόκεινται σε αξονικές δυνάμεις από σεισμικούς συνδυασμούς, είναι απαραίτητο να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed,G} + (1.10 \times \gamma_{ov} \times \Omega \times N_{Ed,E}) \quad (3-45)$$

Όπου:

$N_{pl,Rd}$	είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό του υποστυλώματος, η οποία λαμβάνει υπόψιν την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed}
$N_{Ed,G}$	είναι η αξονική δύναμη στο υποστυλώμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
$N_{Ed,E}$	είναι η αξονική δύναμη στο υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού
γ_{ov}	είναι ο συντελεστής ασφαλείας, λαμβάνεται ίσος με 1.25
Ω	είναι η ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής για όλες τις διαγωνίους ανά διεύθυνση

Για κάθε διεύθυνση του κτιρίου έχουμε τους παρακάτω ελάχιστους λόγους υπεραντοχής συνδέσμων δυσκαμψίας:

$$\Omega_{min,X} = \frac{1.00}{0.80} = 1.25 \quad \text{και} \quad \Omega_{min,Y} = \frac{1.00}{0.81} = 1.234$$

Συντελεστές προσαύξησης σεισμικών φορτίων ανά διεύθυνση:

- Σεισμός κατά X $\rightarrow 1.25 \times 1.10 \times 1.25 = 1.72$
- Σεισμός κατά Y $\rightarrow 1.234 \times 1.10 \times 1.25 = 1.70$

Συνεπώς έχουμε τους σεισμικούς συνδυασμούς λόγω προσαύξησης ικανοτικού σχεδιασμού :

ΣΕΙΣΜΟΣ X

$$1.00 \times (DL1 + DL2 + DL3) + 0.30 \times Q + 1.1766 \times \mathbf{1.72} \times EX + 0.371 \times \mathbf{1.70} \times EY =$$
$$1.00 \times (DL1 + DL2 + DL3) + 0.30 \times Q + 2.02 \times EX + 0.63 \times EY$$

ΣΕΙΣΜΟΣ Υ

$$1.00 \times (DL1 + DL2 + DL3) + 0.30 \times Q + 0.352 \times 1.72 \times EX + 1.238 \times 1.70 \times EY =$$

$$1.00 \times (DL1 + DL2 + DL3) + 0.30 \times Q + 0.60 \times EX + 2.10 \times EY$$

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 1to4 10to13 17to20 24to27 31to34 38to41 65to68 225to228 232to235 239to...

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
248 ypostylomata_248	HEB 600	S 355	12.71	45.20	0.67	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
241 ypostylomata_241	HEB 600	S 355	12.71	45.20	0.67	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
240 ypostylomata_240	HEB 600	S 355	12.71	45.20	0.67	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
247 ypostylomata_247	HEB 600	S 355	12.71	45.20	0.67	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
1585 ypostylomata_158	HEB 280	S 355	26.42	45.16	0.66	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
1584 ypostylomata_158	HEB 280	S 355	26.42	45.16	0.66	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
1592 ypostylomata_159	HEB 280	S 355	26.42	45.16	0.66	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
1591 ypostylomata_159	HEB 280	S 355	26.42	45.16	0.66	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
26 ypostylomata_26	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.66	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
19 ypostylomata_19	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.66	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
18 ypostylomata_18	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.66	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
25 ypostylomata_25	HEB 700	S 355	11.05	46.61	0.66	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z
817 ypostylomata_817	HEB 400	S 355	18.74	43.27	0.65	63 1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z

Calc. Note Close Help
Ratio Analysis Map
Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Εικόνα 3.54 Έλεγχος ικανοτικού σχεδιασμού υποστυλωμάτων κατά X και Y.

4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση προσωρινής αντιστήριξης βαθιάς εκσκαφής

4.1 Προσομοίωση συστήματος αντιστήριξης στο robot

Για την επίλυση του συστήματος προσωρινής αντιστήριξης με αντηρίδες που έχει παρουσιαστεί στο κεφάλαιο 1, πραγματοποιείται η εισαγωγή κατάλληλου προσομοιώματος στο πρόγραμμα στατικής ανάλυσης Robot Structural Analysis. Επισημαίνεται ότι στο συγκεκριμένο πρόβλημα υπάρχει η ιδιαιτερότητα της σχεδίασης νέας διατομής που δεν υφίσταται στην βιβλιοθήκη του προγράμματος, για την προσομοίωση των μεταλλικών πασσαλοσανίδων. Παρακάτω δίνονται όλα τα απαραίτητα δεδομένα που καταχωρήθηκαν στο πρόγραμμα για την στατική ανάλυση του φορέα.

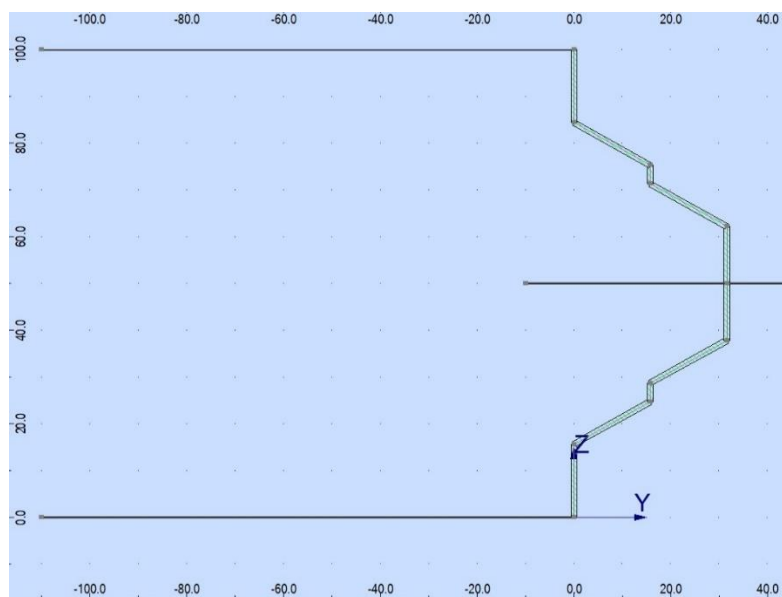
4.1.1 Σχεδίαση διατομής πασσαλοσανίδας

Όπως αναλύθηκε στο κεφάλαιο 1, οι μεταλλικές πασσαλοσανίδες είναι διατομής GU 15 – 500 με βάση τον κατάλογο της εταιρείας Arcelor Mittal. Οι διαστάσεις και το σκαρίφημα της συγκεκριμένης διατομής παρουσιάζονται στην εικόνα 4.1. Με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis – Section Definition γίνεται η σχεδίαση της παραπάνω διατομής με την παραδοχή ότι αποτελεί λεπτότοιχη διατομή και επιλέγεται χάλυβας S275. Ο σχεδιασμός της συγκεκριμένης διατομής στο πρόγραμμα γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να είναι συμμετρική ως προς τον τοπικό άξονα y . Στην περιοχή της συναρμογής των δύο πασσαλοσανίδων γίνεται η παραδοχή της απλής παράταξης αυτών (η μία δίπλα στην άλλη) καθώς η συγκεκριμένη σύνδεση που επιτυγχάνεται στην πράξη δεν μπορεί να προσομοιωθεί στο στατικό πρόγραμμα. Η συγκεκριμένη παραδοχή είναι υπέρ της ασφαλείας καθώς στην στατική ανάλυση μέσω του προγράμματος, δύο διαδοχικές πασσαλοσανίδες συνδέονται μόνο με την τραβέρσα. Στην πράξη η αλληλοσύνδεση των διαδοχικών πασσαλοσανίδων συμβάλλει αρκετά στην αντοχή του συνολικού συστήματος αντιστήριξης.

Η διατομή που σχεδιάστηκε αποθηκεύεται στην βιβλιοθήκη του προγράμματος για να χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή του τοίχου αντιστήριξης όπως φαίνεται παρακάτω.

Section	S = Single pile D = Double pile T = Triple pile	Sectional area cm ²	Mass kg/m	Moment of inertia cm ⁴	Elastic section modulus cm ³	Radius of gyration cm	Coating area ¹⁾ m ² /m
GU sections							
GU 7-600 	Per S	59.8	47.0	2440	230	6.39	0.76
	Per D	119.7	94.0	13620	880	10.67	1.51
	Per T	179.5	140.9	18980	1035	10.28	2.27
	Per m of wall	99.7	78.3	11350	735	10.67	1.26
GU 8-600 	Per S	66.0	51.8	2670	245	6.36	0.76
	Per D	132.0	103.6	15230	985	10.74	1.51
	Per T	198.0	155.4	21190	1155	10.35	2.27
	Per m of wall	110.0	86.4	12690	820	10.74	1.26
GU 9-600 	Per S	72.6	57.0	2900	265	6.32	0.76
	Per D	145.2	114.0	16880	1090	10.78	1.51
	Per T	217.8	170.9	23470	1280	10.38	2.27
	Per m of wall	121.0	95.0	14060	910	10.78	1.26
GU 12-500 	Per S	72.1	56.6	3600	315	7.06	0.73
	Per D	144.3	113.2	19640	1155	11.67	1.44
	Per T	216.4	169.9	27390	1365	11.25	2.16
	Per m of wall	144.3	113.2	19640	1155	11.67	1.44
GU 13-500 	Per S	77.5	60.8	3870	335	7.07	0.73
	Per D	155.0	121.7	21390	1260	11.75	1.44
	Per T	232.5	182.5	29810	1480	11.32	2.16
	Per m of wall	155.0	121.7	21390	1260	11.75	1.44
GU 15-500 	Per S	88.3	69.3	4420	370	7.07	0.73
	Per D	176.5	138.6	24810	1460	11.86	1.44
	Per T	264.8	207.9	34550	1715	11.42	2.16
	Per m of wall	176.5	138.6	24810	1460	11.86	1.44

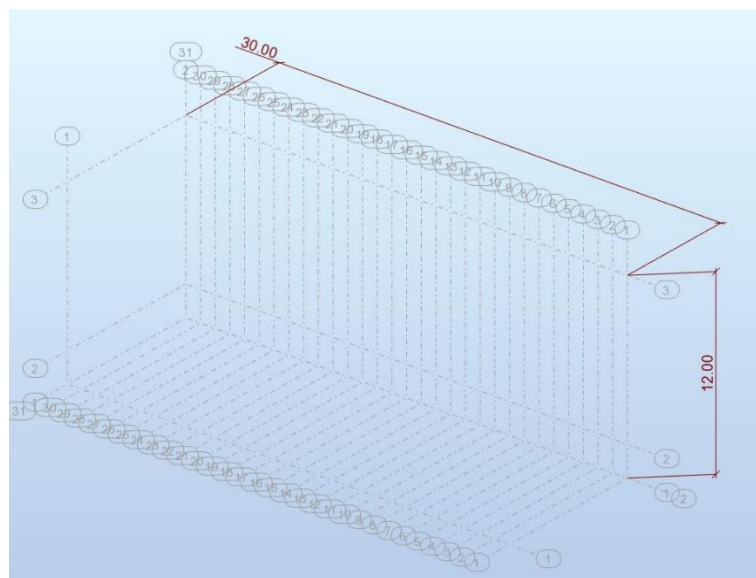
Εικόνα 4.1 Διατομή μεταλλικών πασσαλοσανίδων, GU 15-500 της εταιρείας Arcelor Mittal.



Εικόνα 4.2 Σχεδίαση λεπτότοιχης διατομής μεταλλικών πασσαλοσανίδων συμμετρική ως προς τον άξονα y.

4.1.2 Κάνναβος σχεδίασης

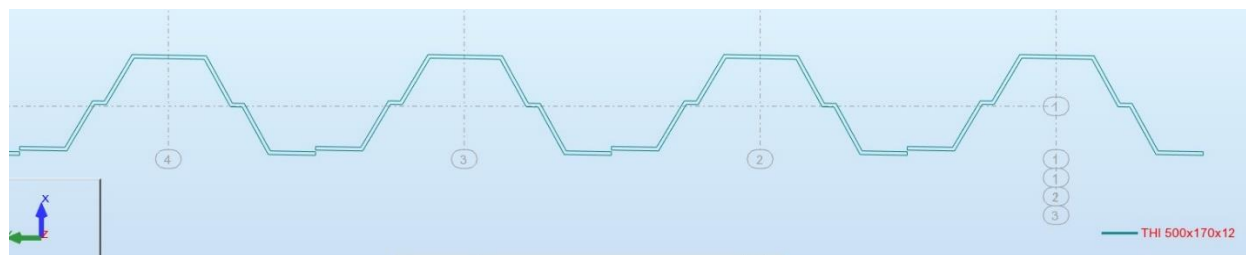
Καταρχάς, σχεδιάζεται ένας κάνναβος δύο διαστάσεων στο πρόγραμμα Robot, στον οποίο απεικονίζονται οι διαστάσεις του τοίχου αντιστήριξης που μελετάται. Επομένως, το μήκος είναι 30 m και το ύψος -12 m (10 m εκσκαφής και 2 m έμπηξης τοίχου στο έδαφος).



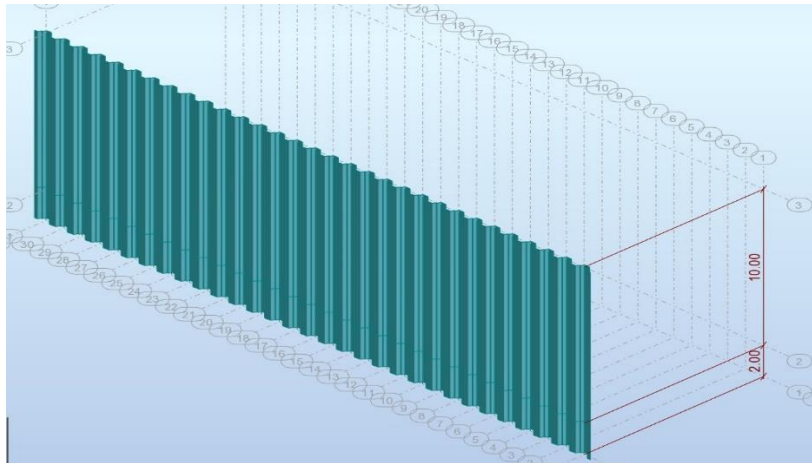
Εικόνα 4.3 Κάνναβος σχεδίασης τοίχου αντιστήριξης.

4.1.3 Σχεδίαση τοίχου αντιστήριξης

Ακολουθώντας τον κάνναβο σχεδίασης εισάγεται η λεπτότοιχη διατομή GU 15 – 500 που δημιουργήθηκε και αποθηκεύτηκε στην βιβλιοθήκη του Robot. Το πλάτος κάθε διατομής της πασσαλοσανίδας είναι 1m προκειμένου να μπορούν να εφαρμοστούν οι δράσεις που υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 2.2 ξεχωριστά σε κάθε διατομή. Όπως προαναφέρθηκε, οι μεταλλικές πασσαλοσανίδες βρίσκονται σε παράταξη μεταξύ τους και δεν λαμβάνεται υπ' όψη η συναρμογή που επιτυγχάνεται στην πράξη. Ο τρόπος σύνδεσης δύο διαδοχικών πασσαλοσανίδων επιτυγχάνεται με τις τραβέρσες.



Εικόνα 4.4 Κάτοψη XY διάταξης μεταλλικών πασσαλοσανίδων.

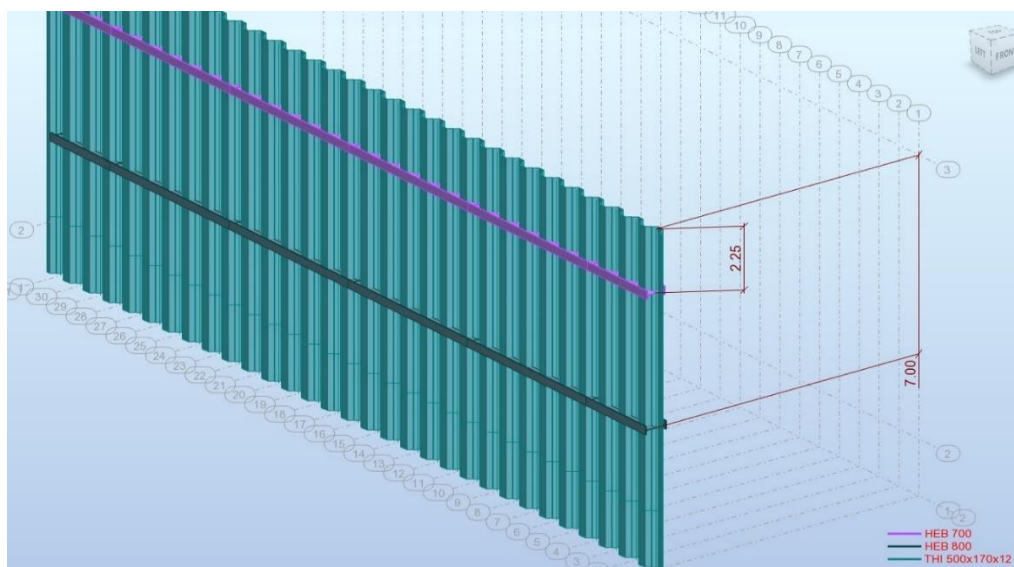


Εικόνα 4.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση τοίχου αντιστήριξης.

4.1.4 Σχεδίαση τραβερσών

Λαμβάνεται μέριμνα ώστε οι διατομές όλων των χαλύβδινων δομικών μελών τραβέρσας να είναι κατηγορίας 1. Επομένως, αποφεύγονται τα φαινόμενα τοπικού λυγισμού και ο κύριος έλεγχος αφορά αποκλειστικά στον καθολικό λυγισμό τους.

Οι τραβέρσες αποτελούν τα διαμήκη στοιχεία του συστήματος αντιστήριξης τα οποία συνδέονται καταλλήλως με τον τοίχο αντιστήριξης σε δύο στάθμες, στα -2,25 m και στα -7,00 m . Η διατομή των τραβερσών άνω στάθμης είναι HEB 700 και των τραβερσών της κάτω στάθμης HEB 800, οι οποίες είναι με τέτοιο τρόπο προσανατολισμένες ώστε ο ισχυρός της άξονας (y-y) να λειτουργεί σε οριζόντιο επίπεδο. Τέλος, στις τραβέρσες συνδέονται μετωπικά οι αντηρίδες της άνω και κάτω στάθμης και αποτελούν τον συνδετικό κρίκο για τη μεταφορά του φορτίου από τις αντηρίδες στο έδαφος που βρίσκεται εκατέρωθεν της εκσκαφής, και αντιστρόφως.

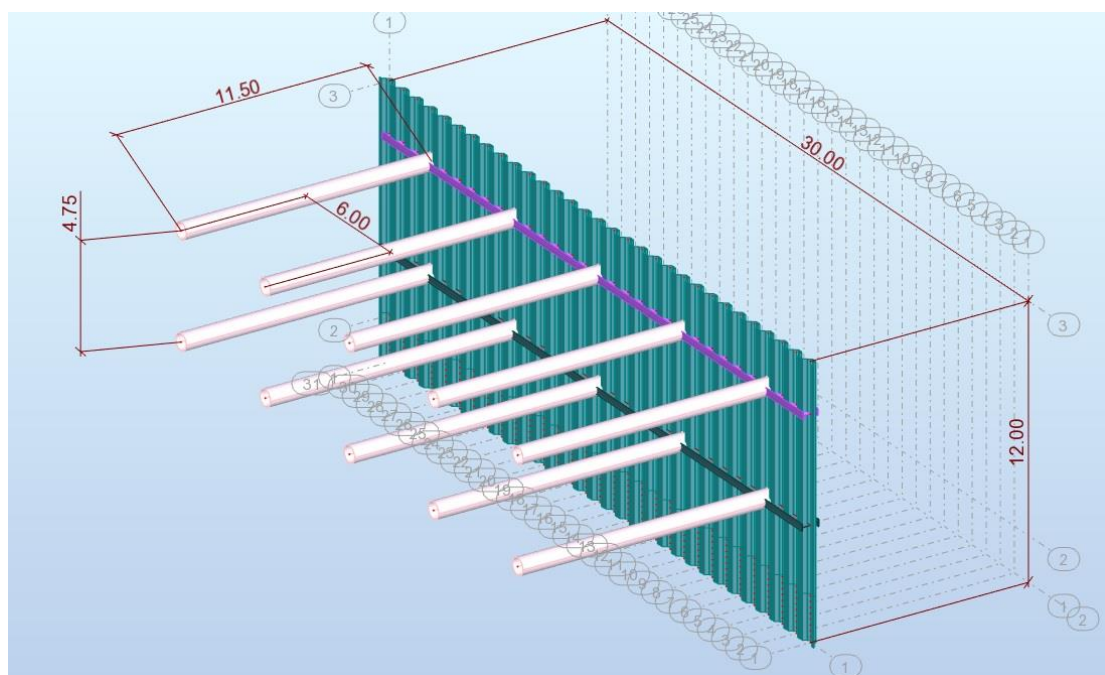


Εικόνα 4.6 Προσομοίωση τραβερσών – τρισδιάστατη απεικόνιση.

4.1.5 Σχεδίαση αντηρίδων

Το σύστημα αντιστήριξης μορφώνεται με μεταλλικές αντηρίδες σε 2 στάθμες (άνω και κάτω στάθμη) οι οποίες δεν συνδέονται με κατακόρυφη ή με οριζόντια δικτύωση μεταξύ τους, αλλά τα άκρα τους συνδέονται στις τραβέρσες. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιούνται κοίλες κυκλικές διατομές (ΚΗ), ώστε το μέλος της αντηρίδας να παρουσιάζει ίδια συμπεριφορά ως προς την τυχούσα διεύθυνση. Επίσης, λαμβάνεται μέριμνα ώστε οι διατομές όλων των χαλύβδινων δομικών μελών αντηρίδων να είναι κατηγορίας 2. Επομένως, αποφεύγονται τα φαινόμενα τοπικού λυγισμού και ο κύριος έλεγχος αφορά αποκλειστικά στον καθολικό λυγισμό τους.

Όπως έχει αναφερθεί λόγω της συμμετρίας που παρουσιάζει το συγκεκριμένο προσομοίωμα εκσκαφής, αναλύονται οι αντηρίδες με το μισό μήκος τους ($l = 11,50$ m). Φυσικά θεωρείται ότι και στον υπόλοιπο φορέα η συμπεριφορά είναι όμοια. Για την επίτευξη της σωστής σχεδίασης του συμμετρικού φορέα τοποθετούνται στα άκρα των αντηρίδων κυλιόμενες πακτώσεις με ελευθέρωση της κατακόρυφης διεύθυνσης (καθολικός άξονας z). Στο άλλο άκρο της αντηρίδας που συνδέεται καταλλήλως με την τραβέρσα τοποθετείται «release» (ελευθέρωση) προκειμένου να μην δημιουργηθούν φαινόμενα στρέψης στο μέλος της τραβέρσας. Η διατομή των αντηρίδων που επιλέχθηκε για όλα τα μέλη είναι η ΚΗ 762x16.



Εικόνα 4.7 Τρισδιάστατη απεικόνιση συμμετρικού φορέα συστήματος προσωρινής αντιστήριξης.

Στο παρόν σύστημα αντιστήριξης οι φάσεις κατασκευής είναι οι εξής:

- Εκσκαφή 3,25 m

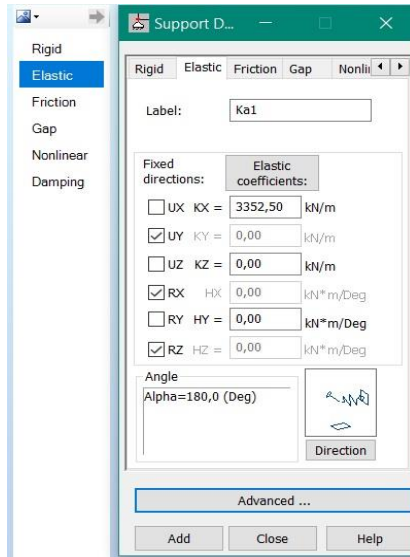
- τοποθέτηση των άνω αντηρίδων σε βάθος 2,25 m από την επιφάνεια του εδάφους,
- εκσκαφή σε βάθος περίπου 8 m από την επιφάνεια του εδάφους, όπου στα 7 m από την επιφάνεια του εδάφους είναι η θέση των αντηρίδων της κάτω στάθμης και 1.0m είναι η επιπλέον εκσκαφή που απαιτείται για κατασκευαστικούς λόγους ώστε να τοποθετηθούν οι αντηρίδες της κάτω στάθμης και
- η τοποθέτηση των αντηρίδων της κάτω στάθμης.

Αυτό σημαίνει ότι κατά την εκσκαφή των 8 m και πριν την τοποθέτηση των αντηρίδων της κάτω στάθμης, οι αντηρίδες της άνω στάθμης θα πρέπει να αναλάβουν το φορτίο λόγω ωθήσεων γαιών ως εκείνη τη στιγμή. Αυτή η κατάσταση λαμβάνεται υπ' όψη με την θεώρηση των διαγραμμάτων Peck, όπως παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 2.2. Έτσι, υπολογίζοντας τις εδαφικές ωθήσεις κατά Peck έχουμε λάβει την περιβάλλουσα των ωθήσεων ως εδαφικό φορτίο και εξασφαλίζουμε την διαστασιολόγηση της αντηρίδας με βάση τη δυσμενέστερη φόρτιση. Επομένως, δεν είναι απαραίτητη η ανάλυση του φορέα στις διάφορες φάσεις εκσκαφής.

4.1.6 Προσομοίωση στηρίξεων φορέα

4.1.6.1 Ελαστικές στηρίξεις – ελατήρια Winkler

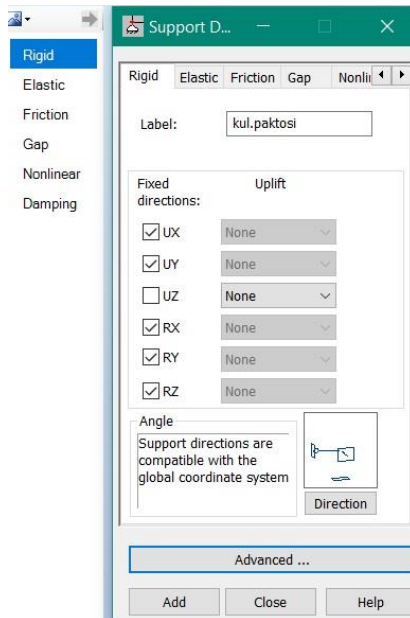
Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο κεφάλαιο 2.2, στο τμήμα έμπηξης του τοίχου αντιστήριξης, το έδαφος προσομοιώνεται με ελατήρια Winkler, τα οποία εισάγονται ως ελαστικές στηρίξεις στο στατικό πρόγραμμα με τον προσδιορισμό της σταθεράς των ελατηρίων K . Όλες οι ελαστικές στηρίξεις που τοποθετούνται στο τμήμα έμπηξης και εκατέρωθεν του τοίχου αντιστήριξης έχουν δεσμευμένη την μετακίνηση κατά τον άξονα y του φορέα, καθώς σε αυτόν τον άξονα εκτείνεται ο τοίχος αντιστήριξης και δεσμευμένες τις στροφικές μετακινήσεις κατά τον άξονα x και κατά τον άξονα z του φορέα. Η κατακόρυφη μετακίνηση (κατά τον άξονα z του φορέα) δεσμεύεται μόνο στο τελευταίο ελατήριο, στην στάθμη $z = -12$ m. Τέλος, επιτρέπεται η στροφή περί τον άξονα y της κατασκευής και η μεταφορική κίνηση κατά τον άξονα x , η οποία καθορίζεται από τη σταθερά του ελατηρίου που έχει οριστεί.



Εικόνα 4.8 Ορισμός ελαστικών στηρίξεων στο πρόγραμμα.

4.1.6.2 Στηρίξεις αντηρίδων

Καθώς επιλέχθηκε η επίλυση του συστήματος προσωρινής αντιστήριξης με το μισό μήκος της αντηρίδας, τοποθετείται κατάλληλη στήριξη για την προσομοίωση του συμμετρικού φορέα. Έτσι, τοποθετείται κυλιόμενη πάκτωση στο άκρο της αντηρίδας, ελευθερώνοντας την μεταφορική κίνηση στον άξονα z του φορέα και δεσμεύοντας όλες τις άλλες κινήσεις.



Εικόνα 4.9 Ορισμός κυλιόμενης πάκτωσης στο πρόγραμμα.

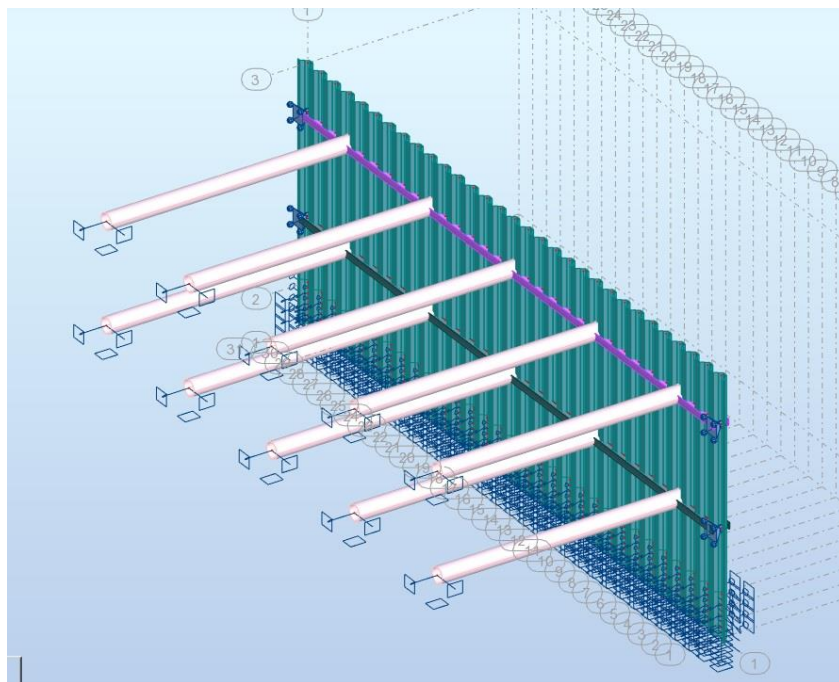
4.1.6.3 Στηρίξεις στα άκρα του τοίχου αντιστήριξης

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής είναι η ανάλυση μόνο της μίας διεύθυνσης του τοίχου αντιστήριξης ενώ η διερεύνηση της αλληλεπίδρασης των δύο διευθύνσεων

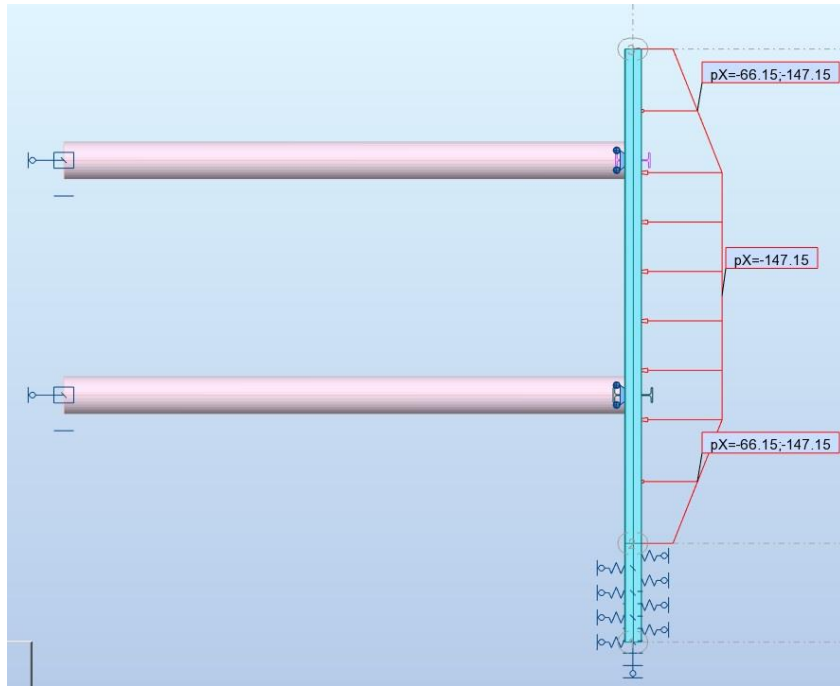
του τοίχου δεν αποτελεί αντικείμενό της. Επομένως, στα άκρα του τοίχου αντιστήριξης που αναλύεται τοποθετούνται κυλίσεις για την προσομοίωση της ύπαρξης τοίχου αντιστήριξης και στην άλλη διεύθυνση.

4.1.7 Τελικός φορέας και φορτίσεις

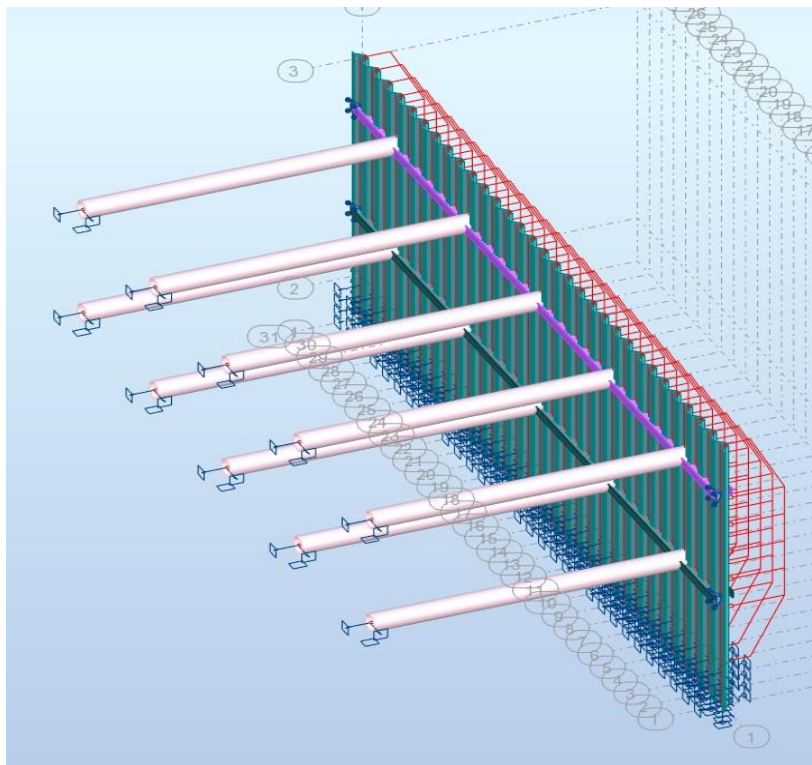
Στην εικόνα 4.10 παρουσιάζεται ο τελικός φορέας που διαμορφώθηκε με τις στηρίξεις που αναλύθηκαν παραπάνω. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι φορτίσεις όπως τελικά υπολογίστηκαν με βάση τα διαγράμματα Peck στην οριακή κατάσταση αστοχίας.



Εικόνα 4.10 Τρισδιάστατη απεικόνιση τελικού φορέα με τις στηρίξεις.



Εικόνα 4.11 Όψη XZ τελικού φορέα και φόρτιση με τα διαγράμματα Peck.



Εικόνα 4.12 Τρισδιάστατη απεικόνιση φορτίσεων.

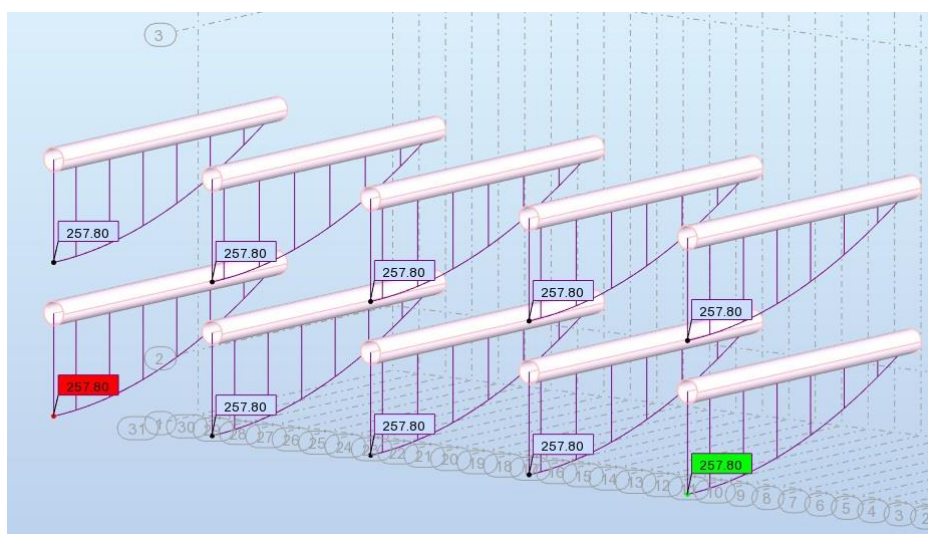
4.2 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών και διαστασιολόγηση αντηρίδων

4.2.1 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών στις αντηρίδες

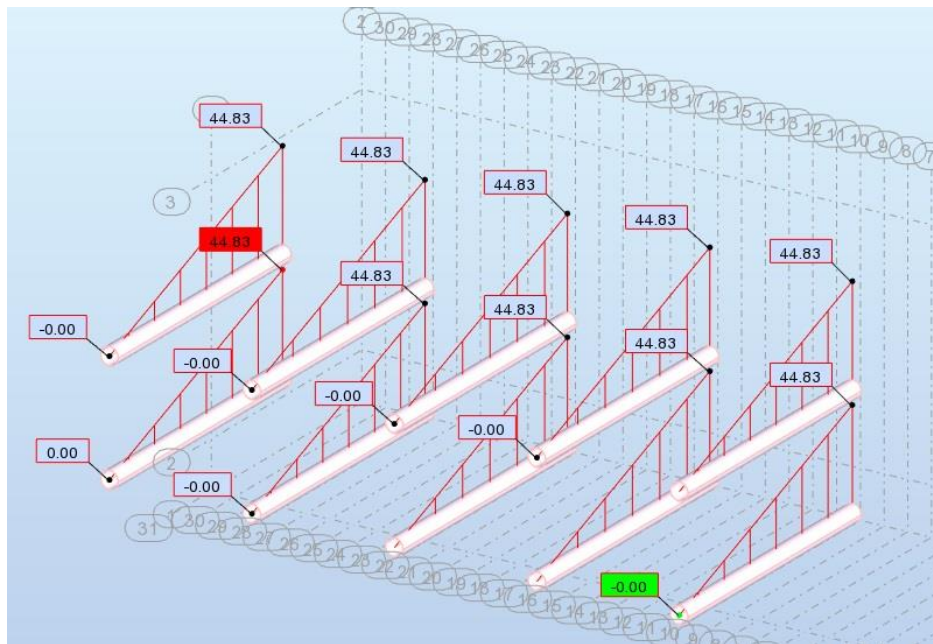
Τα εντατικά μεγέθη (M,Q,N) με βάση τα οποία θα γίνει ο έλεγχος διατομής και μέλους της αντηρίδας έχουν προκύψει από τα φορτία με χρήση των κατάλληλων συντελεστών σχεδιασμού (1.35). Ποιοτικά η κατάσταση για τις αντηρίδες της κάτω στάθμης είναι ακριβώς η ίδια με αυτή των αντηρίδων της άνω στάθμης, αφού τα συστήματα αντιστήριξης άνω – κάτω στάθμης δεν συνδέονται κάπως μεταξύ τους ώστε το ένα να επηρεάζει το άλλο. Επομένως, αναμένεται η ίδια εικόνα από άποψη εντατικής καταπόνησης της αντηρίδας, και κατ' επέκταση ποιοτικής ερμηνείας των διαγραμμάτων εντατικών μεγεθών.

Πίνακας 4.1 Μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών επί των αντηρίδων.

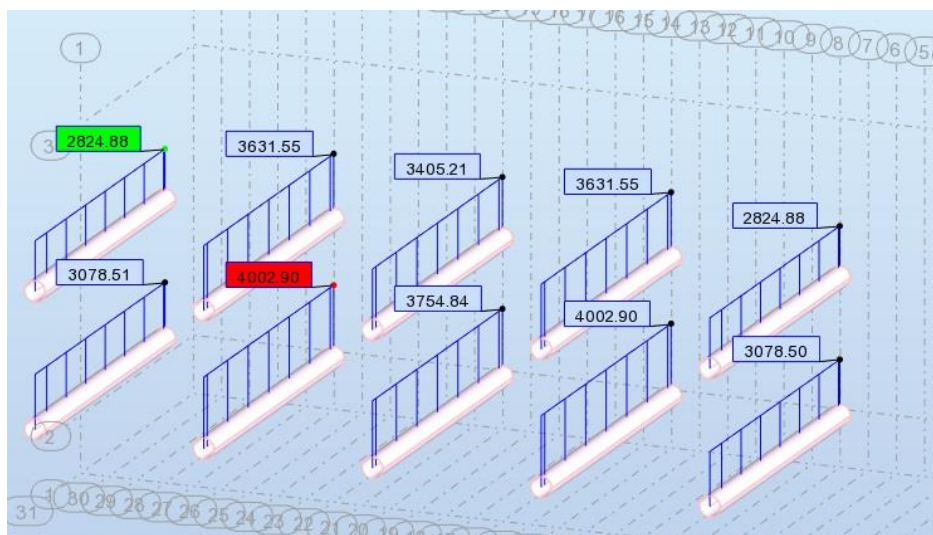
Μέγιστη καμπτική ροπή (M_{Ed})	257,80 kNm
Μέγιστη τέμνουσα δύναμη (V_{Ed})	44,83 kN
Μέγιστη αξονική δύναμη (N_{Ed})	4.002,90 kN



Εικόνα 4.13 Διάγραμμα ροπών κάμψης (M_{Ed}) για τις αντηρίδες.



Εικόνα 4.14 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (V_{Ed}) για τις αντηρίδες.



Εικόνα 4.15 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων (N_{Ed}) για τις αντηρίδες.

Παρατηρείται ότι η αναπτυσσόμενη αξονική (N_{Ed}) στις δυο ακριανές αντηρίδες είναι μικρότερη από την αναπτυσσόμενη αξονική στις υπόλοιπες αντηρίδες, κάτι το οποίο είναι λογικό διότι το μήκος επιρροής του γραμμικού κατανεμημένου φορτίου ωθήσεων γαιών είναι μικρότερο για τις ακριανές αυτές αντηρίδες. Ακόμη, γίνεται φανερό ότι σε συστήματα αντιστήριξης με χρήση αντηρίδων, το μεγαλύτερο ποσοστό δρώσας αξονικής δύναμης το αναλαμβάνουν αυτές με αποτέλεσμα την ανάγκη μικρού μήκους έμπηξης του τοίχου αντιστήριξης στο έδαφος (μήκος έμπηξης πασσαλοσανίδων 2 m).

4.2.2 Διαστασιολόγηση αντηρίδων – έλεγχος επάρκειας διατομής KH 762x16

Εύρεση κατηγορίας διατομής

Για σωληνωτές διατομές που υπόκεινται σε θλίψη ή/και κάμψη ελέγχουμε την ανίσωση:

$$\text{Για διατομή κατηγορίας 2: } \frac{d}{t} \leq 70 \varepsilon^2 \quad (4-1)$$

Για χάλυβα S275 είναι $\varepsilon = 0,92$, επομένως:

$\frac{d}{t} \leq 70 \varepsilon^2 \rightarrow \frac{762}{16} \leq 70 * 0,92^2 \rightarrow 47,625 \leq 59,5$, άρα η διατομή είναι κατηγορίας 2 και πραγματοποιείται πλαστικός έλεγχος.

Έλεγχος επάρκειας διατομής KH 762x16 αντηρίδων

Ο έλεγχος επάρκειας διατομής πραγματοποιείται με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος Robot Structural Analysis με χρήση των παρακάτω τύπων για τον υπολογισμό των παραμέτρων αντοχής.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (4-2)$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{Mo}} \quad (4-3)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{Mo}} \quad (4-4)$$

Η επάρκεια της διατομής αξιολογείται από το λόγο της δρώσας αξονικής προς την πλαστική αξονική αντοχής και από το λόγο της δρώσας ροπής προς την πλαστική ροπή αντοχής. Και οι δυο αυτοί λόγοι πρέπει να προκύπτουν μικρότεροι της μονάδας. Όσο μεγαλύτεροι είναι αυτοί οι λόγοι, δηλαδή όσο πιο κοντά είναι στη μονάδα, τόσο καλύτερα, διότι αυτό σημαίνει ότι η διατομή αξιοποιείται σε μεγάλο βαθμό. Δηλαδή πρέπει:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} < 1 \quad \text{και} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} < 1$$

Η απομειωμένη ροπή αντοχής λόγω παρουσίας αξονικής δύναμης υπολογίζεται από την εξ. (4-5).

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} * (1 - n^{1,7}), \quad \text{όπου } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (4-5)$$

Καθώς ισχύει η εξ. (4-6) δεν απαιτείται επιπλέον απομείωση της ροπής αντοχής της διατομής.

$$V_{Ed} < 0,5 * V_{pl,Rd} \quad (4-6)$$

Έλεγχος επάρκειας μέλους διατομής KH 762x16 αντηρίδων

Χρειάζεται επιπροσθέτως να υπολογιστούν οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχών N_{Rk} και M_{Rk} από τις εξ. (4-6) και (4-7) αντιστοίχως.

$$N_{Rk} = A * f_y \quad (4-7)$$

$$M_{Rk} = W_{pl} * f_y \quad (4-8)$$

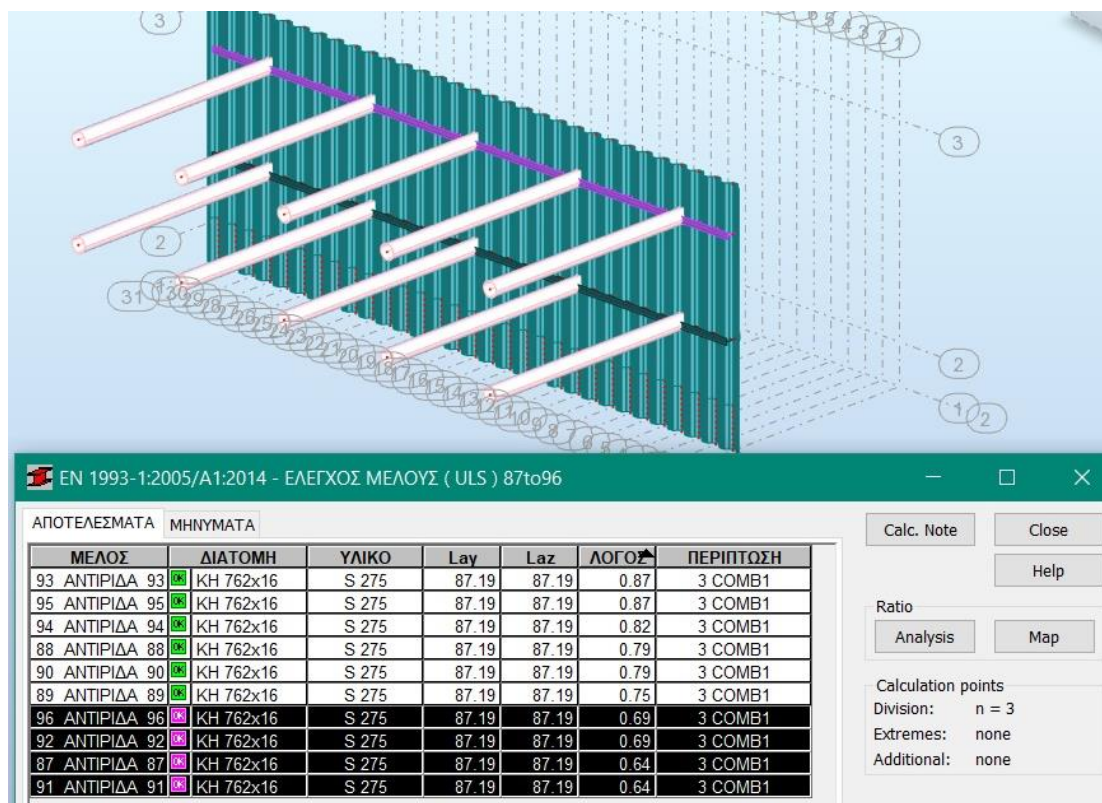
Επίσης, δεν πραγματοποιείται έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού καθώς η διατομή είναι κλειστή κοίλη διατομή. Επομένως, η παράμετρος $X_{LT} = 1$. Πραγματοποιείται όμως έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού θέτοντας ως μήκος λυγισμού της αντηρίδα $L_{cr} = 2 * L$, όπου $L = 11,5$ m το μήκος της αντηρίδας στο προσομοίωμα που έχει αναλυθεί στην παράγραφο 4.1.5 (συμμετρικός φορέας).

Επομένως, ο έλεγχος επάρκειας υπό κάμψη και θλίψη πραγματοποιείται με τους τύπους (4-9), (4-10). Τονίζεται ότι $M_z = 0$ KNm, άρα ο τρίτος όρος του ελέγχου παραλείπεται.

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{x_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \cdot M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (4-9)$$

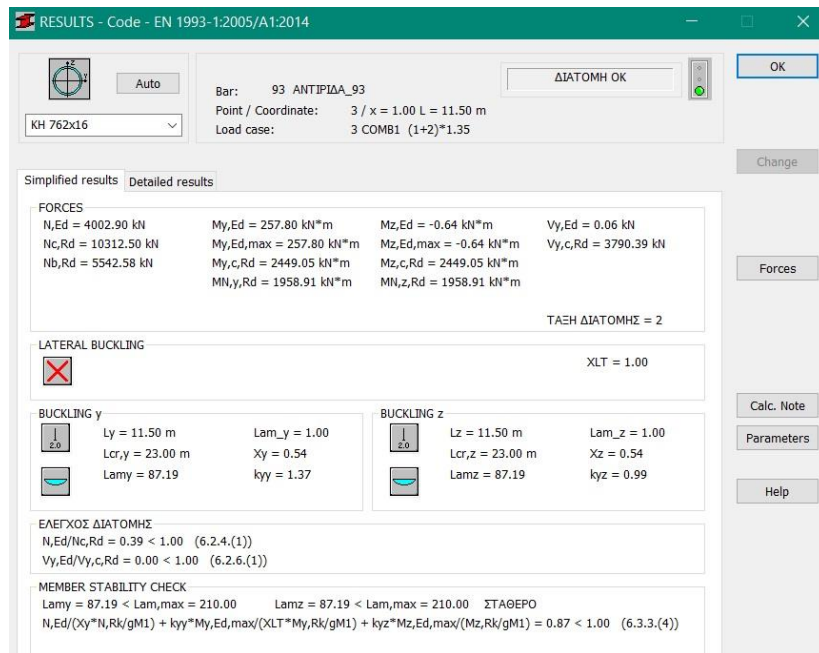
$$\frac{\frac{N_{Ed}}{x_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{x_{LT} \cdot M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (4-10)$$

Λόγοι επάρκειας αντηρίδων – αποτελέσματα στατικού προγράμματος



Εικόνα 4.16 Λόγοι επάρκειας διατομής KH 762x16 αντηρίδων.

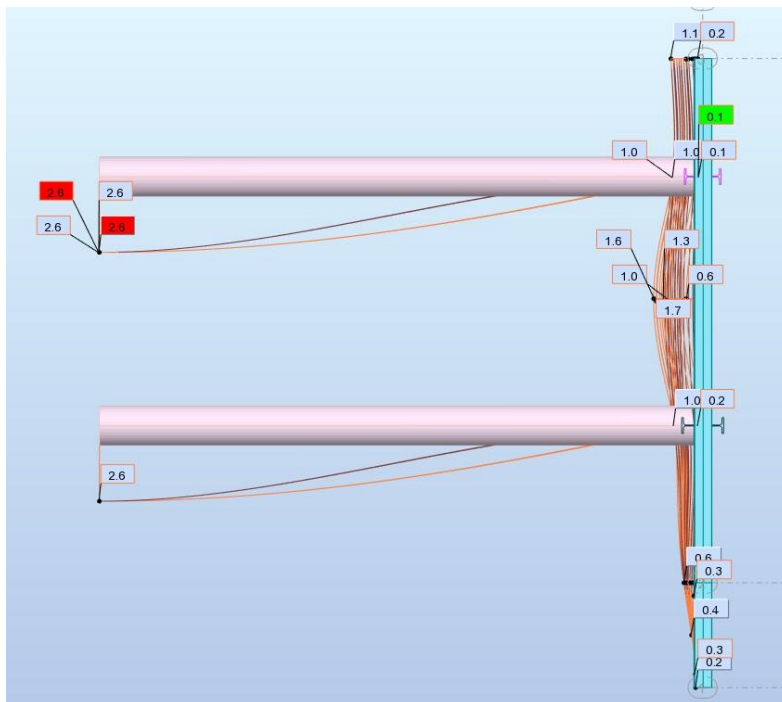
Όπως φαίνεται από την εικόνα 4.16 οι λόγοι επάρκειας για τις αντηρίδες είναι μικρότεροι της μονάδας και η διακύμανση των λόγων μεταξύ των αντηρίδων είναι μικρή. Εξαιρέση αποτελούν οι αντηρίδες που βρίσκονται στα άκρα του τοίχου αντιστήριξης στην άνω και στην κάτω στάθμη, οι οποίες παρουσιάζουν λόγο επάρκειας χαμηλότερο από τις υπόλοιπες. Αυτό οφείλεται στο μικρότερο εμβαδόν επιρροής που έχουν σε σχέση με τις υπόλοιπες. Στην εικόνα 4.17 φαίνονται οι έλεγχοι διατομής και μέλους για την δυσμενέστερη αντηρίδα.



Εικόνα 4.17 Έλεγχοι διατομής και μέλους δυσμενέστερης διατομής αντηρίδας.

Μέγιστες παραμορφώσεις μέλους αντηρίδας

Για τις παραμορφώσεις των μελών ελέγχουμε με την δυσμενέστερη φόρτιση που προκύπτει από την ΟΚΑ, όπως έχει οριστεί στο κεφάλαιο 2. Παρακάτω απεικονίζονται οι μέγιστες παραμορφώσεις όπως εξάγονται από το στατικό πρόγραμμα. Η μέγιστη παραμόρφωση για το μέλος της αντηρίδας είναι 2,6 cm η οποία είναι μικρότερη από τον λόγο L/300. Δηλαδή: $2,6 < L/300 \rightarrow 2,6 < 2300/300 \rightarrow 2,6 < 7,6 \text{ cm}$.



Εικόνα 4.18 Παραμορφώσεις φορέα υπό την επίδραση των φορτίων κατά Peck.

4.3 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών και διαστασιολόγηση τραβέρσων

4.3.1 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών στις τραβέρσες

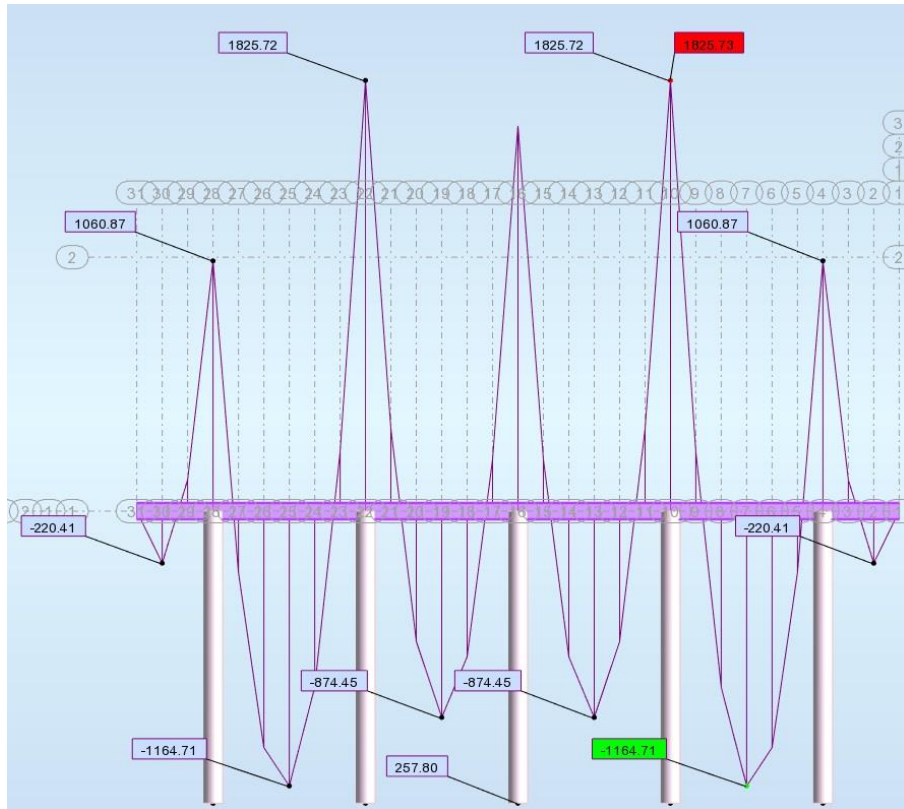
Παρατηρώντας τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών, γίνεται αντιληπτό, ότι η εικόνα της εντατικής κατάστασης επαναλαμβάνεται αυτούσια σε κάθε φάτνωμα, και διαφοροποιείται μόνο στο πρώτο και στο τελευταίο φάτνωμα, όπου η εντατική κατάσταση στα ακριανά αυτά φάτνωματά είναι ίδια λόγω συμμετρίας φορέα και φόρτισης. Επίσης, υφίσταται και το διάγραμμα καμπτικών ροπών M_z και τεμνουσών δυνάμεων V_y , τα οποία αναπτύσσονται λόγω του ίδιου βάρους της τραβέρσας. Αλλά το μέγεθος της τέμνουσας δύναμης και της καμπτικής έντασης που αναπτύσσεται είναι πολύ μικρό σε σχέση με τα υπόλοιπα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη. Επομένως, κρίνονται λιγότερο δυσμενείς οι θέσεις ελέγχου όπου το M_z και η V_y έχουν κάποιο μέγεθος, έστω και μικρό. Για το λόγο αυτό παραλείπεται τελείως η αναφορά στο διάγραμμα καμπτικών ροπών M_z και τεμνουσών δυνάμεων V_y . Τέλος, δεν παρουσιάζονται διαγράμματα αξονικών δυνάμεων καθώς στην διεύθυνση του μέλους της τραβέρσας δεν εξασκείται φόρτιση και η αξονική δύναμη που αναπτύσσεται είναι αμελητέα.

Πίνακας 4.2 Μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών επί των τραβερσών άνω στάθμης.

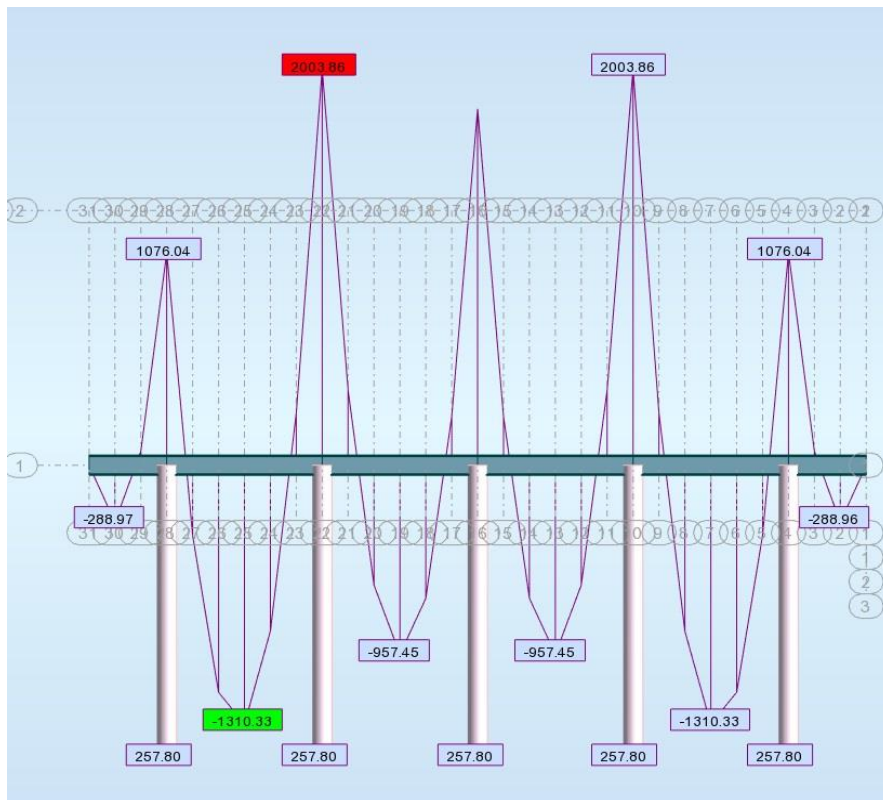
Μέγιστη θετική καμπτική ροπή (M_{Ed})	1.825,73 kNm
Μέγιστη αρνητική καμπτική ροπή (M_{Ed})	-1.164,71 kNm
Μέγιστη τέμνουσα δύναμη (V_{Ed})	1.575,7 kN

Πίνακας 4.3 Μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών επί των τραβερσών κάτω στάθμης.

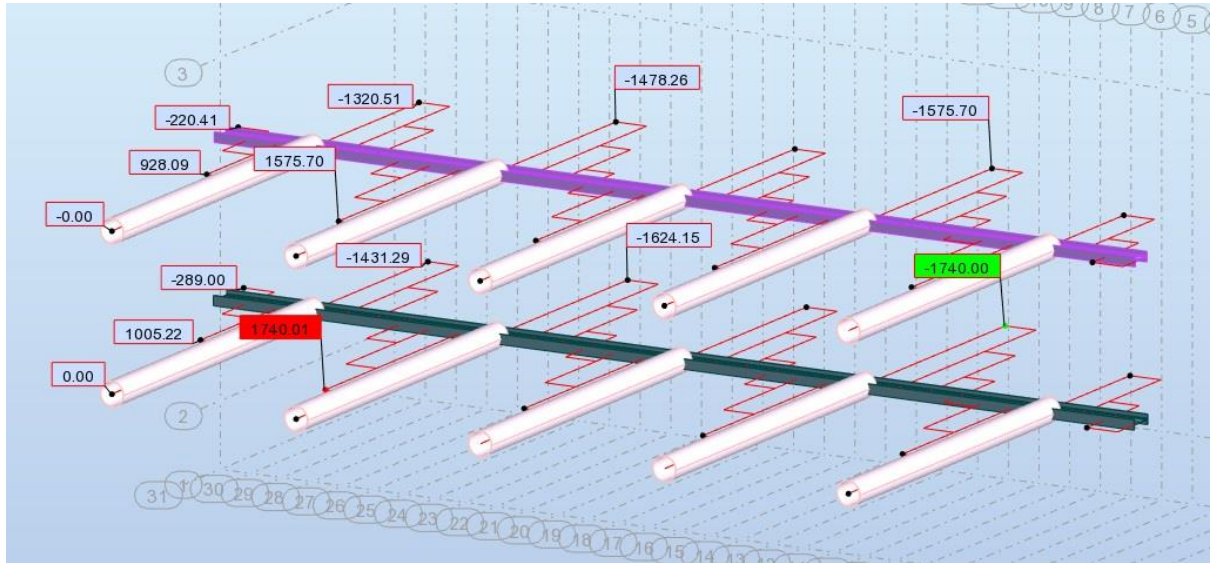
Μέγιστη θετική καμπτική ροπή (M_{Ed})	2.003,86 kNm
Μέγιστη αρνητική καμπτική ροπή (M_{Ed})	-1.310,33 kNm
Μέγιστη τέμνουσα δύναμη (V_{Ed})	1.740 kN



Εικόνα 4.19 Διάγραμμα καμπτικών ροπών (M_{Ed}) για την τραβέρσα της άνω στάθμης ($z = -2,25$ m).



Εικόνα 4.20 Διάγραμμα καμπτικών ροπών (M_{Ed}) για την τραβέρσα της κάτω στάθμης ($z = -7,00$ m).



Εικόνα 4.21 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (V_{Ed}) για τις τραβέρσες.

4.3.2 Διαστασιολόγηση τραβερσών – έλεγχος επάρκειας διατομών HEB 700, HEB 800

Εύρεση κατηγορίας διατομής HEB 700

Για διατομές που υπόκεινται σε κάμψη ελέγχουμε την ανίσωση:

$$\text{Για διατομή κατηγορίας 1: } \frac{c}{t} \leq 72 \varepsilon \quad (4-11)$$

Για χάλυβα S275 είναι $\varepsilon = 0,92$, επομένως:

$\frac{c}{t} \leq 72 \varepsilon \rightarrow \frac{582}{17} \leq 72 * 0,92 \rightarrow 34,24 \leq 66,24$, άρα η διατομή είναι κατηγορίας 1 και πραγματοποιείται πλαστικός έλεγχος.

Εύρεση κατηγορίας διατομής HEB 800

Για διατομές που υπόκεινται σε κάμψη ελέγχουμε την ανίσωση:

$$\text{Για διατομή κατηγορίας 1: } \frac{c}{t} \leq 72 \varepsilon$$

Για χάλυβα S275 είναι $\varepsilon = 0,92$, επομένως:

$\frac{c}{t} \leq 72 \varepsilon \rightarrow \frac{674}{17,5} \leq 72 * 0,92 \rightarrow 38,51 \leq 66,24$, άρα η διατομή είναι κατηγορίας 1 και πραγματοποιείται πλαστικός έλεγχος.

Έλεγχος επάρκειας διατομών HEB 700, HEB 800 τραβερσών

Οι παράμετροι αντοχής για τις διατομές των τραβερσών υπολογίζονται με βάση τους τύπους (4-2), (4-3), (4-4), που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Η επάρκεια της διατομής αξιολογείται από το λόγο της δρώσας τέμνουσας προς την πλαστική τέμνουσα αντοχής και από το λόγο της δρώσας ροπής προς την πλαστική ροπή αντοχής. Στο συγκεκριμένο μέλος επειδή η δρώσα τέμνουσα δύναμη έχει τιμή που ξεπερνά την μισή τέμνουσα αντοχής στην διεύθυνση z, δηλαδή (σχέση 4-6) :

$$V_{z,Ed} > 0,5 * V_{z,pl,Rd} ,$$

απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής λόγω τέμνουσας, σε $M_{V,Rd}$. Η απομείωση υπολογίζεται με τους παρακάτω τύπους:

$$\rho = \left(\frac{2 * V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4-12)$$

$$M_{y,V,Rd} = \min \left\{ \left(W_{y,pl} - \frac{\rho}{4} * \frac{A_v^2}{t_w} \right) * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{y,c,Rd} \right\} \quad (4-13)$$

Επομένως, οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται για την επάρκεια της διατομής είναι οι παρακάτω:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} < 1 , \text{ για την διεύθυνση y και z αντίστοιχα.}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,V,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} < 1 \quad (4-14)$$

Έλεγχος επάρκειας μέλους διατομών HEB 700, HEB800 τραβερσών

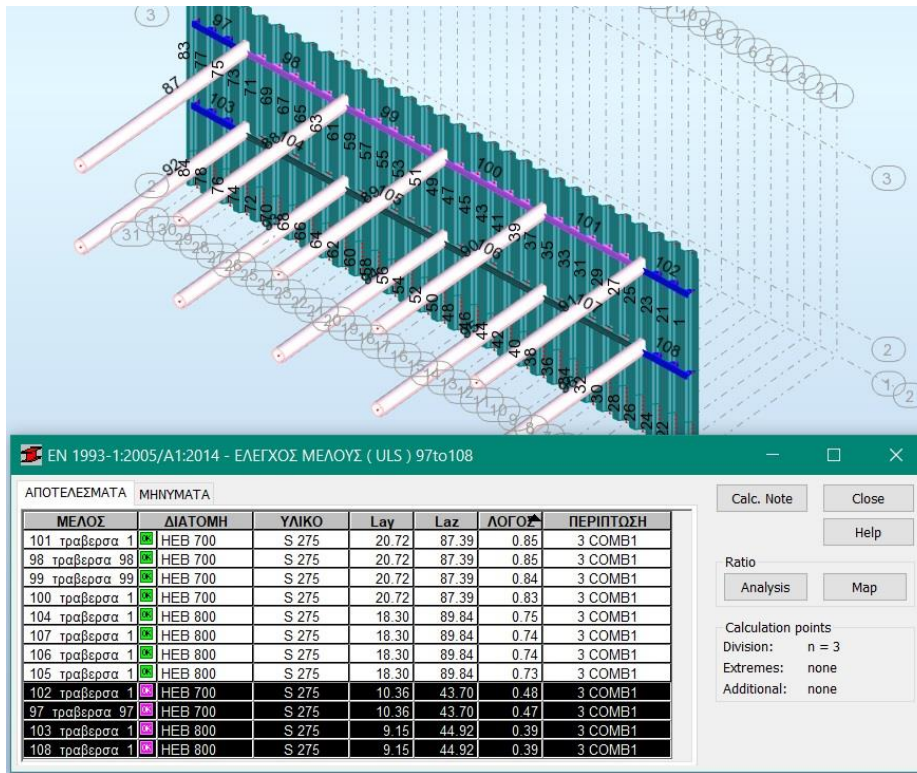
Έχει ήδη αναφερθεί ότι η τιμές της αξονικής δύναμης για το μέλος της τραβέρσας είναι αμελητέες. Το ίδιο ισχύει και για την καμπτική ροπή αντοχής στον άξονα y, η οποία αναπτύσσεται λόγω του ίδιου βάρους του μέλους. Επομένως, οι έλεγχοι επάρκειας μέλους γίνονται με βάση τους τύπους (4-9), (4-10):

$$\frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1.0$$
$$\frac{N_{Ed}}{Y_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{Y_{M1}} \leq 1.0$$

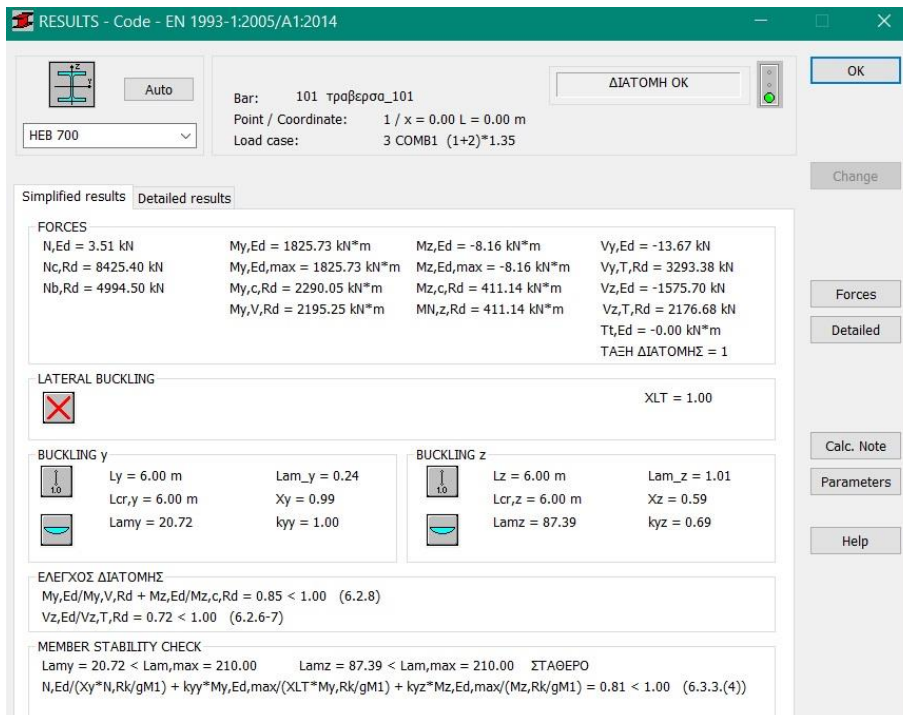
$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1.0$$
$$\frac{N_{Ed}}{Y_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{Y_{M1}} \leq 1.0$$

Λόγοι επάρκειας τραβερσών – αποτελέσματα στατικού προγράμματος

Οι λόγοι επάρκειας των τεσσάρων ακραίων τμημάτων των τραβερσών, λόγω του μικρότερου εμβαδού επιρροής σε σχέση με τις υπόλοιπες τραβέρσες, έχουν μικρότερο λόγο επάρκειας μέλους. Στην εικόνα 4.23 φαίνονται οι έλεγχοι μέλους και διατομής για την δυσμενέστερη διατομή των τραβερσών.



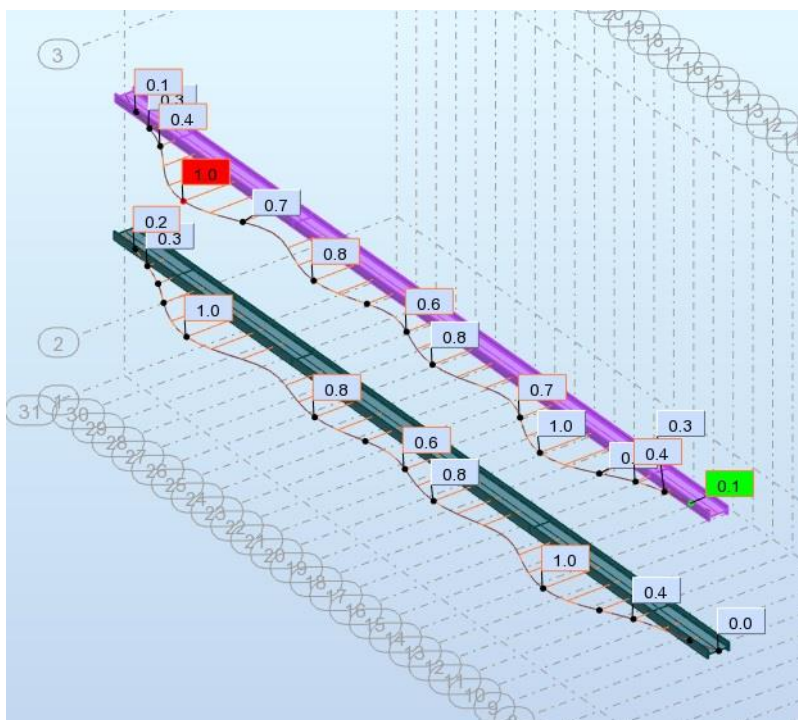
Εικόνα 4.22 Λόγοι επάρκειας διατομών τραβερσών.



Εικόνα 4.23 Έλεγχοι διατομής και μέλους δυσμενέστερης διατομής τραβέρσας.

Μέγιστες παραμορφώσεις μέλους τραβέρσας

Η μέγιστη παραμόρφωση που προκύπτει για το μέλος της τραβέρσας είναι 1cm, λόγω των φορτίσεων κατά Peck στην δυσμενέστερη φόρτιση (ΟΚΑ). Οι παραμορφώσεις είναι ίδιες για την άνω και κάτω στάθμη των τραβερσών, με απόλυτη συμμετρία στις τιμές ως προς την μέση του μήκους της εκσκαφής.



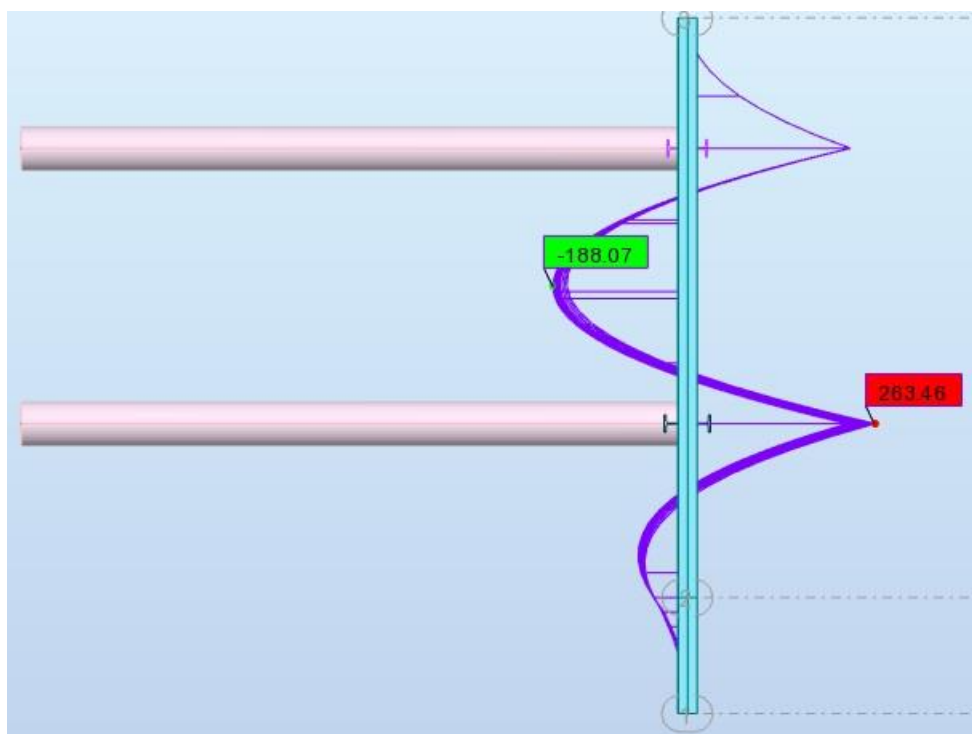
Εικόνα 4.24 Παραμορφώσεις τραβερσών υπό την επίδραση των φορτίων κατά Peck.

4.4 Διαστασιολόγηση τοίχου αντιστήριξης από μεταλλικές πασσαλοσανίδες

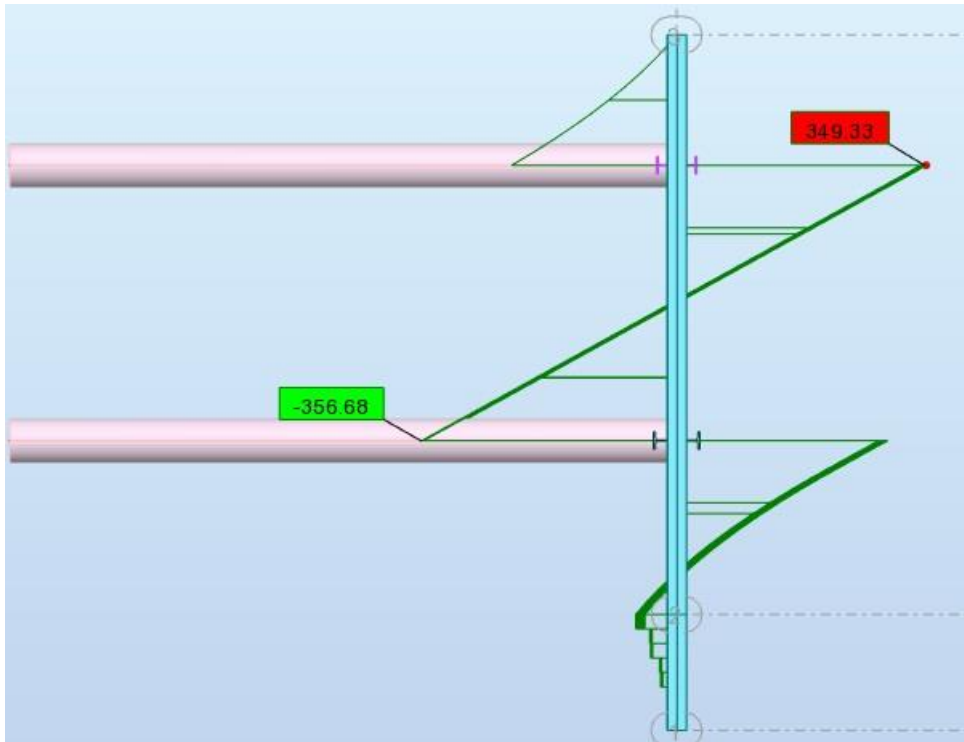
Η πρώτη ενέργεια για την κατασκευή του συστήματος αντιστήριξης είναι η τοποθέτηση του τοίχου από μεταλλικές πασσαλοσανίδες στο έδαφος με μία από τις μεθόδους που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 1. Η διατομή των μεταλλικών πασσαλοσανίδων που επιλέχθηκε για την κατασκευή του τοίχου είναι η GU 15 – 500, με βάση τον κατάλογο της εταιρείας Arcelor Mittal. Με χρήση του στατικού προγράμματος εξάγονται τα εντατικά μεγέθη που θα συγκριθούν με τις παραμέτρους αντοχής και θα γίνει η τελική διαστασιολόγηση του τοίχου.

4.4.1 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών στον τοίχο αντιστήριξης

Όπως φαίνεται στην εικόνα 4.25, το διάγραμμα ροπών κάμψης (M_{Ed}) του τοίχου αντιστήριξης είναι όμοιο σε όλες τις μεταλλικές πασσαλοσανίδες που έχουν οριστεί. Το ίδιο ισχύει για το διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (V_{Ed}). Όπως προκύπτει οι αντηρίδες αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος της τέμνουσας δύναμης που αναπτύσσεται στον τοίχο αντιστήριξης και η τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσεται στο τμήμα της έμπηξης του τοίχου στο έδαφος είναι αμελητέα.



Εικόνα 4.25 Διάγραμμα ροπών κάμψης τοίχου αντιστήριξης – όψη XY.



Εικόνα 4.26 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων τοίχου αντιστήριξης – όψη XY.

Πίνακας 4.4 Μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών τοίχου αντιστήριξης.

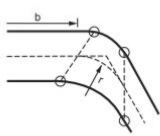
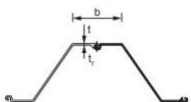

Μέγιστη θετική καμπτική ροπή (M_{Ed})	263,46 kNm
Μέγιστη αρνητική καμπτική ροπή (M_{Ed})	-188,07 kNm
Μέγιστη θετική τέμνουσα δύναμη (V_{Ed})	349,33 kN
Μέγιστη αρνητική τέμνουσα δύναμη (V_{Ed})	-356,68 kN

4.4.2 Διαστασιολόγηση τοίχου αντιστήριξης από μεταλλικές πασσαλοσανίδες

Εύρεση κατηγορίας διατομής μεταλλικής πασσαλοσανίδας

Η κατηγοριοποίηση της διατομής των μεταλλικών πασσαλοσανίδων γίνεται με βάση τους τύπους της εικόνας 4.27. Η διατομή που έχει επιλεγεί (GU 15 – 500) είναι τύπου U και ελέγχεται με βάση τον τύπο 4-15.

$$\frac{b}{t_f} \leq 37 * \varepsilon \quad (4-15)$$

Classification	Z profile	U profile					
							
Class 1	the same boundaries as for class 2 apply a rotation check has to be carried out						
Class 2	$\frac{b t_f}{\epsilon} \leq 45$	$\frac{b t_f}{\epsilon} \leq 37$					
Class 3	$\frac{b t_f}{\epsilon} \leq 66$	$\frac{b t_f}{\epsilon} \leq 49$					
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	f_y (N/mm ²)	240	270	320	355	390	430
	ϵ	0.99	0.93	0.86	0.81	0.78	0.74

Εικόνα 4.27 Κατηγοριοποίηση διατομών μεταλλικών πασσαλοσανίδων.

Για χάλυβα S275 :

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \epsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \epsilon = 0,92$$

Επομένως, για την διατομή GU 15 – 500 με βάση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στην εικόνα 4.1 :

$$\frac{b}{t_f} \leq 37 * \epsilon \rightarrow \frac{27,9}{1,2} \leq 37 * 0,92 \rightarrow 23,25 \leq 34,04, \text{ άρα η διατομή είναι κατηγορίας } 2.$$

Έλεγχος επάρκειας διατομής GU 15 – 500 μεταλλικής πασσαλοσανίδας

Καταρχάς, υπολογίζονται οι παράμετροι αντοχής της διατομής της μεταλλικής πασσαλοσανίδας, με βάση τους τύπους 4-16 και 4-17. Η ροπή αντοχής της διατομής δίνεται από τον τύπο:

$$M_{c,Rd} = \frac{\beta_B * W * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4 - 16)$$

Όπου:

- β_B συντελεστής απομείωσης της ροπής αντοχής λόγω της ελλιπούς μεταφοράς διάτμησης μέσω των συναρμογών μεταξύ των μεταλλικών πασσαλοσανίδων
- W ροπή αντίστασης (πλαστική ή ελαστική, αναλόγως της κατηγορίας διατομής)

f_y	τάση διαρροής του χάλυβα
γ_{M0}	συντελεστής ασφαλείας (η τιμή του οποίου είναι 1)

Όπως έχει αναφερθεί, στην ανάλυση που έγινε στο στατικό πρόγραμμα οι μεταλλικές πασσαλοσανίδες σχεδιάστηκαν έτσι ώστε να βρίσκονται σε απλή παράταξη μεταξύ τους, χωρίς την δημιουργία συναρμογών όπως γίνεται στην πράξη. Η σύνδεση των διατομών πραγματοποιείται μόνο μέσω των τραβερσών. Για το λόγο αυτό, θεωρείται ότι δεν υπάρχει απομείωση εντατικών μεγεθών λόγω ελλιπούς μεταφοράς διάτμησης και λαμβάνεται $\beta_B = 1$. Επομένως:

- $\beta_B = 1$
- $W = 1460 \text{ cm}^3/\text{m}$, σύμφωνα με την εικόνα 4.1 στην οποία παρουσιάζεται ο κατάλογος της εταιρείας Arcelor Mittal με τα χαρακτηριστικά της διατομής.
- $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M0} = 1$

Με αντικατάσταση των παραπάνω στον τύπο 4-16 έχουμε:

$$M_{c,Rd} = \frac{1 * 1460 * 275}{1} * 10^{-3} = 401,5 \text{ kNm/m}$$

Συγκρίνοντας με τις μέγιστες δρώσες τιμές καμπτικής ροπής που παρουσιάστηκαν στον πίνακα 4.4 προκύπτει ότι :

$$263,46 \text{ kNm/m} < 401,5 \text{ kNm/m} \rightarrow M_{Ed,max} < M_{c,Rd}, \text{ η διατομή επαρκεί σε κάμψη}$$

$$\text{με λόγο επάρκειας διατομής σε κάμψη: } \frac{M_{Ed,max}}{M_{c,Rd}} = \frac{263,46}{401,5} = 0,66 < 1.$$

Η τέμνουσα αντοχής της διατομής δίνεται από τον τύπο:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} \quad (4-17)$$

Όπου:

f_y	τάση διαρροής του χάλυβα
γ_{M0}	συντελεστής ασφαλείας (η τιμή του οποίου είναι 1)
A_v	εμβαδόν τμήματος διατομής που αναλαμβάνει την τέμνουσα δύναμη

Το εμβαδόν του τμήματος της διατομής που αναλαμβάνει την διάτμηση δίνεται από τη σχέση (4-18) που ορίζεται με βάση την εικόνα 4.28. Απλοποιητικά έχει θεωρηθεί ότι $t_w = t_f$.

$$A_v = t_w * (h - t_f) \quad (4-18)$$

where:

- h is the overall height;
- t_f is the flange thickness;
- t_w is the web thickness. In the case of varying web thicknesses $t_{w,i}$ over the slant height c , excluding the interlocks, t_w in expression (5.6) should be taken as the minimum value of $t_{w,i}$.

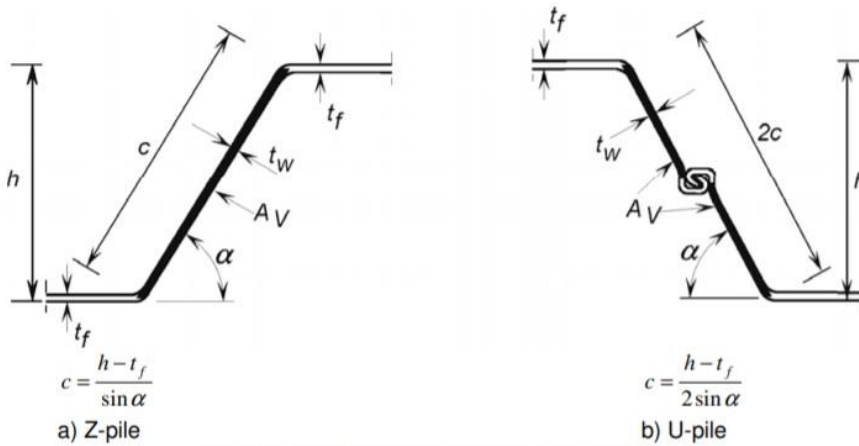
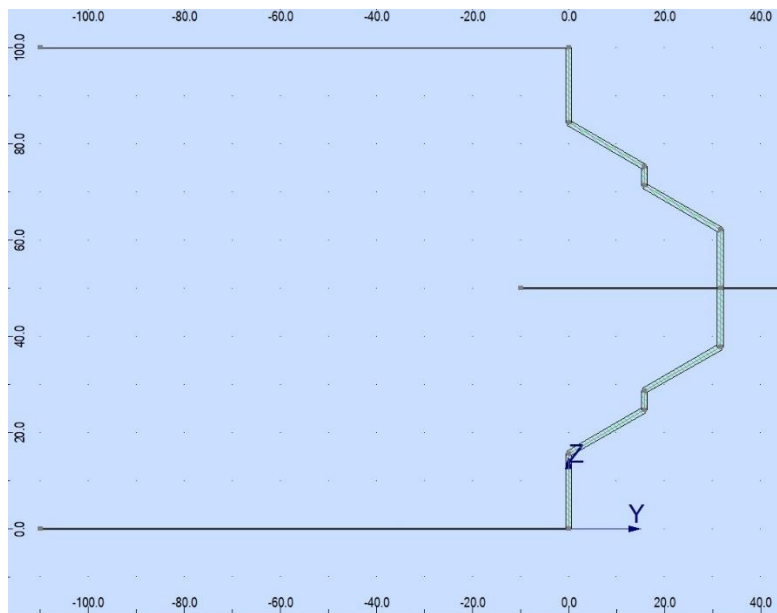


Figure 5-1: Definition of the shear area

Εικόνα 4.28 Διάτμηση σε διατομή μεταλλικών πασσαλοσανίδων τύπου U.

Η διατομή GU 15 – 500 έχει σχεδιαστεί στο στατικό πρόγραμμα Robot ως διατομή ενός μέτρου. Επομένως, όπως φαίνεται και στην εικόνα 4.29 το τμήμα που συνεισφέρει στην ανάληψη της διατμητικής τάσης είναι διπλάσιο από αυτό που ορίζεται στην σχέση (4-18).



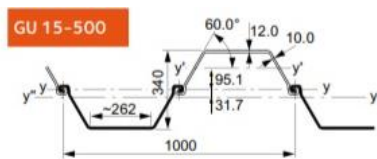
Εικόνα 4.29 Σχεδίαση διατομής μεταλλικών πασσαλοσανίδων στο Robot.

Σύμφωνα με την εικόνα 4.30 ισχύει:

- $A_v = t_f * (h - t_f) \rightarrow A_v = 12 * (170 - 12) * 2 \text{ φορές} \rightarrow A_v = 3792 \text{ mm}^2/\text{m}$
- $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M0} = 1$

Section	Width		Height		Thickness		Sectional area cm ² /m	Mass		Moment of inertia cm ⁴ /m	Elastic section modulus cm ³ /m	Static moment cm ³ /m	Plastic section modulus cm ³ /m	Class ^{1,3}																	
	b mm	h mm	t mm	s mm	kg/m of single pile	kg/m ² of wall		S 240 GP	S 270 GP					S 320 GP	S 355 GP	S 390 GP	S 430 GP	S 460 AP													
GU sections																															
GU 7-600	600	309	7.5	6.4	100	47.0	78	11350	735	435	890	2	2	3	3	-	-	-	-												
GU 8-600	600	309	8.5	7.1	110	51.8	86	12690	820	485	995	2	2	2	2	-	-	-	-												
GU 9-600	600	309	9.5	7.9	121	57.0	95	14060	910	540	1105	2	2	2	2	-	-	-	-												
GU 12-500	500	340	9.0	8.5	144	56.6	113	19640	1155	680	1390	2	2	2	2	-	-	-	-												
GU 13-500	500	340	10.0	9.0	155	60.8	122	21390	1260	740	1515	2	2	2	2	-	-	-	-												
GU 15-500	500	340	12.0	10.0	177	69.3	139	24810	1460	855	1755	2	2	2	2	-	-	-	-												
GU 16-400	400	290	12.7	9.4	197	62.0	155	22580	1560	885	1815	2	2	2	2	-	-	-	-												
GU 18-400	400	292	15.0	9.7	221	69.3	173	26090	1785	1015	2080	2	2	2	2	-	-	-	-												

^{1,3} Classification according to EN 1993-5. Class 1 is obtained by verification of the rotation capacity for a class-2 cross-section. A set of tables with all the data required for design in accordance with EN 1993-5 is available from our Technical Department.



Εικόνα 4.30 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής των μεταλλικών πασσαλοσανίδων.

Με αντικατάσταση των παραπάνω στον τύπο (4-17) έχουμε:

$$V_{pl,Rd} = \frac{3792 * 275}{\sqrt{3} * 1} = 602,06 \text{ kN/m}$$

Συγκρίνοντας με τις μέγιστες δρώσες τιμές τέμνουσας δύναμης που παρουσιάστηκαν στον πίνακα 4.4 προκύπτει ότι :

$$356,68 \text{ kN/m} < 602,06 \text{ kN/m} \rightarrow V_{Ed,max} < V_{pl,Rd}, \text{ η διατομή επαρκεί σε διάτμηση}$$

με λόγο επάρκειας διατομής σε διάτμηση: $\frac{V_{Ed,max}}{V_{pl,Rd}} = \frac{356,68}{602,06} = 0,59 < 1.$

Επειδή η δρώσα τέμνουσα δύναμη ξεπερνά το 50% της τέμνουσας αντοχής ($V_{Ed,max} > 50\% * V_{pl,Rd}$), σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 3, θα πρέπει να υπολογιστεί η απομειωμένη καμπτική ροπή αντοχής της διατομής των μεταλλικών πασσαλοσανίδων

και να επιβεβαιωθεί εκ νέου ο έλεγχος κάμψης. Η απομειωμένη ροπή αντοχής δίνεται από τον τύπο (4 – 19) :

$$M_{V,Rd} = \left[\beta_B * W_{pl} - \frac{\rho * A_V^2}{4 * t_w * \sin \alpha} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4-19)$$

Με:

$$\rho = \left(2 * \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4-18)$$

Όπου:

A_V , t_w , β_B , W_{pl} , f_y , γ_{M0} έχουν οριστεί σε προηγούμενες σχέσεις,

α η γωνία που σχηματίζει το διαγώνιο μέλος της διατομής των πασσαλοσανίδων με την οριζόντια

Για την διατομή GU 15 – 500, σύμφωνα με την εικόνα 4.30, η γωνία $\alpha = 60^\circ$ και από τη σχέση (4 – 18) :

$$\rho = \left(2 * \frac{356,68}{602,06} - 1 \right)^2 = 0,032$$

Επομένως αντικαθιστώντας στην σχέση (4 – 19):

$$M_{V,Rd} = \left[1 * 1460 * 10^3 - \frac{0,032 * 3792^2}{4 * 12 * \sin 60} \right] \frac{275}{1} * 10^{-6} = 398,45 \text{ kNm/m}$$

Τελικά, η διατομή GU 15 – 500 επαρκεί καθώς: $398,45 \text{ kNm/m} > 263,46 \text{ kNm/m} \rightarrow$

$M_{V,Rd} > M_{Ed,max}$ και $\frac{M_{Ed,max}}{M_{V,Rd}} = 0,66$.

5 Συνδέσεις

Οι συνδέσεις του φορέα γίνονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Πιο αναλυτικά, θα χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας A για τις συνδέσεις τέμνουσας του κτιρίου με την βοήθεια του προγράμματος ROBOT το οποίο μπορεί να σχεδιάσει και να ελέγξει σχεδόν όλες τις διατομές του κτιρίου. Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι συνδέσεις μεταξύ των μελών:

- Κατακόρυφου συνδέσμου με κύρια δοκό
- Κύριας δοκού με διαδοκίδα
- Υποστύλωμα στον ισχυρό άξονα με κύρια δοκό
- Υποστύλωμα στον ασθενή άξονα με κύρια δοκό

5.1 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου με κύρια δοκό

Οι υπολογισμοί της σύνδεσης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας με την κύρια δοκό παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω. Επιλέχθηκε κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας του 1^{ου} ορόφου του μεταλλικού κτιρίου διατομής CHS 168,3X12, με αντοχή σε αξονική έναντι λυγισμού $N_{b,Rd} = 666,42\text{kN}$. Η δύναμη με την οποία θα σχεδιαστεί η σύνδεση είναι η ικανοτική της διατομής προσαυξημένη σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (5.1):

$$N_{Ed} = 1,1 * \gamma_{ov} * N_{b,Rd} = 1,1 * 1,25 * 666,42 = 916,33 \text{ kN}$$

Για την σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν προεκτεταμένοι κοχλίες M30 ποιότητας 10.9 με τα χαρακτηριστικά του Πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1 Χαρακτηριστικά κοχλιών σύνδεσης

f_{yb} (Mpa)	f_{ub} (Mpa)	d (mm)	d_0 (mm)	p (mm)	A (mm ²)	A_s (mm ²)	A_l (mm ²)
900	1000	30	33	3,5	707	561	519

Πίνακας 5.2 Χαρακτηριστικά ελασμάτων σύνδεσης

Υλικό		Έλασμα κόμβου			Έλασμα δοκού	
f_y (Mpa)	f_u (Mpa)	b (mm)	I (mm)	t (mm)	b (mm)	t (mm)
275	430	280	370	20	320	32

Στην συνέχεια πραγματοποιείται έλεγχος των αποστάσεων των κοχλιών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3(EN1993-1-8).

$$e_{1,min} = 1.2 * d_0 = 39.6\text{mm} < e_1 = 65\text{mm} < e_{1,max} = 4 * t + 40 = 120\text{mm}$$

$$e_{2,min} = 1.2 * d_0 = 39.6\text{mm} < e_2 = 80\text{mm} < e_{2,max} = 4 * t + 40 = 120\text{mm}$$

$$p_{1,min} = 2.2 * d_0 = 72.6\text{mm} < p_1 = 80\text{mm} < p_{1,max} = \min(14 * t, 200) = 200\text{mm}$$

$$p_{2,min} = 2.4 * d_0 = 79.2\text{mm} < p_2 = 120\text{mm} < p_{2,max} = \min(14 * t, 200) = 200\text{mm}$$

Για την εύρεση της δύναμη προέντασης θα χρησιμοποιηθεί η παρακάτω σχέση:

$$F_{p,c} = 0.7 * f_{ub} * A_s = 0.7 * 1000 * \frac{561}{1000} = 392,7\text{kN}$$

Άρα η αντοχή σχεδιασμού έναντι ολίσθησης έχει ως εξής:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu}{\gamma_{M3}} * F_{p,c} * m = \frac{1 * 2 * 0,5}{1,1} 392,7 * 6 = 2142 \text{ kN} > 916,33\text{kN}$$

Η αντοχή σε διάτμηση δίνεται από την παρακάτω σχέση :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}} * n * m = \frac{0,6 * 1000 * 707}{1,25 * 1000} * 2 * 6 = 4.072,32 \text{ kN} > 916,33 \text{ kN}$$

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας υπολογίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3 * d_0}; \frac{p_1}{3 * d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$= \min\left(\frac{65}{3 * 33}; \frac{80}{3 * 33} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{510}; 1\right) = 0,558$$

$$k_{b1} = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 * \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$$

$$k_{b1} = \min\left(2,8 \frac{80}{33} - 1,7; 1,4 * \frac{120}{33} - 1,7; 2,5\right) = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} * m = \frac{2,5 * 0,558 * 43 * 3 * 3,2}{1,25} * 6 = 2.764,11 \text{ kN}$$

Στην συνέχεια ελέγχεται η συνθήκη πλαστικής αστοχίας που εξασφαλίζει ότι θα πλαστικοποιηθεί το έλασμα πριν από την αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

$$F_{v,Rd} = 4.072,32\text{kN} > 1.2 * F_{b,Rd} = 1.2 * 2764,11 = 3.316,93 \text{ kN}$$

Ακολουθεί ο έλεγχος της απομειωμένη διατομής σε εφελκυσμο.

Για το κομβόελασμα:

$$A_{net} = (b - 3 * d_0) * t_{\epsilon\lambda} = (28 - 2 * 3,3) * 2 = 42,8 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = n * \frac{A_{net} * f_y}{\gamma_{M0}} = 2 * \frac{42,8 * 27,5}{1} = 2.354 \text{ kN} > 916,33\text{kN}$$

Για το έλασμα της δοκού:

$$A_{net} = (b - 3 * d_0) * t_{\epsilon\lambda} = (32 - 2 * 3,3) * 3,2 = 81,28 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = n * \frac{A_{net} * f_y}{\gamma_{M0}} = 2 * \frac{81,28 * 27,5}{1} = 4.470,4 \text{ kN} > 916,33\text{kN}$$

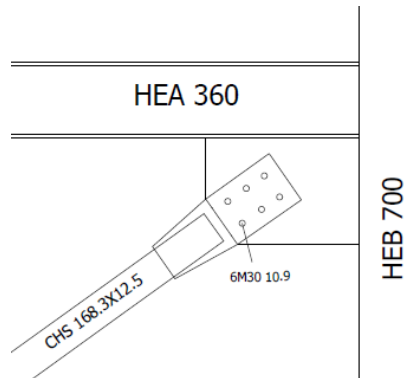
Θα ελεγχθεί στην συνέχεια η επάρκεια της συγκόλλησης:

$$\alpha_{min} = 0,7 * \min(t_{KH}, t_{ελ}) = 0,7 * \min(16; 32) = 11mm$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}} = \frac{43}{\sqrt{3} * 0,9 * 1,25} = 22,07 \text{ kN/cm}^2$$

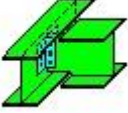

Για μήκος συγκόλλησης $l = 250 \text{ mm}$:

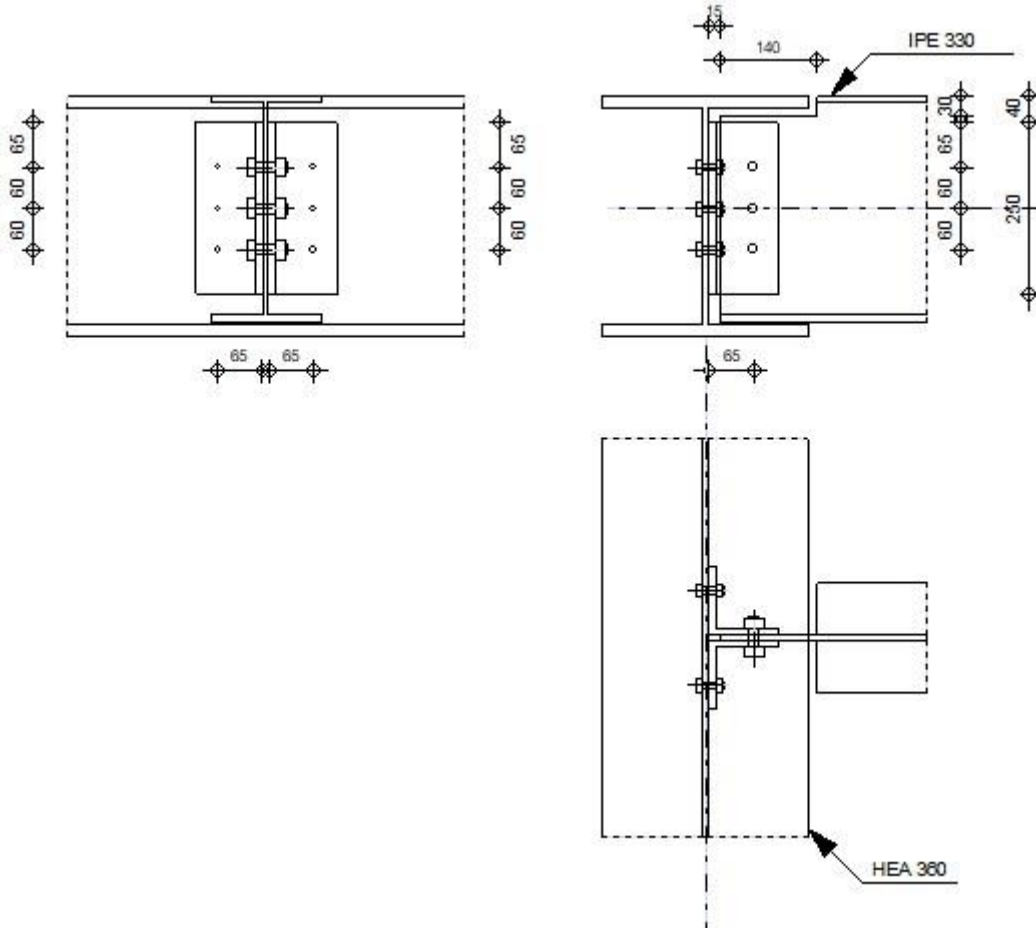
$$F_{b,Rd} = 4 * l * a * f_{vw,d} = 4 * 25 * 1.1 * 22,07 = 2.427,7 \text{ kN} > 916,33 \text{ kN}$$



Εικόνα 5.1 Σύνδεση χιαστί συνδέσμων με την κύρια δοκό.

5.2 Συνδέσεις μέσω του στατικού προγράμματος Robot

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΣ - ΔΟΚΟΣ (ΚΟΡΜΟΣ) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 30,16$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd} = 33,41$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(\rho_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$a_{bx} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1x} = 94,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$a_{bz} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1z} = 94,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(\rho_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$a_{bx} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2x} = 86,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$a_{bz} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2z} = 86,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

Δυνάμεις κοχλίων στην κύρια δοκό - σύνδεση γωνιακού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$$e = 69 \left[\begin{array}{l} \text{[mm ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ} \\ \text{ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ} \end{array} \right]$$

$$M_0 = 1,6 \text{ [kN*} \quad \text{ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ} \quad M_0 = 0,5 * V_{b,Ed} * e \\ = 7 \text{ m]}$$

$$F_{Vz} = 8,1 \text{ [kN]} \quad \text{ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad F_{Vz} = 0,5 * |V_{b,Ed}| / n \\ = 0$$

$$F_{Mx} = 13, \text{ [kN]} \quad \text{ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ} \quad F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2 \\ = 93$$

$$F_{x,Ed} = 13, \text{ [kN]} \quad \text{Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx} \\ = 93$$

$$F_{z,Ed} = 8,1 \text{ [kN]} \quad \text{Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z} \quad F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz} \\ = 0$$

$$F_{Ed} = 16, \text{ [kN]} \quad \text{ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2} \\ = 12$$

$$F_{Rdx} = 86, \text{ [kN]} \quad \text{Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x} \quad F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x}) \\ = 00$$

$$F_{Rdz} = 86, \text{ [kN]} \quad \text{Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z} \quad F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z}) \\ = 00$$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 13,93 < 30,16$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,16)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 8,10 < 30,16$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,09)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$16,12 < 30,16$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,53)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$$e = 70 \left[\begin{array}{l} \text{[mm ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ} \\ \text{ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ} \end{array} \right]$$

$$M_{0t} = 1,7 \text{ [kN*} \quad \text{ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ} \quad M_{0t} = 0,5 * V_{b,Ed} * e \\ = 0 \text{ m]}$$

$$F_{t,Ed} = 14, \text{ [kN]} \quad \text{ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0,5 * N_{b2,Ed} / n \\ d = 18$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 14,18 < 33,41 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,42)$$

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{v,Ed} = 16,12 \text{ [kN]} \quad \text{ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1,4 * F_{t,Rd}) \leq 1,0 \quad 0,84 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,84)$$

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 73,89$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$a_{bx} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1x} = 98,70 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$a_{bz} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad a_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1z} = 98,70 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$a_{bx} = 0,78 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 0,78 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2x} = 187,29 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$a_{bz} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad a_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2z} = 240,80 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ}$$

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

Δυνάμεις κοχλιών στο γωνιακό - σύνδεση δοκού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$$e = 70 \quad [\text{mm ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ}]$$

$$M_0 = 3,4 \quad [\text{kN} * \text{m}] \quad \text{ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ}$$

$$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$$

$$F_{Nx} = 0,0 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ}$$

$$F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Vz} = 16,21 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ}$$

$$F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$$

$$F_{Mx} = 28,37 \quad [\text{kN}] \quad \text{Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction}$$

$$F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{Mz} = 0,0 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ}$$

$$F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{x,Ed} = 28,37 \quad [\text{kN}] \quad \text{Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση x}$$

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$$F_{z,Ed} = 16,21 \quad [\text{kN}] \quad \text{Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z}$$

$$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$$F_{Ed} = 32,67 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ}$$

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

$$F_{Rdx} = 98,70 \quad [\text{kN}] \quad \text{Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x}$$

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

$$F_{Rdz} = 98,70 \quad [\text{kN}] \quad \text{Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z}$$

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

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |28,37| < 98,70 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,29)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |16,21| < 98,70 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,16)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 32,67 < 73,89 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,44)$$

Verification of the section due to block tearing (shear force)

ΓΩΝΙΑΚΟ

$$A_{nt} = 2,75 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$A_{nv} = 14,75 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$V_{effRd} = 281,4 \text{ [kN]} \text{ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ}$$

$$V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\phi_3) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|0,5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |24,31| < 281,49 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,09)$$

ΔΟΚΟΣ

$$A_{nt} = 3,19 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$A_{nv} = 11,81 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$V_{effRd} = 302,0 \text{ [kN]} \text{ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ}$$

$$V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\phi_3) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |48,63| < 302,03 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,16)$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$$A_t = 12,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ}$$

$$A_{t,net} = 11,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$0,9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,79 < 0,80$$

$$W_{net} = 102,69 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ}$$

$$M_{c,Rdnet} = 28,24 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,70| < 28,24 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,06)$$

$$A_v = 25,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$A_v = I_a * t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 20,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 396,93 \text{ [kN]} \text{ Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\phi_3 * g_{M0})$$

$$|0,5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |24,31| < 396,93 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,06)$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$A_t = 11,25$ [cm²] ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$A_{t,net} = 9,00$ [cm²] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot g_{M2}) / (f_u \cdot g_{M0}) \quad 0,72 < 0,94$$

$W_{net} = 110,59$ [cm³] ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

$M_{c,Rdnet} = 39,26$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / g_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |3,40| < 39,26 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,09)$$

$A_v = 22,50$ [cm²] ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$A_{v,net} = 19,12$ [cm²] ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$V_{pl,Rd} = 461,16$ [kN] Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |48,63| < 461,16 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,11)$$

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ 0,84



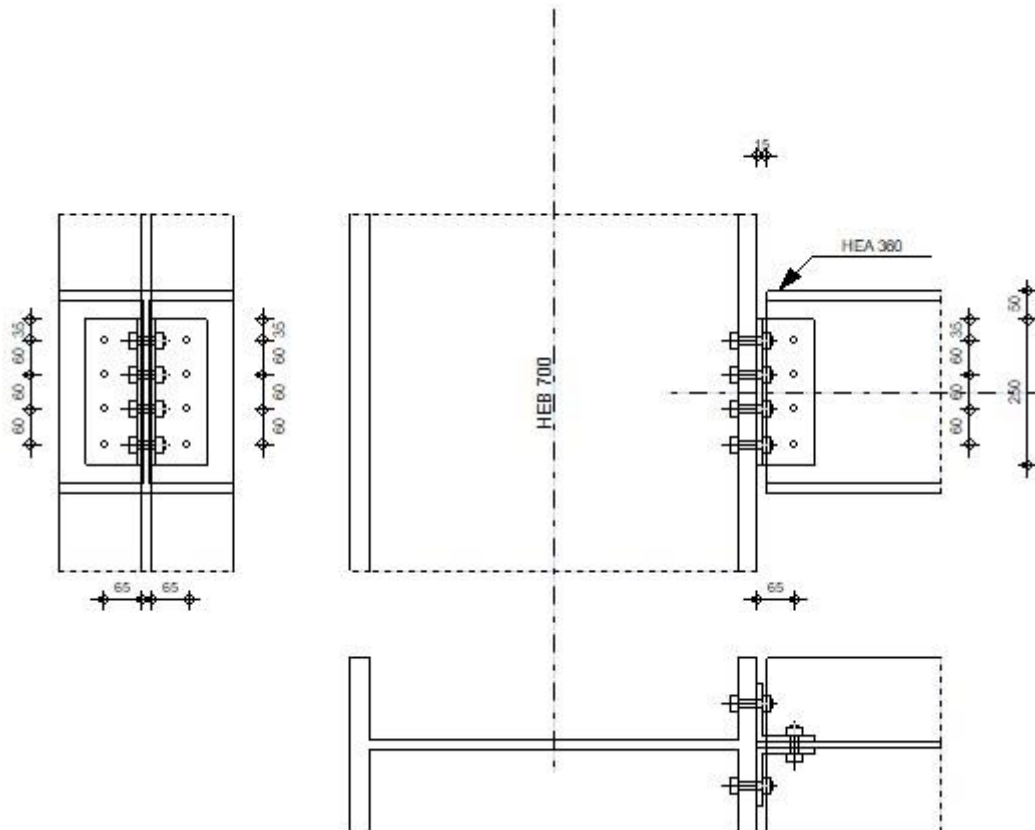
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



ΛΟΓΟΣ
0,94



ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 44,33$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 49,68$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΠΕΛΜΑ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,5$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
= 0 $F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 1,00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 421,12$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 1,0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u,$
 $= 0 F_{b,Rd}$ $1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 421,12$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,5$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(\rho_1/d_0) - 1.7,$
 $= 0 F_{b,Rd}$ $2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,78$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,78 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2x} = 93,64$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0,7$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u,$
 $= 8 F_{b,Rd}$ $1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,78 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2z} = 93,64$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Δυνάμεις κοχλιών στο υποστύλωμα - σύνδεση γωνιακού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 70$ [m ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

$M_0 = 4,23$ [kN *m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

$$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$$

$F_{Vz} = 15,1$ [kN ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

$$F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$$

$F_{Mx} = 21,5$ [kN ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ

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

$F_{x,Ed} = 21,5$ [kN Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$F_{z,Ed} = 15,1$ [kN Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z

$$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$F_{Ed} = 25,9$ [kN ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

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

$F_{Rdx} = 93,6$ [kN Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x

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

$F_{Rdz} = 93,6$ [kN Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z

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

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 21,15 < 44,33$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,23)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 15,11 < 44,33$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,16)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$25,99 < 44,33$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,59)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 81$ [m ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$M_{0t} = 4,89$ [kN *m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

$$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$$

$F_{t,Ed} = 24,4$ [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ

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

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$24,47 < 49,68$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,49)
--------------------------	-----------------	--------------	--------

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} = 25,99$ [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

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

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,94 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,94)$$

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{v,Rd} = 88,67 \text{ [kN]} \text{ Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,5 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1x} = 131,60 \text{ [kN]} \text{ ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,50 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bz} = 1,0 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1z} = 131,60 \text{ [kN]} \text{ ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,5 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bx} = 0,78 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,78 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2x} = 187,29 \text{ [kN]} \text{ ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,50 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} = 0,7$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u,$
$= 8 F_{b,Rd}$		$1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,78 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2z} = 187,29$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Δυνάμεις κοχλιών στο γωνιακό - σύνδεση δοκού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 81$ [m] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$M_0 = 9,7$ [kN * m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,E} * e$

$F_{Nx} = 0,0$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ $F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 30,21$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ $F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 48,95$ [kN] Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,0$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,E} = 48,95$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,E} = 30,21$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 57,52$ [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rd} = 131,60$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rd} = 131,60$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|48,95| < 131,60$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,37)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|30,21| < 131,60$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,23)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $57,52 < 88,67$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,65)

Verification of the section due to block tearing (axial force)

ΓΩΝΙΑΚΟ

$$A_{nt} = 13,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$A_{nv} = 5,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$V_{effRd} = \frac{551,7}{2} \text{ [kN]} \text{ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ} \quad V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0,00| < 551,72 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,00)$$

ΔΟΚΟΣ

$$A_{nt} = 13,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$A_{nv} = 8,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$V_{effRd} = \frac{681,8}{2} \text{ [kN]} \text{ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ} \quad V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0,00| < 681,82 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,00)$$

Verification of the section due to block tearing (shear force)

ΓΩΝΙΑΚΟ

$$A_{nt} = 2,75 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$A_{nv} = 16,25 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$V_{effRd} = \frac{305,3}{0} \text{ [kN]} \text{ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ} \quad V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |60,43| < 305,30 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,20)$$

ΔΟΚΟΣ

$$A_{nt} = 4,25 \left[\frac{\text{cm}}{2} \right] \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$A_{nv} = 21,25 \left[\frac{\text{cm}}{2} \right] \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$V_{effRd} = \frac{515,4}{4} \text{ [kN]} \text{ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ} \quad V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |120,86| < 515,44 \text{ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,23)$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$$A_t = 12,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ}$$

$$A_{t,net} = 9,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,68 < 0,80$$

$$W_{net} = 98,60 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ}$$

$$M_{c,Rdnet} = 27,11 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |4,89| < 27,11 \text{ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,18)$$

$$A_v = 25,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad A_v = I_a \cdot t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 19,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 396,93 \text{ [kN]} \text{ Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση} \quad V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0,5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |60,43| < 396,93 \text{ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,15)$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$$A_t = 17,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ}$$

$$A_{t,net} = 13,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$0,9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,67 < 0,94$$

$$W_{net} = 192,01 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ}$$

$$M_{c,Rdnet} = 68,16 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |9,79| < 68,16 \text{ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,14)$$

$$A_v = 35,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$A_{v,net} = 29,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$A_v = 35,00$ [cm²] ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{pl,Rd} = 717,36$ [kN] Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

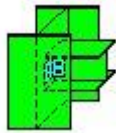
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$

|120,86| < 717,36 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

(0,17)

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ 0,94



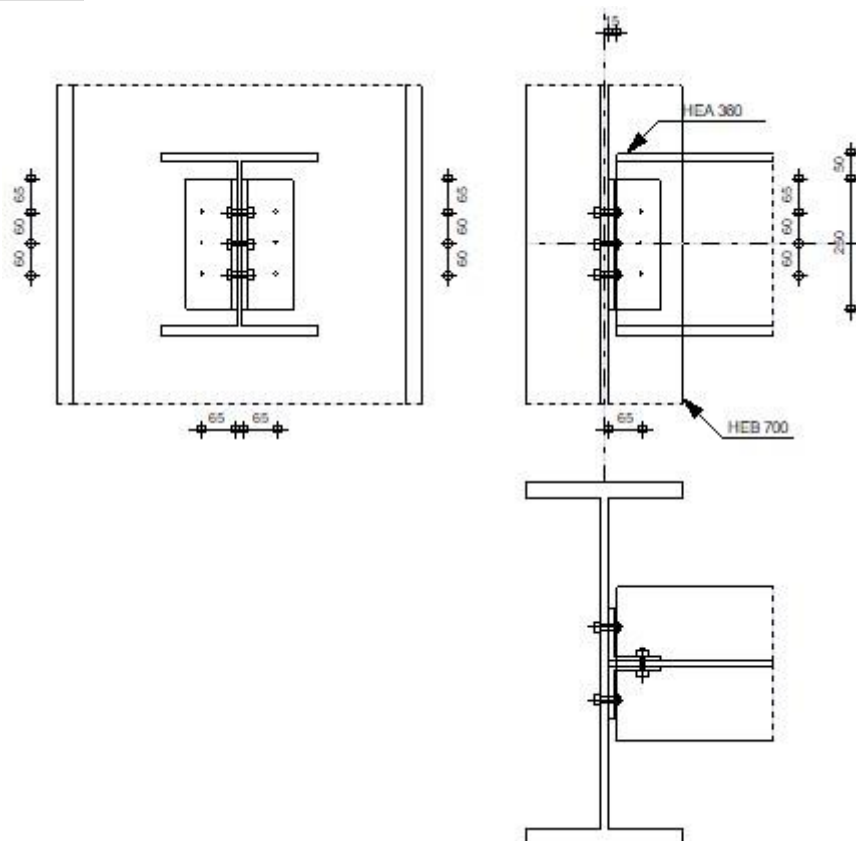
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



ΛΟΓΟΣ
0,89



ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 22,62$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 25,06$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,5$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $= 0$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 1,00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 159,80$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 1,0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $= 0$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 159,80$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,5$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $= 0$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 1,00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2x} = 86,00$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^2 \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$\alpha_{bz} = 1,0$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_{u,1}]$	
$= 0$	$F_{b,Rd}$		

$\alpha_{bz} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd2z} = 86,00$	[kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$	

Δυνάμεις κοχλιών στο υποστύλωμα - σύνδεση γωνιακού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 70$ [m] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

$M_0 = 1,32$ [kN * m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{Vz} = 6,30$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 11,03$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 11,03$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 6,30$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 12,70$ [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed})^2 + (F_{z,Ed})^2}$

$F_{Rdx} = 86,00$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 86,00$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|11,03| < 22,62$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,13)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|6,30| < 22,62$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,07)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $12,70 < 22,62$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,56)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 74$ [m ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ
m] ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$M_{0t} = 1,39$ [kN*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

$$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$$

$F_{t,Ed} = 11,58$ [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ
 $d = 8$]

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

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $11,58 < 25,06$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,46)

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} = 12,70$ [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ $F_{v,Ed} = f[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0,89 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,89)

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 45,24$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,5$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $= 0$ $F_{b,Rd}$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 1,00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 94,00$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 1,0$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $= 0$ $F_{b,Rd}$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 94,00$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,5 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bx} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2x} = 172,00 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bz} = 1,0 \text{ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2z} = 172,00 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Δυνάμεις κοχλιών στο γωνιακό - σύνδεση δοκού

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$$e = 74 \text{ [m ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ]}$$

$$M_0 = 2,78 \text{ [kN * m]} \text{ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ} \quad M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$$

$$F_{Nx} = 0,00 \text{ [kN ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ]} \quad F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$$

$$F_{Vz} = 12,61 \text{ [kN ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ]} \quad F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$$

$$F_{Mx} = 23,16 \text{ [kN Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction]} \quad F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{Mz} = 0,00 \text{ [kN ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ]} \quad F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$$

$$F_{x,E} = 23,16 \text{ [kN Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y]} \quad F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$e = 74$ [m ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ
m] ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{z,Ed} = 12,6$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z
 $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 26,3$ [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ
 $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 94,0$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x
 $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 94,0$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z
 $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 23,17 < 94,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,25)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 12,61 < 94,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,13)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$26,37 < 45,24$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,58)

Verification of the section due to block tearing (shear force)

ΓΩΝΙΑΚΟ

$A_{nt} = 2,95$ [cm²] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$A_{nv} = 15,75$ [cm²] ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{effRd} = 300,8$ [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ
 $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|18,91| < 300,80$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,06)

ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} = 4,45$ [cm²] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$A_{nv} = 20,75$ [cm²] ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{effRd} = 508,9$ [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ
 $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|37,82| < 508,95$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,07)

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$A_t = 12,50$ [cm²] ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$A_{t,net} = 11,40$ [cm²] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,82 > 0,80$$

$W = 104,17$ [cm³] ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

$M_{c,Rd} = 28,65$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{c,Rd} = W \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rd} \quad |1,39| < 28,65 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,05)$$

$A_v = 25,00$ [cm²] ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ $A_v = I_a \cdot t_{fa}$

$A_{v,net} = 21,70$ [cm²] ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 396,93$ [kN] Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |18,91| < 396,93 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,05)$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$A_t = 17,50$ [cm²] ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$A_{t,net} = 15,30$ [cm²] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,79 < 0,94$$

$W_{net} = 200,59$ [cm³] ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

$M_{c,Rdnet} = 71,21$ [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |2,78| < 71,21 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,04)$$

$A_v = 35,00$ [cm²] ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$A_{v,net} = 31,70$ [cm²] ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 717,36$ [kN] Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |37,82| < 717,36 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,05)$$

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ 0,89

6 Συμπεράσματα

Το σύστημα προσωρινής αντιστήριξης βαθιάς εκσκαφής μορφώνεται με χρήση αντηρίδων άνω και κάτω στάθμης οι οποίες δεν θα συνδέονται μεταξύ τους με διαγώνια στοιχεία (οριζόντια ή κατακόρυφα) και λειτουργούν ανεξάρτητα. Η διατομή που επιλέχθηκε για τις αντηρίδες άνω και κάτω στάθμης είναι κοίλη κυκλική (ΚΗ) και οδήγησε σε πανομοιότυπη συμπεριφορά του μέλους και στις δύο διευθύνσεις, γεγονός που πρακτικά μειώνει το κόστος κατασκευής. Επιπρόσθετα, κατά τη φάση εκσκαφής περίπου σε 8 m βάθος και λίγο πριν την τοποθέτηση της δεύτερης στάθμης αντηρίδων, η πρώτη στάθμη αντηρίδων αναλαμβάνει όλο το φορτίο εδάφους έως την στιγμή εκείνη. Όταν τοποθετείται και η δεύτερη στάθμη αντηρίδων, η πρώτη ανακουφίζεται από τις δράσεις που είχε αναλάβει. Αυτό σημαίνει ότι η πρώτη στάθμη αντηρίδων θα πρέπει να διαστασιολογηθεί με την περιβάλλουσα των φορτίσεων για να ληφθεί υπόψη η δυσμενέστερη φόρτιση. Ο τρόπος που αντιμετωπίζεται αυτό το πρόβλημα είναι με την ορθή χρήση διαγραμμάτων Peck, με εξακρίβωση όλων των προϋποθέσεων τους.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης του πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου που αποτελούσε την ανωδομή του έργου προέκυψε ως βασικό συμπέρασμα, ότι η δυσμενέστερη φόρτιση που καθόρισε την διαστασιολόγηση κυρίως των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας ήταν αυτή του ανέμου. Αυτό εξηγείται λόγω του μεγάλου ύψους που διαθέτει η ανωδομή, το οποίο με βάση τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα 1 για τις ανεμοπιέσεις δημιουργεί δύο ζώνες δράσεων ανέμου καθ' ύψος στις προσόψεις του κτιριακού κελύφους. Ταυτόχρονα, ένα ψηλό κτίριο, με μεγάλη μάζα, οδηγεί σε ύπαρξη μεγάλης ιδιοπεριόδου και σε χαμηλές τιμές επιτάχυνσης στο φάσμα σχεδιασμού της σεισμικής δύναμης, με αποτέλεσμα ο σεισμικός συνδυασμός να μην προκύπτει κρίσιμος για την διαστασιολόγηση των μελών.

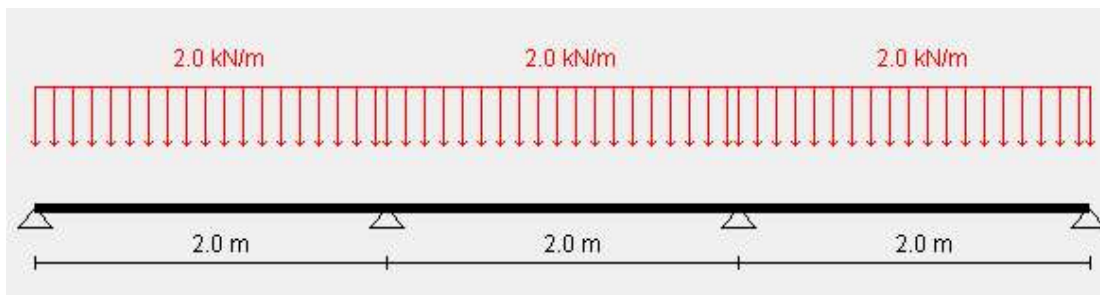
7 Βιβλιογραφία

- 1) Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 2) Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές Κατασκευές- Κατασκευές Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 3) Ερμόπουλος Ι. (2005). « Ευρωκώδικας 1. Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογών, 2^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 4) Γκαζέτας Γ. (2012). « Σημειώσεις Εδαφομηχανικής, έκδοση 2.12», Εκδόσεις ΕΜΠ
- 5) Καραβεζύρογλου-Βέμπερ Μ. (2016). «Στοιχεία υπολογισμού και διαμόρφωσης ολόσωμων κατασκευών, 3^η έκδοση», Εκδόσεις Τζιόλα, Θεσσαλονίκη
- 6) Καραγιάννης Χ. (2016). «Σχεδιασμός Συμπεριφορά κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού, β έκδοση », Εκδόσεις σοφία, Θεσσαλονίκη
- 7) Fritz-Otto H., Dennis H., Manfred S. (2010).. «Αντισεισμικός σχεδιασμός και ξηρά δόμηση », Εκδόσεις Γκιούρδας, Αθήνα
- 8) Fardis M., Carvalho E., Elnashai A., Faccioli E., Pinto P., Plumier A. (2005). « Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 9) Ψυχάρης Ι. (2015). «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας – τεύχος 1ο», Εκδόσεις ΕΜΠ – τομέας Δομοστατικής
- 10) Ψυχάρης Ι. (2015). «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας – τεύχος 2ο», Εκδόσεις ΕΜΠ – τομέας Δομοστατικής
- 11) Μαλακατάς Ν., Τρέζος Κ. (2009). « Εκπαιδευτικές σημειώσεις για την χρήση ευρωκωδικών EN 1991-1-4: Γενικές δράσεις – Δράσεις ανέμου», Εκδόσεις ΤΕΕ library.tee.gr/digital/m2464/m2464_ec0_1_1_4.pdf
- 12) EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
- 13) EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
- 14) EN1991-1-2, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Fire Loads», CEN, 2004
- 15) EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
- 16) EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
- 17) EN1992-4-1, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, General»
- 18) EN1992-4-2, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, Headed Fasteners»
- 19) EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
- 20) EN1993-1-2, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-2: Structural Fire Design»
- 21) EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
- 22) EN1993-1-13, Eurocode 3: “Steel beams with large web openings”, working draft March 2016.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ



1. ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ



2. ΦΟΡΤΙΑ

Μόνιμα : 3.98 kN/m²
Πρόσθετα μόνιμα : 3.50 kN/m²

Ωφέλιμα φορτία : q kN/m²

Φάτνωμα 1	q = 2.00
Φάτνωμα 2	q = 2.00
Φάτνωμα 3	q = 2.00

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

Συντελεστής ασφαλείας μόνιμων δράσεων: $\gamma_g = 1.35$
Συντελεστής ασφαλείας μεταβλητών δράσεων: $\gamma_q = 1.5$

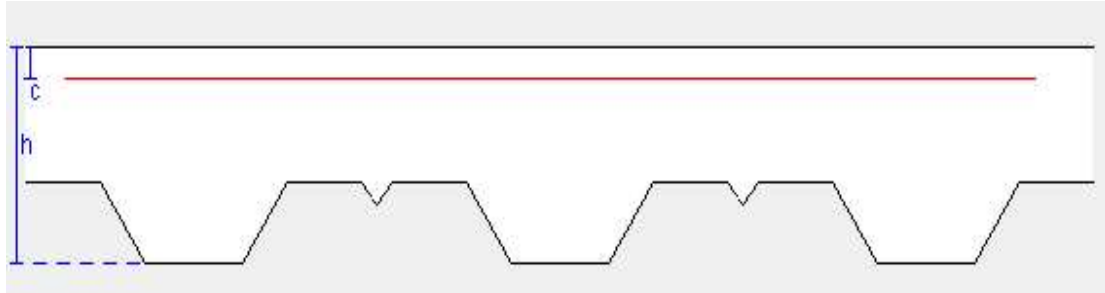
3. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Πάχος χαλυβδοφύλλου $t = 1.00$ mm
Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου Fe320G
Πάχος πλακάς $h = 0.20$ m
Ποιότητα σκυροδέματος C25/30
Ποιότητα χάλυβα οπλισμού S500s
Επικάλυψη οπλισμού $c = 0.03$ m
Εμβαδόν οπλισμού $A_s = 2.010$ cm² / m



4. ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΥΛΙΚΩΝ

$$\begin{aligned} \gamma_{M1} &= 1.00 \\ \gamma_c &= 1.50 \\ \gamma_s &= 1.15 \end{aligned}$$



5. ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΚΑΙ ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

Στην φάση κατασκευής $EJ = 309.176 \text{ kNm}^2/\text{m}$
Στην φάση λειτουργίας $EJ = 8930.772 \text{ kNm}^2/\text{m}$

6. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΕΝΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ

$$\begin{aligned} m &= 90.83 \\ k &= 0.0144 \end{aligned}$$





7. ΡΟΠΕΣ ΚΑΙ ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

i) Χαλυβδόφυλλο

Θετικές ροπές αντοχής σχεδιασμού $M_{Rd,S}^+$ (kNm)

Φάτνωμα 1	9.15
Φάτνωμα 2	9.15
Φάτνωμα 3	9.15

Αρνητικές ροπές αντοχής σχεδιασμού $M_{Rd,S}^-$ (kNm)

Στήριξη 1	7.97
Στήριξη 2	7.97

ii) Σύμμικτη διατομή

Θετική ροπή αντοχής $M_{plRd}^+ = 54.07$ kNm

Αρνητική ροπή αντοχής $M_{plRd}^- = 13.83$ kNm

Τέμνουσα αντοχής $V_{Rd2} = 40.45$ kN

Διαμήκης τέμνουσα αντοχής V_{IRd} (kN)

Φάτνωμα 1	42.49
Φάτνωμα 2	47.57
Φάτνωμα 3	42.49

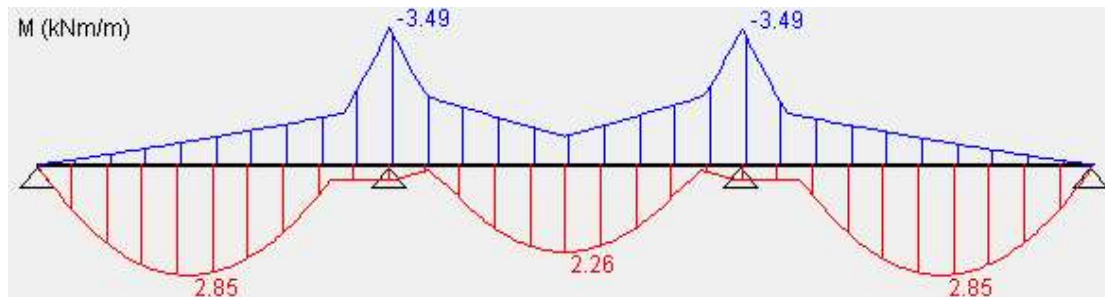
8. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

- Eurocode 1: Actions on structures - Part 1.1:
General actions - densities, self-weight, imposed loads for buildings (ENV 1991-2-1:1995)
- Eurocode 1: Actions on structures - Part 1.2:
Actions on structures exposed to fire (ENV 1991-2-2:1995)
- Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1.3:
General rules - supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting (ENV 1993-1-3:1996)
- Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1:
General rules and rules for buildings (ENV 1994-1-1:1992)
- Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2:
General rules - Structural fire design (ENV 1994-1-2:1994)
- ΕΚΩΣ 2000: Ελληνικός κανονισμός ωπλισμένου σκυροδέματος 2000



9. ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΗΝ ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής



Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G G + (\gamma_G G + \gamma_Q 0.75) + \gamma_Q Q_{\text{σκυροδέτησης}}$

Όπου το φορτίο $Q_{\text{σκυροδέτησης}}$ είναι ένα φορτίο 0.75 kN το οποίο εφαρμόζεται σε μία περιοχή 3m X 3m (σε κάτοψη) και λαμβάνεται υπ' όψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στον φορέα.
Το ίδιο βάρος του σκυροδέματος μαζί με το φορτίο 0.75 kN εφαρμόζεται ή μονο στα ανοίγματα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο τον φορέα έτσι ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση.

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται!

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: $0.43 < 1.00$



ii) Έλεγχος βελών κάμψης



Συνδυασμός φόρτισης : g

Όρια: $l/180$ ή 20mm

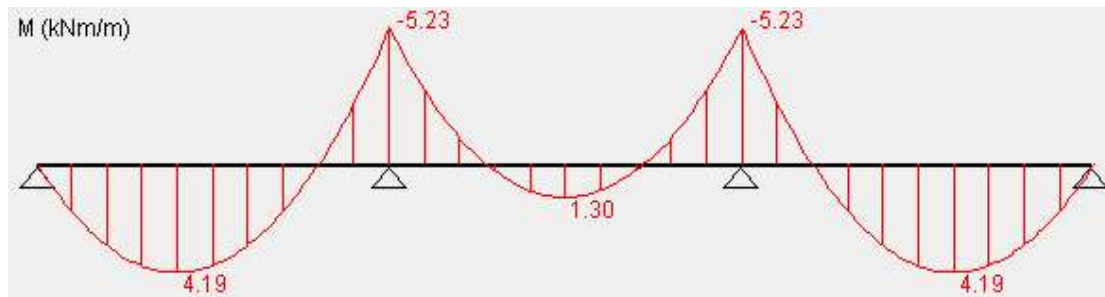
Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται!

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: $0.12 < 1.00$



10. ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΗΝ ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής



Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G (g + g_{\text{πρ.μόνιμα}}) + \gamma_Q q$

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται!

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: $0.37 < 1.00$

ii) Έλεγχος έναντι εγκάρσιας και διαμήκου διάτμησης



Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G (g + g_{\text{πρ.μόνιμα}}) + \gamma_Q q$

Ο έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης ικανοποιείται!

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε εγκάρσια διάτμηση είναι: $0.38 < 1.00$

Ο έλεγχος έναντι διαμήκου διάτμησης ικανοποιείται!

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε διαμήκη διάτμηση είναι: $0.36 < 1.00$



iii) Έλεγχος βελών κάμψης



Συνδιασμός φόρτισης : $g + q$

Όρια: $l/250$

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται!

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: $0.01 < 1.00$

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Preliminary Design Note

DATA

General parameters

Main span

COMPOSITE BEAM

L = 7.000 m

Intermediate beam

Width on the left

$L_1 = 2.000$ m Max. participating width $L_1 = 1.000$ m

Width on the right

$L_2 = 2.000$ m Max. participating width $L_2 = 1.000$ m

Slab

Slab with profiled sheeting

Total thickness = 20.00 cm

Profiled steel sheeting "", parallel to the beam

($h = 73.0$ mm ; $e = 187.5$ mm ; $b_{1,2} = 50.0$ mm ; $b_2 = 82.0$ mm ; $t = 1.00$ mm ;
 $f_y = 275$ N/mm² ; $M = 8.90$ daN/m²)

Section

IPE 330 - S355 JR/J0/J2/K2

$h_t = 330.0$ mm
 $b_f = 160.0$ mm
 $t_w = 7.5$ mm
 $t_f = 11.5$ mm
 $r = 18.0$ mm

$A = 62.61$ cm²
 $A_v = 30.81$ cm²
 $I_y = 11766.90$ cm⁴
 $I_z = 788.14$ cm⁴
 $I_t = 28.15$ cm⁴
 $I_w = 199097.30$ cm⁶
 $W_{el.y} = 713.15$ cm³
 $W_{pl.y} = 804.33$ cm³

Materials

Steel

$E = 210000$ N/mm²
 $\rho = 7850$ kg/m³

Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f_y with thickness according to EN 10025-2

Databases 2019_01

Flanges $f_{yf} = 355$ N/mm²

Web $f_{yw} = 355$ N/mm²

Section $f_y = 355$ N/mm²

$\varepsilon = 0.814$

Concrete slab C25/30

$f_{ck} = 25$ N/mm²

$E_{cm} = 31476$ N/mm²

Modular ratio for LONG TERM

$C_{eq} = 23.25$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Modular ratio for SHORT TERM $C_{eq} = 6.67$
 Shrinkage (R) - Long term $\varepsilon = 300.10^{-6}$
 Density of the concrete (slab) $\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Reinforcement steel $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Connection

Connectors Diameter 19-125

$\phi = 19.0 \text{ mm}$
 $h = 125.0 \text{ mm}$
 $f_y = 350.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$

Main span $L = 7.000 \text{ m}$ $e = 0.207 \text{ m}$ $n = 2 \text{ row(s)}$

Total number of connectors : 68

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

Propping in the construction stage Number of proppings in the span : 1

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g) Dead weight of the profile 0.48 kN/m
 Dead weight of the slab (3.90 kN/m^2) 7.80 kN/m
Construction load (Q_c) $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$ 1.50 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads Dead weight of the profile 0.48 kN/m
 Dead weight of the slab (3.90 kN/m^2) 7.80 kN/m

Span Line load : $x_o = 0.00 \text{ m}$ $q_o = 7.00 \text{ kN/m}$
 $x_e = 7.00 \text{ m}$ $q_e = 7.00 \text{ kN/m}$

Live load case n° 1 ($\psi_0 = 0.70$)

Span Line load : $x_o = 0.00 \text{ m}$ $q_o = 4.00 \text{ kN/m}$
 $x_e = 7.00 \text{ m}$ $q_e = 4.00 \text{ kN/m}$

Partial Factors

Permanent loads $\gamma_{G.sup} = 1.35$ Structural steel $\gamma_{M0} = 1.00$
 $\gamma_{G.inf} = 1.00$ Structural steel (instabilities) $\gamma_{M1} = 1.00$

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Live loads $\gamma_Q = 1.50$ Concrete $\gamma_c = 1.50$
Reinforcement bars $\gamma_s = 1.15$
Connectors $\gamma_v = 1.25$
Shear resistance of the steel sheeting $\gamma_{ap} = 1.10$

Combinations of actions

ULS combination (construction stage) $1.35 G + 1.50 Q_c$

ULS combination(s) $1.35 G + 1.50 Q_1$

SLS combination(s) $G + R + Q_1$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 1 $M_{Rd} = 285.54$ kN.m

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 631.45$ kN ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q_c

Support reactions

$R_{V1} = 17.62$ kN
 $R_{V2} = 58.75$ kN
 $R_{V3} = 17.62$ kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 1.25$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 11.56$ kN.m $M_{Ed,max(-)} = -20.57$ kN.m $\Gamma_M = 0.072$ (x = 3.500 m)
 $V_{Ed,max} = -29.38$ kN $\Gamma_V = 0.047$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{MV} = 0.072$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{LT} = 0.800$

Support reactions

$R_{V1} = 18.11$ kN
 $R_{V2} = 53.83$ kN
 $R_{V3} = 14.18$ kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 0.84 < 1$!!! (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 12.20$ kN.m $M_{Ed,max(-)} = -18.85$ kN.m $\Gamma_M = 0.066$ (x = 3.500 m)
 $V_{Ed,max} = 28.88$ kN $\Gamma_V = 0.046$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{MV} = 0.066$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{LT} = 1.186$

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.072
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.047
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.072
Maximum criterion for lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max} =$	1.186 > 1 !

Software use conditions apply

Date : 14/07/2020

User's name : ...

C:\... \Ó%ííÉÉÔÀð ÁİĒİ° 04.07.2020\Ó%ííÉÉÔÇ ÁÉÁÄİÉ°ÁÁ.PMX

Page 5 / 12

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight' Span $v_{max} = 0.3$ mm

Case 'Construction load' (Q_c)

Arrangement n° 1

Span $v_{max} = 0.0$ mm

Total deflection $v_{max} = 0.3$ mm

Case 'Construction load' (Q_c)

Arrangement n° 2

Span $v_{max} = 0.1$ mm

Total deflection $v_{max} = 0.4$ mm

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

FINAL stage

Participating width

on left support	1.313 m
L / 4 (= 1.750 m)	1.750 m
3 L / 4 (= 5.250 m)	1.750 m
on right support	1.313 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term	47438 cm ⁴
Short-term	64113 cm ⁴

Resistance of the connectors

$P_{Rd} = 28.71 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.460

$F_{Steel} = 2222.52 \text{ kN}$

$F_{Concrete} = 3148.54 \text{ kN}$

Degree of connection = 0.439 < 0.460

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

Insufficient degree of connection for plastic design

>>> ELASTIC design

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 631.45 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$

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

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$R_{V1} = 93.21 \text{ kN}$

$R_{V2} = 93.19 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab : $A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max(+)} = 163.11 \text{ kN.m} \quad M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m} \quad \Gamma_M = 0.310 \quad (x = 4.083 \text{ m})$

$V_{Ed,max} = -93.20 \text{ kN} \quad \Gamma_V = 0.148 \quad (x = 0.000 \text{ m})$

$\Gamma_{MV} = 0.310 \quad (x = 4.083 \text{ m})$

$\Gamma_s = 0.642$

$\Gamma_{Vh} = 0.085$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

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

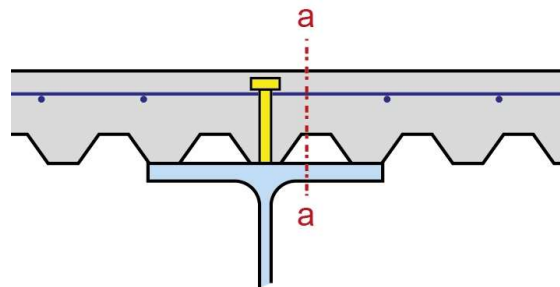
$$\rho_{w,min} = 0.08 \%$$

$$A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m} (\rho_w > 0.08 \%)$$

Note: this result is provided as an indication.
Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.



Calculation according to the reinforcement configuration displayed above
Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam
Any other configuration requires a specific calculation
the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.
In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.
When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,
their influence can be considered with a specific calculation.
The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance
has not been considered.

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.310
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.148
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.310
Maximum criterion for shear connector resistance	$\Gamma_{s,max} =$	0.642
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.085

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	2.6 mm (L / 2686)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	2.2 mm (L / 3175)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	0.9 mm (L / 7520)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	4.8 mm (L / 1447)

Deflections per combination

Combination SLS ' G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	10.6 mm (L / 662)
--	-------------	-------------------

Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁ : 9.42 Hz
G + 0.10 Q ₁ : 9.30 Hz
G + 0.20 Q ₁ : 9.18 Hz
G + 0.30 Q ₁ : 9.07 Hz
G + 0.40 Q ₁ : 8.96 Hz
G + 0.50 Q ₁ : 8.86 Hz
G + 0.60 Q ₁ : 8.76 Hz
G + 0.70 Q ₁ : 8.66 Hz
G + 0.80 Q ₁ : 8.57 Hz
G + 0.90 Q ₁ : 8.47 Hz
G + 1.00 Q ₁ : 8.39 Hz

Some resistance criteria are not satisfied in the CONSTRUCTION stage!

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

Project name :

Project reference :

Beam reference :

WARNING !

This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.

Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The user shall use the software under his own responsibility and at his own risks.

This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights). No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.

All the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group of our choice are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the preliminary design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. Our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.

Software use conditions apply

Date : 14/07/2020

User's name : ...

C:\... \Ó%||ÉÉÖÅð ÅİÉİ° 04.07.2020\Ó%||ÉÉÖÇ ÁÉÁÄİÉ°ÁÁ.PMX

Page 10 / 12

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Preliminary Design Note

DATA

General parameters

Main span

COMPOSITE BEAM

L = 6.000 m

Intermediate beam

Width on the left

$L_1 = 7.000$ m Max. participating width $L_1 = 3.500$ m

Width on the right

$L_2 = 3.250$ m Max. participating width $L_2 = 1.625$ m

Slab

Slab with profiled sheeting

Total thickness = 20.00 cm

Profiled steel sheeting "", perpendicular to the beam

($h = 73.0$ mm ; $e = 187.5$ mm ; $b_{1,2} = 50.0$ mm ; $b_2 = 82.0$ mm ; $t = 1.00$ mm ; $f_y = 275$ N/mm² ; $M = 8.90$ daN/m²)

Sheeting not interrupted at beam

Section

HE 360 A - S355 JR/J0/J2/K2

$h_t = 350.0$ mm
 $b_f = 300.0$ mm
 $t_w = 10.0$ mm
 $t_f = 17.5$ mm
 $r = 27.0$ mm

$A = 142.76$ cm²
 $A_v = 48.96$ cm²
 $I_y = 33089.79$ cm⁴
 $I_z = 7886.84$ cm⁴
 $I_t = 148.82$ cm⁴
 $I_w = 2176576.00$ cm⁶
 $W_{el.y} = 1890.85$ cm³
 $W_{pl.y} = 2088.47$ cm³

Materials

Steel

$E = 210000$ N/mm²
 $\rho = 7850$ kg/m³

Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f_y with thickness according to EN 10025-2

Databases 2019_01

Flanges $f_{yf} = 345$ N/mm²

Web $f_{yw} = 355$ N/mm²

Section $f_y = 345$ N/mm²

$\varepsilon = 0.825$

Concrete slab C25/30

$f_{ck} = 25$ N/mm²

$E_{cm} = 31476$ N/mm²

Modular ratio for LONG TERM

$C_{eq} = 23.25$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Modular ratio for SHORT TERM $C_{eq} = 6.67$
 Shrinkage (R) - Long term $\varepsilon = 300.10^{-6}$
 Density of the concrete (slab) $\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Reinforcement steel $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Connection

Connectors Diameter 19-175

$\phi = 19.0 \text{ mm}$
 $h = 175.0 \text{ mm}$
 $f_y = 350.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$

Main span $L = 6.000 \text{ m}$ $e = 0.188 \text{ m}$ $n = 2 \text{ row(s)}$

Total number of connectors : 64

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

Propping in the construction stage Number of proppings in the span : 1

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g) Dead weight of the profile 1.10 kN/m
 Dead weight of the slab (3.90 kN/m^2) 19.98 kN/m
Construction load (Q_c) $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$ 3.84 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads Dead weight of the profile 1.10 kN/m
 Dead weight of the slab (3.90 kN/m^2) 19.98 kN/m

Span Line load : $x_o = 0.00 \text{ m}$ $q_o = 23.00 \text{ kN/m}$
 $x_e = 6.00 \text{ m}$ $q_e = 23.00 \text{ kN/m}$

Live load case n° 1 ($\psi_0 = 0.70$)

Span Line load : $x_o = 0.00 \text{ m}$ $q_o = 13.50 \text{ kN/m}$
 $x_e = 6.00 \text{ m}$ $q_e = 13.50 \text{ kN/m}$

Partial Factors

Permanent loads $\gamma_{G.sup} = 1.35$ Structural steel $\gamma_{M0} = 1.00$
 $\gamma_{G.inf} = 1.00$ Structural steel (instabilities) $\gamma_{M1} = 1.00$
 Live loads $\gamma_Q = 1.50$ Concrete $\gamma_c = 1.50$

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Reinforcement bars $\gamma_s = 1.15$

Connectors $\gamma_v = 1.25$

Shear resistance of the steel sheeting $\gamma_{ap} = 1.10$

Combinations of actions

ULS combination (construction stage) $1.35 G + 1.50 Q_c$

ULS combination(s) $1.35 G + 1.50 Q_1$

SLS combination(s) $G + R + Q_1$

Software use conditions apply

Date : 14/07/2020

User's name : ...

Page 3 / 12

C:\... \Ó%ilÉÉÔÀð ÄÍÈ° 04.07.2020\ÉÁÍÒÑÉÉ¹ ÄÍÈ¼ ÊøÉAÓÇ ÓÓÇÍ ÁÉÁÁÈ°ÁÁ.PMX

Project name :

Project reference :

Beam reference :

CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 1 $M_{Rd} = 720.52$ kN.m

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 975.17$ kN ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q_c

Support reactions

$R_{V1} = 38.50$ kN

$R_{V2} = 128.35$ kN

$R_{V3} = 38.50$ kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 5.01$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 21.64$ kN.m $M_{Ed,max(-)} = -38.51$ kN.m $\Gamma_M = 0.053$ (x = 3.000 m)

$V_{Ed,max} = 64.18$ kN $\Gamma_V = 0.066$ (x = 3.000 m)

$\Gamma_{MV} = 0.053$ (x = 3.000 m)

$\Gamma_{LT} = 0.200$

Support reactions

$R_{V1} = 39.58$ kN

$R_{V2} = 117.54$ kN

$R_{V3} = 30.93$ kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 3.38$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 22.86$ kN.m $M_{Ed,max(-)} = -35.27$ kN.m $\Gamma_M = 0.049$ (x = 3.000 m)

$V_{Ed,max} = 63.09$ kN $\Gamma_V = 0.065$ (x = 3.000 m)

$\Gamma_{MV} = 0.049$ (x = 3.000 m)

$\Gamma_{LT} = 0.296$

Maximum criterion for bending resistance

$\Gamma_{M,max} = 0.053$

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.066
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.053
Maximum criterion for lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max} =$	0.296

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight' Span $v_{max} = 0.1$ mm

Case 'Construction load' (Q_c)

Arrangement n° 1

Span $v_{max} = 0.0$ mm

Total deflection $v_{max} = 0.2$ mm

Case 'Construction load' (Q_c)

Arrangement n° 2

Span $v_{max} = 0.0$ mm

Total deflection $v_{max} = 0.2$ mm

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

FINAL stage

Participating width

on left support	1.125 m
L / 4 (= 1.500 m)	1.500 m
3 L / 4 (= 4.500 m)	1.500 m
on right support	1.125 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term	84698 cm ⁴
Short-term	129275 cm ⁴

Resistance of the connectors

$P_{Rd} = 46.46 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.413

$F_{Steel} = 4925.14 \text{ kN}$

$F_{Concrete} = 2698.75 \text{ kN}$

Degree of connection = 0.551 > 0.413

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

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance

$V_{pl,Rd} = 975.17 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$

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

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$R_{V1} = 239.30 \text{ kN}$

$R_{V2} = 239.28 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max(+)} = 358.95 \text{ kN.m} \quad M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m} \quad \Gamma_M = 0.338 \quad (x = 2.700 \text{ m})$

$V_{Ed,max} = -239.29 \text{ kN} \quad \Gamma_V = 0.245 \quad (x = 0.000 \text{ m})$

$\Gamma_{MV} = 0.338 \quad (x = 2.700 \text{ m})$

$\Gamma_{Vh} = 0.429$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

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

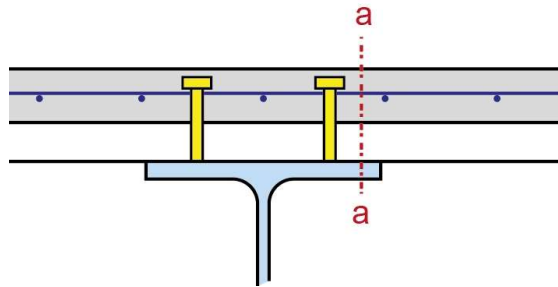
$$\rho_{w,min} = 0.08 \%$$

$$A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m} (\rho_w > 0.08 \%)$$

Note: this result is provided as an indication.
Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.



Calculation according to the reinforcement configuration displayed above
Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam
Any other configuration requires a specific calculation
the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.
In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.
When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,
their influence can be considered with a specific calculation.
The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance
has not been considered.

Plastic moment in span	$M_{pl.Rd} =$	1078.66 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.338
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.245
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.338
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.429

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	2.0 mm (L / 2990)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	2.2 mm (L / 2737)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	0.8 mm (L / 7127)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	3.0 mm (L / 2005)

Deflections per combination

Combination SLS ' G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	8.0 mm (L / 747)
--	-------------	------------------

Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁ :10.71 Hz
G + 0.10 Q ₁ :10.55 Hz
G + 0.20 Q ₁ :10.40 Hz
G + 0.30 Q ₁ :10.25 Hz
G + 0.40 Q ₁ :10.11 Hz
G + 0.50 Q ₁ : 9.98 Hz
G + 0.60 Q ₁ : 9.85 Hz
G + 0.70 Q ₁ : 9.72 Hz
G + 0.80 Q ₁ : 9.60 Hz
G + 0.90 Q ₁ : 9.49 Hz
G + 1.00 Q ₁ : 9.37 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

Project name :

Project reference :

Beam reference :

WARNING !

This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.

Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The user shall use the software under his own responsibility and at his own risks.

This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights). No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.

All the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group of our choice are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the preliminary design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. Our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Preliminary Design Note

DATA

General parameters

Main span

COMPOSITE BEAM

L = 7.000 m

Intermediate beam

Width on the left

L₁ = 2.000 m Max. participating width L₁ = 1.000 m

Width on the right

L₂ = 2.000 m Max. participating width L₂ = 1.000 m

Slab

Slab with profiled sheeting

Total thickness = 20.00 cm

Profiled steel sheeting "", parallel to the beam

(h = 73.0 mm ; e = 187.5 mm ; b_{1,2} = 50.0 mm ; b₂ = 82.0 mm ; t = 1.00 mm ;
f_y = 275 N/mm² ; M = 8.90 daN/m²)

Section

HE 360 A - S355 JR/J0/J2/K2

h_t = 350.0 mm
b_f = 300.0 mm
t_w = 10.0 mm
t_f = 17.5 mm
r = 27.0 mm

A = 142.76 cm²
A_v = 48.96 cm²
I_y = 33089.79 cm⁴
I_z = 7886.84 cm⁴
I_t = 148.82 cm⁴
I_w = 2176576.00 cm⁶
W_{el.y} = 1890.85 cm³
W_{pl.y} = 2088.47 cm³

Materials

Steel

E = 210000 N/mm²
ρ = 7850 kg/m³

Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f_y with thickness according to EN 10025-2

Databases 2019_01

Flanges f_{yf} = 345 N/mm²

Web f_{yw} = 355 N/mm²

Section f_y = 345 N/mm²

ε = 0.825

Concrete slab C25/30

f_{ck} = 25 N/mm²

E_{cm} = 31476 N/mm²

Modular ratio for LONG TERM

C_{eq} = 23.25

Modular ratio for SHORT TERM

C_{eq} = 6.67

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Shrinkage (R) - Long term $\varepsilon = 300.10^{-6}$
 Density of the concrete (slab) $\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$
 Reinforcement steel $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Connection

Connectors Diameter 19-125

$\phi = 19.0 \text{ mm}$
 $h = 125.0 \text{ mm}$
 $f_y = 350.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$

Main span $L = 7.000 \text{ m}$ $e = 0.207 \text{ m}$ $n = 2 \text{ row(s)}$

Total number of connectors : 68

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

Propping in the construction stage Number of proppings in the span : 1

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g)
 Dead weight of the profile 1.10 kN/m
 Dead weight of the slab (3.90 kN/m^2) 7.80 kN/m
Construction load (Q_c)
 $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$ 1.50 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads
 Dead weight of the profile 1.10 kN/m
 Dead weight of the slab (3.90 kN/m^2) 7.80 kN/m

Span Line load : $x_o = 0.00 \text{ m}$ $q_o = 7.00 \text{ kN/m}$
 $x_e = 7.00 \text{ m}$ $q_e = 7.00 \text{ kN/m}$

Live load case n° 1 ($\psi_0 = 0.70$)

Span Line load : $x_o = 0.00 \text{ m}$ $q_o = 4.00 \text{ kN/m}$
 $x_e = 7.00 \text{ m}$ $q_e = 4.00 \text{ kN/m}$

Partial Factors

Permanent loads $\gamma_{G.sup} = 1.35$ Structural steel $\gamma_{M0} = 1.00$
 $\gamma_{G.inf} = 1.00$ Structural steel (instabilities) $\gamma_{M1} = 1.00$
 Live loads $\gamma_Q = 1.50$ Concrete $\gamma_c = 1.50$
 Reinforcement bars $\gamma_s = 1.15$

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Connectors $\gamma_v = 1.25$

Shear resistance of the steel sheeting $\gamma_{ap} = 1.10$

Combinations of actions

ULS combination (construction stage) $1.35 G + 1.50 Q_c$

ULS combination(s) $1.35 G + 1.50 Q_1$

SLS combination(s) $G + R + Q_1$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 1 $M_{Rd} = 720.52$ kN.m

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 975.17$ kN ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q_c

Support reactions
 $R_{V1} = 18.71$ kN
 $R_{V2} = 62.40$ kN
 $R_{V3} = 18.71$ kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 7.83$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 12.27$ kN.m $M_{Ed,max(-)} = -21.85$ kN.m $\Gamma_M = 0.030$ (x = 3.500 m)
 $V_{Ed,max} = -31.20$ kN $\Gamma_V = 0.032$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{MV} = 0.030$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{LT} = 0.128$

Support reactions
 $R_{V1} = 19.21$ kN
 $R_{V2} = 57.47$ kN
 $R_{V3} = 15.27$ kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 5.22$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 12.92$ kN.m $M_{Ed,max(-)} = -20.12$ kN.m $\Gamma_M = 0.028$ (x = 3.500 m)
 $V_{Ed,max} = 30.71$ kN $\Gamma_V = 0.031$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{MV} = 0.028$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{LT} = 0.192$

Maximum criterion for bending resistance $\Gamma_{M,max} = 0.030$

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.032
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.030
Maximum criterion for lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max} =$	0.192

Software use conditions apply

Date : 14/07/2020

User's name : ...

Page 5 / 12

C:\... \Ó%ilÉÉÔÀð ĀİĒİ° 04.07.2020\ÉΑΙŌŃÉÉ¹ ĀİĒ¼ð ĐΑŃϕÉÉÇ ÓŌÇÍ ĀÉĀĀİÉ°ĀĀ.PMX

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight' Span $v_{max} = 0.1$ mm

Case 'Construction load' (Q_c)

Arrangement n° 1

Span $v_{max} = 0.0$ mm

Total deflection $v_{max} = 0.1$ mm

Case 'Construction load' (Q_c)

Arrangement n° 2

Span $v_{max} = 0.0$ mm

Total deflection $v_{max} = 0.1$ mm

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

FINAL stage

Participating width

on left support	1.313 m
L / 4 (= 1.750 m)	1.750 m
3 L / 4 (= 5.250 m)	1.750 m
on right support	1.313 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term	89924 cm ⁴
Short-term	134532 cm ⁴

Resistance of the connectors

$P_{Rd} = 28.71 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.444

$F_{Steel} = 4925.14 \text{ kN}$

$F_{Concrete} = 3148.54 \text{ kN}$

Degree of connection = 0.310 < 0.444

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

Insufficient degree of connection for plastic design

>>> ELASTIC design

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 975.17 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$

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

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$R_{V1} = 96.11 \text{ kN}$

$R_{V2} = 96.11 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max(+)} = 168.19 \text{ kN.m} \quad \Gamma_M = 0.151 \quad (x = 3.967 \text{ m})$

$V_{Ed,max} = -96.12 \text{ kN} \quad \Gamma_V = 0.099 \quad (x = 0.000 \text{ m})$

$\Gamma_{MV} = 0.151 \quad (x = 3.967 \text{ m})$

$\Gamma_s = 0.545$

$\Gamma_{Vh} = 0.064$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

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

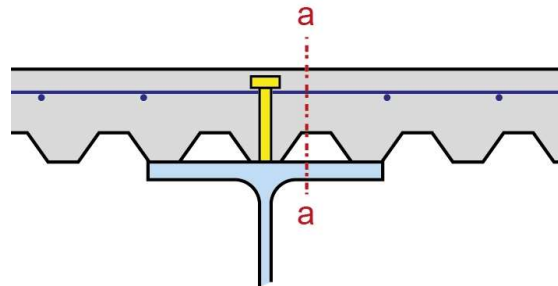
$$\rho_{w,\min} = 0.08 \%$$

$$A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m} (\rho_w > 0.08 \%)$$

Note: this result is provided as an indication.
Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.



Calculation according to the reinforcement configuration displayed above
Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam
Any other configuration requires a specific calculation
the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.
In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.
When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,
their influence can be considered with a specific calculation.
The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance
has not been considered.

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,\max} =$	0.151
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,\max} =$	0.099
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,\max} =$	0.151
Maximum criterion for shear connector resistance	$\Gamma_{s,\max} =$	0.545
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,\max} =$	0.064

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	1.5 mm (L / 4737)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	1.2 mm (L / 6013)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	0.4 mm
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	4.2 mm (L / 1673)

Deflections per combination

Combination SLS ' G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	7.3 mm (L / 963)
--	-------------	------------------

Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁ :13.37 Hz
G + 0.10 Q ₁ :13.21 Hz
G + 0.20 Q ₁ :13.05 Hz
G + 0.30 Q ₁ :12.89 Hz
G + 0.40 Q ₁ :12.75 Hz
G + 0.50 Q ₁ :12.60 Hz
G + 0.60 Q ₁ :12.46 Hz
G + 0.70 Q ₁ :12.33 Hz
G + 0.80 Q ₁ :12.20 Hz
G + 0.90 Q ₁ :12.07 Hz
G + 1.00 Q ₁ :11.95 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

Project name :

Project reference :

Beam reference :

WARNING !

This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.

Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The user shall use the software under his own responsibility and at his own risks.

This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights). No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.

All the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group of our choice are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the preliminary design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. Our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Preliminary Design Note

DATA

General parameters

Main span

COMPOSITE BEAM

L = 6.000 m

Edge beam

Width on the left

$L_1 = 0.150$ m Max. participating width $L_1 = 0.150$ m

Width on the right

$L_2 = 6.500$ m Max. participating width $L_2 = 3.250$ m

Slab

Slab with profiled sheeting

Total thickness = 20.00 cm

Profiled steel sheeting "", perpendicular to the beam

($h = 73.0$ mm ; $e = 187.5$ mm ; $b_{1,2} = 50.0$ mm ; $b_2 = 82.0$ mm ; $t = 0.80$ mm ; $f_y = 275$ N/mm² ; $M = 8.90$ daN/m²)

Sheeting not interrupted at beam

Section

HE 360 A - S355 JR/J0/J2/K2

$h_t = 350.0$ mm	$A = 142.76$ cm ²
$b_f = 300.0$ mm	$A_v = 48.96$ cm ²
$t_w = 10.0$ mm	$I_y = 33089.79$ cm ⁴
$t_f = 17.5$ mm	$I_z = 7886.84$ cm ⁴
$r = 27.0$ mm	$I_t = 148.82$ cm ⁴
	$I_w = 2176576.00$ cm ⁶
	$W_{el.y} = 1890.85$ cm ³
	$W_{pl.y} = 2088.47$ cm ³

Materials

Steel

$E = 210000$ N/mm²
 $\rho = 7850$ kg/m³

Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f_y with thickness according to EN 10025-2

<i>Databases 2019_01</i>	Flanges	$f_{yf} = 345$ N/mm ²
	Web	$f_{yw} = 355$ N/mm ²
	Section	$f_y = 345$ N/mm ²
		$\varepsilon = 0.825$

Concrete slab C25/30

$f_{ck} = 25$ N/mm²
 $E_{cm} = 31476$ N/mm²
 Modular ratio for LONG TERM $C_{eq} = 23.25$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Modular ratio for SHORT TERM $C_{eq} = 6.67$
 Shrinkage (R) - Long term $\varepsilon = 300.10^{-6}$
 Density of the concrete (slab) $\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Reinforcement steel $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Connection

Connectors Diameter 19-175

$\phi = 19.0 \text{ mm}$
 $h = 175.0 \text{ mm}$
 $f_y = 350.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$

Main span $L = 6.000 \text{ m}$ $e = 0.188 \text{ m}$ $n = 2 \text{ row(s)}$

Total number of connectors : 64

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

Propping in the construction stage Number of proppings in the span : 1

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g) Dead weight of the profile 1.10 kN/m
 Dead weight of the slab (3.90 kN/m^2) 13.26 kN/m
Construction load (Q_c) $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$ 2.55 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads Dead weight of the profile 1.10 kN/m
 Dead weight of the slab (3.90 kN/m^2) 13.26 kN/m

Span Line load : $x_o = 0.00 \text{ m}$ $q_o = 134.00 \text{ kN/m}$
 $x_e = 6.00 \text{ m}$ $q_e = 134.00 \text{ kN/m}$

Live load case n° 1 ($\psi_0 = 0.70$)

Span Line load : $x_o = 0.00 \text{ m}$ $q_o = 6.50 \text{ kN/m}$
 $x_e = 6.00 \text{ m}$ $q_e = 6.50 \text{ kN/m}$

Partial Factors

Permanent loads $\gamma_{G.sup} = 1.35$ Structural steel $\gamma_{M0} = 1.00$
 $\gamma_{G.inf} = 1.00$ Structural steel (instabilities) $\gamma_{M1} = 1.00$
 Live loads $\gamma_Q = 1.50$ Concrete $\gamma_c = 1.50$

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Reinforcement bars $\gamma_s = 1.15$

Connectors $\gamma_v = 1.25$

Shear resistance of the steel sheeting $\gamma_{ap} = 1.10$

Combinations of actions

ULS combination (construction stage) $1.35 G + 1.50 Q_c$

ULS combination(s) $1.35 G + 1.50 Q_1$

SLS combination(s) $G + R + Q_1$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 1 $M_{Rd} = 720.52$ kN.m

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 975.17$ kN ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q_c

Support reactions

$R_{V1} = 26.10$ kN
 $R_{V2} = 87.02$ kN
 $R_{V3} = 26.10$ kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 7.46$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 14.67$ kN.m $M_{Ed,max(-)} = -26.11$ kN.m $\Gamma_M = 0.036$ (x = 3.000 m)
 $V_{Ed,max} = 43.51$ kN $\Gamma_V = 0.045$ (x = 3.000 m)
 $\Gamma_{MV} = 0.036$ (x = 3.000 m)
 $\Gamma_{LT} = 0.134$

Support reactions

$R_{V1} = 26.82$ kN
 $R_{V2} = 79.85$ kN
 $R_{V3} = 21.08$ kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 5.01$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 15.48$ kN.m $M_{Ed,max(-)} = -23.96$ kN.m $\Gamma_M = 0.033$ (x = 3.000 m)
 $V_{Ed,max} = 42.79$ kN $\Gamma_V = 0.044$ (x = 3.000 m)
 $\Gamma_{MV} = 0.033$ (x = 3.000 m)
 $\Gamma_{LT} = 0.200$

Maximum criterion for bending resistance $\Gamma_{M,max} = 0.036$

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.045
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.036
Maximum criterion for lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max} =$	0.200

Software use conditions apply

Date : 14/07/2020

User's name : ...

C:\... \Ó%ilÉÉÔÀð ÁİĒİ° 04.07.2020\ĐANÉIAÓNÉÉÇ ÁİĒİð ÉÁÉAÔÇ ÓÓÇİ ÁÉÁİĒÉÁÁ.PMX

Page 5 / 12

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight' Span $v_{max} = 0.1$ mm

Case 'Construction load' (Q_c)

Arrangement n° 1

Span $v_{max} = 0.0$ mm

Total deflection $v_{max} = 0.1$ mm

Case 'Construction load' (Q_c)

Arrangement n° 2

Span $v_{max} = 0.0$ mm

Total deflection $v_{max} = 0.1$ mm

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

FINAL stage

Participating width

on left support	0.713 m
L / 4 (= 1.500 m)	0.900 m
3 L / 4 (= 4.500 m)	0.900 m
on right support	0.713 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term	69229 cm ⁴
Short-term	110950 cm ⁴

Resistance of the connectors

$P_{Rd} = 46.46$ kN

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.413

$F_{Steel} = 4925.14$ kN

$F_{Concrete} = 1619.25$ kN

Degree of connection = 0.918 > 0.413

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

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance

$V_{pl,Rd} = 975.17$ kN ($\eta = 1.20$)

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

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$R_{V1} = 630.07$ kN

$R_{V2} = 630.09$ kN

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$A_s/s_f > 1.02$ cm²/m

$M_{Ed,max(+)} = 945.15$ kN.m $M_{Ed,max(-)} = 0.00$ kN.m $\Gamma_M = 0.914$ (x = 2.700 m)

$V_{Ed,max} = -630.07$ kN $\Gamma_V = 0.646$ (x = 0.000 m)

$\Gamma_{MV} = 0.914$ (x = 2.700 m)

$\Gamma_{Vh} = 0.595$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

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

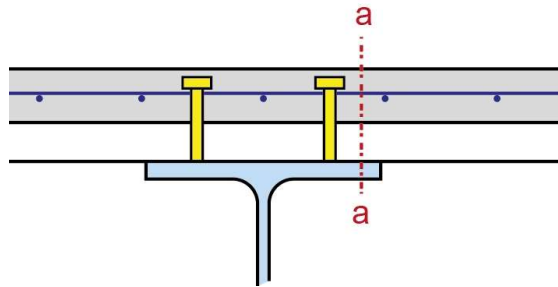
$$\rho_{w,min} = 0.08 \%$$

$$A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m} (\rho_w > 0.08 \%)$$

Note: this result is provided as an indication.
Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.



Calculation according to the reinforcement configuration displayed above
Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam
Any other configuration requires a specific calculation
the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.
In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.
When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,
their influence can be considered with a specific calculation.
The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance
has not been considered.

Plastic moment in span	$M_{pl.Rd} =$	1043.99 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.914
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.646
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.914
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.595

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} = 1.7 \text{ mm (L / 3591)}$
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} = 15.6 \text{ mm (L / 384)}$
Case 'Q ₁ '	$v_{max} = 0.5 \text{ mm}$
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} = 2.6 \text{ mm (L / 2278)}$

Deflections per combination

Combination SLS ' G + R + Q ₁ '	$v_{max} = 20.4 \text{ mm (L / 294)}$
--	---------------------------------------

Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁ : 5.41 Hz
G + 0.10 Q ₁ : 5.40 Hz
G + 0.20 Q ₁ : 5.39 Hz
G + 0.30 Q ₁ : 5.37 Hz
G + 0.40 Q ₁ : 5.36 Hz
G + 0.50 Q ₁ : 5.35 Hz
G + 0.60 Q ₁ : 5.34 Hz
G + 0.70 Q ₁ : 5.33 Hz
G + 0.80 Q ₁ : 5.32 Hz
G + 0.90 Q ₁ : 5.31 Hz
G + 1.00 Q ₁ : 5.29 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

Project name :

Project reference :

Beam reference :

WARNING !

This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.

Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The user shall use the software under his own responsibility and at his own risks.

This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights). No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.

All the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group of our choice are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the preliminary design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. Our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.

Software use conditions apply

Date : 14/07/2020

User's name : ...

C:\... \Ó%ñìÉÉÔÀò ÄÏÈÏ° 04.07.2020\ÐΑΝÉΙΑΟΝÉÉÇ ÄÏÈÏò ÉÁΕΑΟÇ ÓÓÇÏ ÄΕÁÄÏÈΕÁÁ.PMX

Page 10 / 12

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Preliminary Design Note

DATA

General parameters

Main span

COMPOSITE BEAM

L = 7.000 m

Edge beam

Width on the left

L₁ = 0.150 m Max. participating width L₁ = 0.150 m

Width on the right

L₂ = 2.000 m Max. participating width L₂ = 1.000 m

Slab

Slab with profiled sheeting

Total thickness = 20.00 cm

Profiled steel sheeting "", parallel to the beam

(h = 73.0 mm ; e = 187.5 mm ; b₁ = 50.0 mm ; b₂ = 82.0 mm ; t = 1.00 mm ;
f_y = 275 N/mm² ; M = 8.90 daN/m²)

Section

HE 360 A - S355 JR/J0/J2/K2

h_t = 350.0 mm
b_f = 300.0 mm
t_w = 10.0 mm
t_f = 17.5 mm
r = 27.0 mm

A = 142.76 cm²
A_v = 48.96 cm²
I_y = 33089.79 cm⁴
I_z = 7886.84 cm⁴
I_t = 148.82 cm⁴
I_w = 2176576.00 cm⁶
W_{el.y} = 1890.85 cm³
W_{pl.y} = 2088.47 cm³

Materials

Steel

E = 210000 N/mm²
ρ = 7850 kg/m³

Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f_y with thickness according to EN 10025-2

Databases 2019_01

Flanges f_{yf} = 345 N/mm²

Web f_{yw} = 355 N/mm²

Section f_y = 345 N/mm²

ε = 0.825

Concrete slab C25/30

f_{ck} = 25 N/mm²

E_{cm} = 31476 N/mm²

Modular ratio for LONG TERM

C_{eq} = 23.25

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Modular ratio for SHORT TERM $C_{eq} = 6.67$
 Shrinkage (R) - Long term $\varepsilon = 300.10^{-6}$
 Density of the concrete (slab) $\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Reinforcement steel $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Connection

Connectors Diameter 19-125

$\phi = 19.0 \text{ mm}$
 $h = 125.0 \text{ mm}$
 $f_y = 350.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$

Main span $L = 7.000 \text{ m}$ $e = 0.207 \text{ m}$ $n = 2 \text{ row(s)}$

Total number of connectors : 68

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

Propping in the construction stage Number of proppings in the span : 1

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g) Dead weight of the profile 1.10 kN/m
 Dead weight of the slab (3.90 kN/m^2) 4.48 kN/m
Construction load (Q_c) $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$ 0.86 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads Dead weight of the profile 1.10 kN/m
 Dead weight of the slab (3.90 kN/m^2) 4.48 kN/m

Span Line load : $x_o = 0.00 \text{ m}$ $q_o = 5.50 \text{ kN/m}$
 $x_e = 7.00 \text{ m}$ $q_e = 5.50 \text{ kN/m}$

Live load case n° 1 ($\psi_0 = 0.70$)

Span Line load : $x_o = 0.00 \text{ m}$ $q_o = 2.00 \text{ kN/m}$
 $x_e = 7.00 \text{ m}$ $q_e = 2.00 \text{ kN/m}$

Partial Factors

Permanent loads $\gamma_{G.sup} = 1.35$ Structural steel $\gamma_{M0} = 1.00$
 $\gamma_{G.inf} = 1.00$ Structural steel (instabilities) $\gamma_{M1} = 1.00$

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Live loads	$\gamma_Q = 1.50$	Concrete	$\gamma_c = 1.50$
		Reinforcement bars	$\gamma_s = 1.15$
		Connectors	$\gamma_v = 1.25$
		Shear resistance of the steel sheeting	$\gamma_{ap} = 1.10$

Combinations of actions

ULS combination (construction stage) $1.35 G + 1.50 Q_c$

ULS combination(s) $1.35 G + 1.50 Q_1$

SLS combination(s) $G + R + Q_1$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 1 $M_{Rd} = 720.52$ kN.m

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 975.17$ kN ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q_c

Support reactions
 $R_{V1} = 11.59$ kN
 $R_{V2} = 38.64$ kN
 $R_{V3} = 11.59$ kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 13.01$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 7.60$ kN.m $M_{Ed,max(-)} = -13.53$ kN.m $\Gamma_M = 0.019$ (x = 3.500 m)
 $V_{Ed,max} = -19.32$ kN $\Gamma_V = 0.020$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{MV} = 0.019$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{LT} = 0.077$

Support reactions
 $R_{V1} = 11.87$ kN
 $R_{V2} = 35.81$ kN
 $R_{V3} = 9.61$ kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 8.55$ (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 7.97$ kN.m $M_{Ed,max(-)} = -12.54$ kN.m $\Gamma_M = 0.017$ (x = 3.500 m)
 $V_{Ed,max} = 19.04$ kN $\Gamma_V = 0.020$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{MV} = 0.017$ (x = 3.500 m)
 $\Gamma_{LT} = 0.117$

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

...

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.019
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.020
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.019
Maximum criterion for lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max} =$	0.117

Software use conditions apply

Date : 14/07/2020

User's name : ...

C:\... \Ó%ilÉÉÔÀδ ÄIÉI° 04.07.2020\ΔΑΝΕΙΑΟΝΕΕÇ ΔΑΝΑΕΕÇΕÇ ΟΟÇÍ ΑΕΑΑΙΕΕΑΑ.PMX

Page 5 / 12

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight' Span $v_{max} = 0.1$ mm

Case 'Construction load' (Q_c)

Arrangement n° 1

Span $v_{max} = 0.0$ mm

Total deflection $v_{max} = 0.1$ mm

Case 'Construction load' (Q_c)

Arrangement n° 2

Span $v_{max} = 0.0$ mm

Total deflection $v_{max} = 0.1$ mm

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

FINAL stage

Participating width

on left support	0.806 m
L / 4 (= 1.750 m)	1.025 m
3 L / 4 (= 5.250 m)	1.025 m
on right support	0.806 m

Moments of inertia

...at mid-span

Long-term	72861 cm ⁴
Short-term	115704 cm ⁴

Resistance of the connectors

$P_{Rd} = 28.71 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.444

$F_{Steel} = 4925.14 \text{ kN}$

$F_{Concrete} = 1844.15 \text{ kN}$

Degree of connection = 0.529 > 0.444

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

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance

$V_{pl,Rd} = 975.17 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$

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

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$R_{V1} = 62.86 \text{ kN}$

$R_{V2} = 62.87 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$A_s/s_f > 1.97 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max(+)} = 110.03 \text{ kN.m} \quad M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m} \quad \Gamma_M = 0.113 \quad (x = 3.150 \text{ m})$

$V_{Ed,max} = 62.87 \text{ kN} \quad \Gamma_V = 0.064 \quad (x = 7.000 \text{ m})$

$\Gamma_{MV} = 0.113 \quad (x = 3.150 \text{ m})$

$\Gamma_{Vh} = 0.364$

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

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

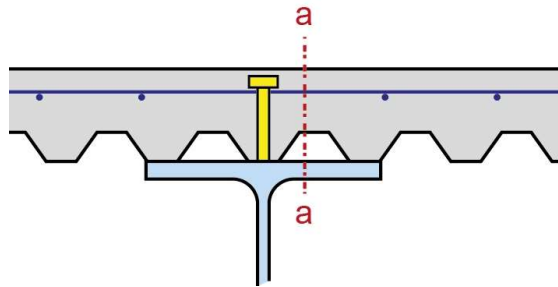
$$\rho_{w,min} = 0.08 \%$$

$$A_s/s_f > 1.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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

$$A_s/s_f > 1.97 \text{ cm}^2/\text{m} (\rho_w > 0.16 \%)$$

Note: this result is provided as an indication.
Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.



Calculation according to the reinforcement configuration displayed above
Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam
Any other configuration requires a specific calculation
the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.
In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.
When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab,
their influence can be considered with a specific calculation.
The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance
has not been considered.

Plastic moment in span	$M_{pl.Rd} =$	984.70 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.113
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.064
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.113
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.364

Software use conditions apply

Project name :

Project reference :

Beam reference :

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	1.1 mm (L / 6119)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	1.1 mm (L / 6205)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	0.3 mm
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	3.7 mm (L / 1879)

Deflections per combination

Combination SLS ' G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	6.3 mm (L / 1119)
--	-------------	-------------------

Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁ :14.85 Hz
G + 0.10 Q ₁ :14.72 Hz
G + 0.20 Q ₁ :14.59 Hz
G + 0.30 Q ₁ :14.46 Hz
G + 0.40 Q ₁ :14.34 Hz
G + 0.50 Q ₁ :14.22 Hz
G + 0.60 Q ₁ :14.10 Hz
G + 0.70 Q ₁ :13.99 Hz
G + 0.80 Q ₁ :13.88 Hz
G + 0.90 Q ₁ :13.77 Hz
G + 1.00 Q ₁ :13.67 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

Software use conditions apply



ArcelorMittal Beams Calculator v3.51

Project name :

Project reference :

Beam reference :

WARNING !

This software facilitates the preliminary engineering studies with respect to steel constructions. Based on calculation methods complying with the principles of the applied standards, this software enables to make a certain number of verifications in view of evaluating a solution for a pre-design. It does not enable to analyse all situations and to make in an exhaustive way all relevant calculations needed for a study of execution which requires in every case the advice of an external Engineering Office.

Given the complexity of the calculation methods, this software is only intended for professional users active in the sector of steel constructions (who are fully aware of the possibilities, limits and its adequacy thereof for specific practical cases). The user shall use the software under his own responsibility and at his own risks.

This software may be used free of charge. No right is granted to the user of the software, the property and intellectual rights of which continue to belong exclusively to ArcelorMittal Commercial Sections S.A. (or, depending on the case, to the company of the ArcelorMittal Group who is owner of these rights). No warranty is granted to the user. ArcelorMittal Commercial Sections S.A. and/or any other subsidiaries of the ArcelorMittal Group cannot be held liable for any loss or damage directly and/or indirectly sustained as a result of the use of the software. The user undertakes to hold ArcelorMittal Commercial Sections S.A. free and harmless from any claim and any direct, indirect and/or consequential damages, in particular those resulting from an incorrect or inappropriate use or a use made for an inadequate or inappropriate purpose of the software.

All the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group of our choice are based on the information received from the Customer. These preliminary design notes are given for guidance only. As such, they do not commit our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group to the achievement of a result expected by the Customer and/or any third person. These preliminary design notes cannot replace all the preliminary design notes which shall be done by an external engineering office chosen by the Customer. Our company and/or any other subsidiary of the ARCELORMITTAL group cannot be held liable for any loss or damage, directly or indirectly sustained as a result of the use of the preliminary design notes done by our company and/or by any other subsidiaries of the ARCELORMITTAL group, whatever the origin of the damage.

Software use conditions apply

Date : 14/07/2020

User's name : ...

C:\... \Ó%îîÉÉÖÅö ÄİÉİ° 04.07.2020\ĐANÉIAÖNÉÉÇ ĐÁNÁÉÉÇÉÇ ÓÓÇİ ÁÉÁİÉÉÁÁ.PMX

Page 10 / 12