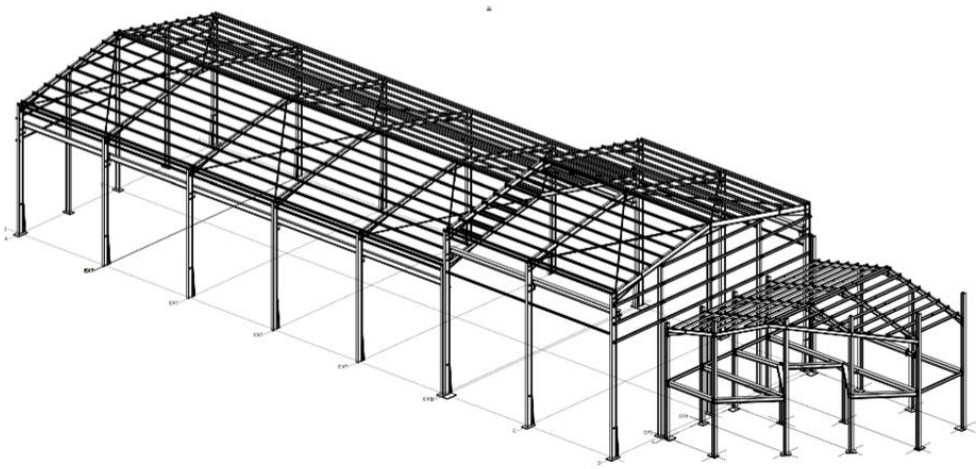
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΜΕΛΕΤΗ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ ΚΑΙ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΔΙΟΙΚΗΣΗΣ



Διπλωματική Εργασία

Αμίλκαρ Οικονόμου

ΕΜΚ ΔΕ 2017 22

Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιούλιος 2017

Copyright © Αμίλκαρ Οικονόμου Σ, 2017
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

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

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

Copyright © Amilkar Oikonomou S, 2017
All Rights Reserved

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

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

Αμίλκαρ Οικονόμου 7(2017)

Μελέτη Βιομηχανικού Κτιρίου με γερανογέφυρα και διωροφο κτίριο διοίκησης
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017 22
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Amilkar Oikonomou S (2017)

Design of industrial building and two-storey administration building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017 22
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Φτάνοντας στο τέλος της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας ολοκληρώνεται ο κύκλος φοίτησης μου στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Με την αφορμή αυτή θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην προσπάθειά μου αυτή με άμεσο ή έμμεσο τρόπο.

Καταρχήν θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Θανόπουλος Παυλος που με τίμησε με την εμπιστοσύνη του και μου έδωσε την ευκαιρία να εκπονήσω αυτή τη διπλωματική υπό την επίβλεψη του. Η διαρκής και υποδειγματική καθοδήγησή μαζί του με την άριστη συνεργασία και συνεννοηση μερικές φορές και από αποσταση.

Ιδιαίτερα θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρία και το τεχνικό προσωπικό της εταιρίας Grupo Salmeron, κατασκευαστική εταιρία μεταλλικών κατασκευών και ιδιαίτερα τον Jose Guindos Salmeron που μου παρείχαν τα τις αναγκαίες πληροφορίες και σχέδια για την εκπόνηση της εργασίας. Επιπλέον, θα ήθελα και να τους ευχαριστήσω για την τρίμηνη πρακτική στην εταιρία που αποτέλεσε πρώτη επαγγελματική εμπειρία στο αντικείμενο των μεταλλικών κατασκευών .

Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Γαντέ Χαράλαμπο Καθηγητής του τομέα Δομοστατικής του Ε.Μ.Π.. και τον κ. Τάσο Αβραάμ, Επίκουρος Καθηγητής του τομέα Δομοστατικής του Ε.Μ.Π. για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για τη διαρκή υποστήριξη που μου προσέφεραν καθόλη τη διάρκεια των σχολικών και φοιτητικών μου χρόνων, τους συμφοιτητές και φίλους μου, για τη συμπαραστασή τους σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Αμίλκαρ Οικονόμου Σάντος

Ιούλιος 2017

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2017 22

Μελέτη Βιομηχανικού Κτιρίου με γερανογέφυρα και διωροφο κτίριο διοίκησης

Αμίλκαρ Οικονόμου

Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Λέκτορας ΕΜΠ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η μελέτη ενός βιομηχανικού κτιρίου με γερανογέφυρα και ενός διώροφου κτιρίου που λειτουργουν ως γραφεία διοίκησης. Οι κατασκευές αποτελούνται από μεταλλικά στοιχεία και στις δυο περίπτωσεις. Οι δράσεις του κτιρίου υπολογιστηκαν για την περιοχή στην οποία βρίσκεται που είναι το Macael, Almeria, Ισπανία. Οι δράσεις ανέμου, χιονιού ,σεισμού και θερμοκρασιακων μεταβολών υπολογίστηκαν με τα δεδομένα της περιοχής

Το Βιομηχανικό κτίριο αποτελείται από 8 δίστηλα πλαίσια και την γερανογέφυρα με υψωτική ικανότητα 10 tn. Το διωροφο κτίριο λειτουργεί ως χώρος γραφείων της εταιρίας.

Η στατική προσομοίωση και η διαστασιολόγηση του φέροντος οργανισμού πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό Robot Structural Analysis. Οι λεπτομέρειες των συνδέσεων επίσης πραγματοποιηθηκαν με το ίδιο προγραμμα , επίπλεον έγινε χρήση του προγραμματος Tekla Structures για την απεικόνιση του κτιριου και των κατασκευαστικών λεπτομερειών.

Στόχος της εργασίας ηταν η εφαρμογή των διατάξεων του Ευρωκώδικα για κατασκευές από χάλυβα ώστε με ασφάλεια να παραλάβει τις δράσεις και επιδρασεις του από το περιβάλλον καθόλη την διάρκεια χρήσης της κατασκευής. Επιπρόσθετα, η προσέγγιση της μελέτης πραγματοποιηθηκε με τους όρους μιας πραγματικής μελέτης και κατασκευής ενός έργου.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2017 22
Design of industrial building and two-storey administration building
Amilkar Oikonomou

Supervisor: Thanopoulos Pavlos Dr. Civil Engineer, Lecturer N.T.U.A.

.

ABSTRACT

The subject of this thesis is the analysis and the design of an industrial steel plant with a crane bridge and an administrative two-storey steel building. The actions on the bearing structures were analysed according to its location which is Macael Spain. The actions burdening the structures are: wind, snow, thermal, seismic actions based on the characteristics of the region. The first building's purpose consists on 8 steel frames and a cranebridge with the capacity of 10 TN. The two storey building functions as the offices of the company. The study was performed with the structural software Robot Structural Analysis of Autodesk. The connection detailing was also performed with the same software; the final detailing of the structure was performed with Tekla Structures. The objective of this study was the implementation of current European regulations for steel structures and dimensioning of the bearing structures with the criteria of safety and optimal building design principles. During this study the analysis was conducted based on a realistic approach and fabrication of the buildings.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

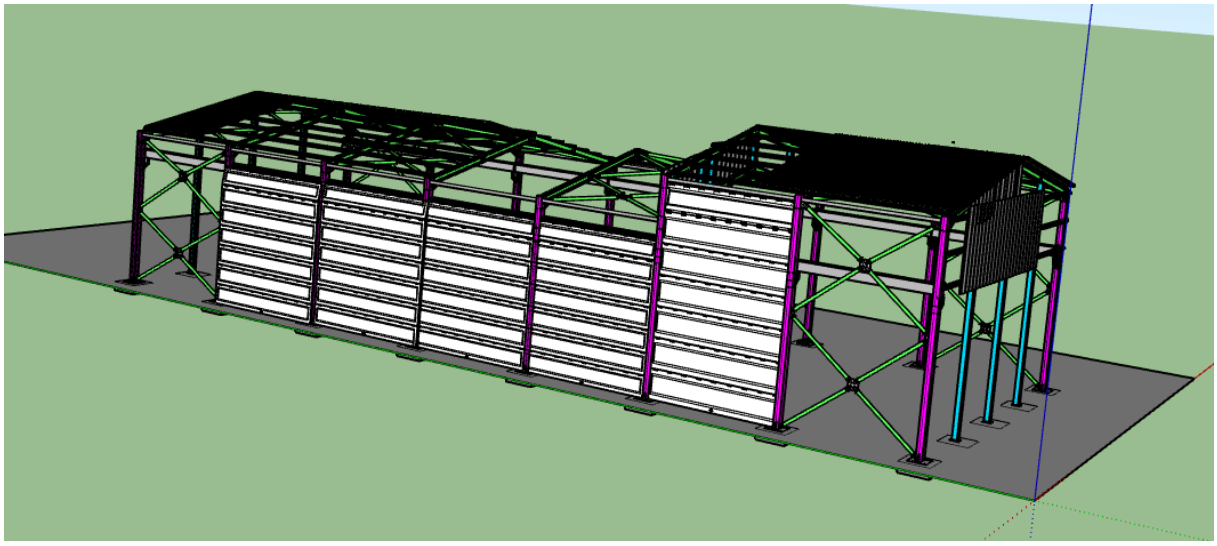
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ 9
1.1 Γενικά 9
1.2 Υλικά Κατασκευης 12
2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ 13
2.1 ΓΕΝΙΚΑ 14
2.2 ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ 14
2.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ 15
2.4 ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΚΟΣ ΕΞΟΠΛΙΣΜΟΣ 15
2.5 ΔΡΑΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ 18
2.6 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΟΥ 22
2.7 ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΒΟΛΕΣ 41
2.7 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ 42
3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ 46
3.1 ΓΕΝΙΚΑ 47
3.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 47
3.3 ΣΤΑΤΙΚΑ ΠΡΟΣΩΜΟΙΩΜΑΤΑ 47
3.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 51
4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ 56
4.1 ΓΕΝΙΚΑ 56
4.2 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ 56
4.3 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ 58
4.4 ΖΥΓΩΜΑΤΑ 68
4.5 ΔΟΚΟΙ 74
4.6 ΜΕΤΩΠΙΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ 78
4.7 ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΙ 83
4.8 ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ 89
4.9 ΤΕΓΙΔΕΣ 92
4.10 ΜΗΚΙΔΕΣ 97
4.11 ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΗΣ 102
4.11 ΑΡΜΟΣ ΔΙΑΣΤΟΛΗΣ 109

5 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ 110
5.1 ΓΕΝΙΚΑ 110
5.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ 120
5.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ 123
5.6 ΣΥΝΔΕΣΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ 134
5.5 ΣΥΝΔΕΣΗ ΘΕΜΕΛΙΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ 148
5.6 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ 149
5.7 ΣΥΝΔΕΣΗ ΜΕΤΩΠΙΚΩΝ ΣΤΥΛΩΝ 149
5.8 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΚΑΙ ΥΠΣΟΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ 149

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

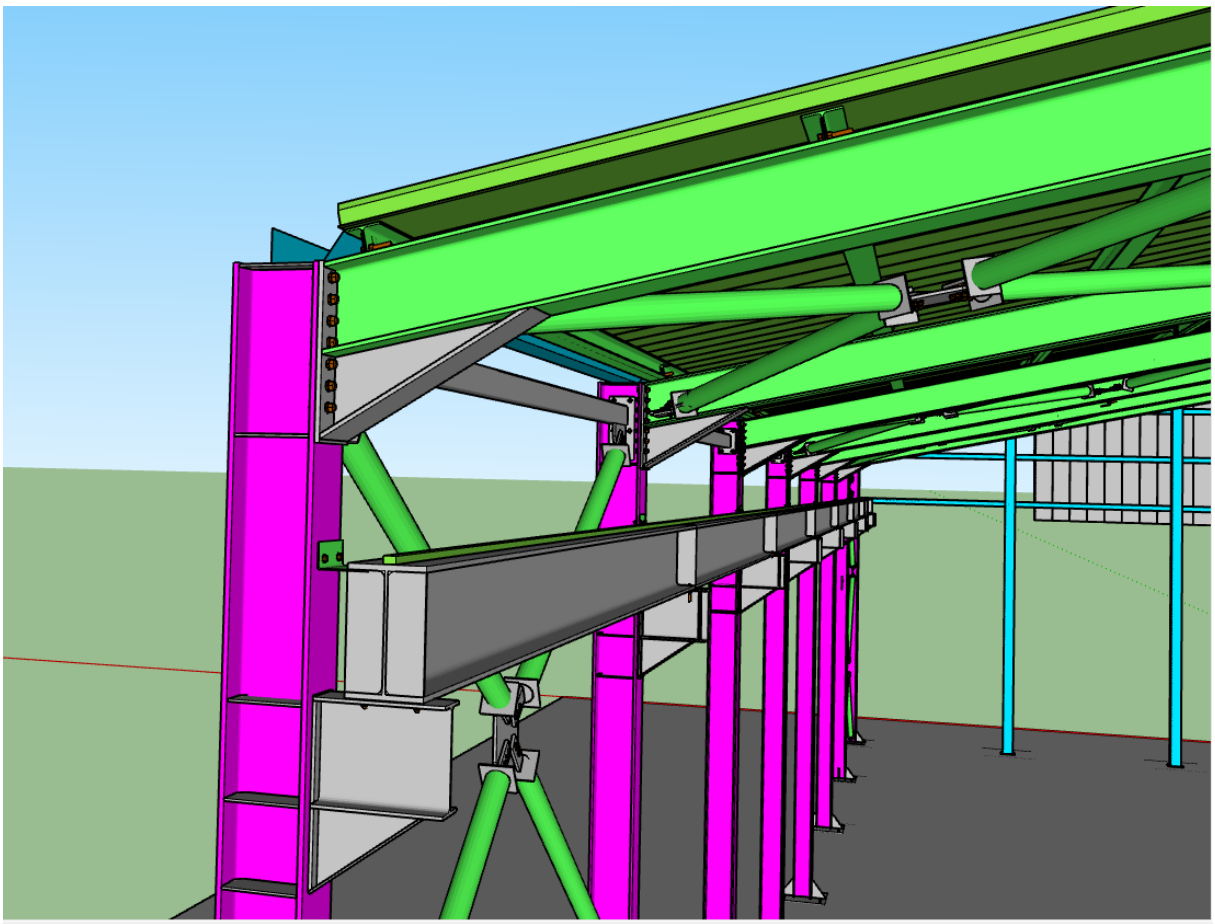
Στην παρούσα εργασία πραγματοποιείται ο σχεδιασμός δυο ξεχωριστών μεταλλικών κατασκευών που αποτελούνται από ένα βιομηχανικό εργοστάσιο και διώροφο κτίριο γραφείων. Οι κατασκευές βρίσκονται στην Ισπανία πιο συγκεκριμένα περιοχή της Αλμερία. Η εργασία πραγματοποιήθηκε σε συνεργασία με εταιρία Grupo Salmeron που μας παραχώρησε σχέδια της κατασκευής. Οι δράσεις στις οποίες υπόκεινται το κτίριο υπολογίστηκαν με βάση δεδομένων της περιοχή μετά από ερεύνα. Επίσης λάβαμε υπόψη ειδικά χαρακτηριστικά της περιοχής ανέγερσης του έργου.



Σχήμα 1.1: βιομηχανικό κτίριο

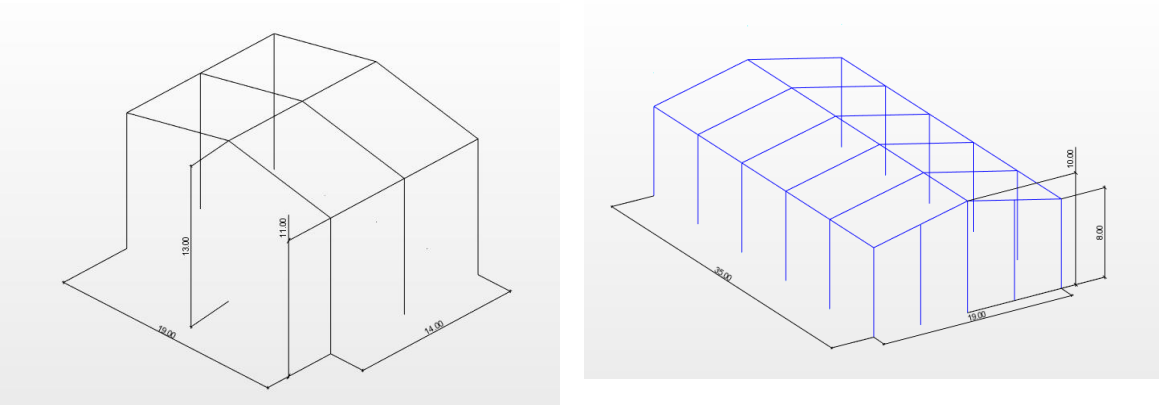
Το κτίριο του εργοστασίου έχει έκταση 950 m^2 και μήκος 49 μέτρα, και λειτούργει ως εργοστάσιο για επισκευή μηχανημάτων και μηχανολογικού εξοπλισμού όπως είναι για παράδειγμα χωματουργικά μηχανήματα, ανυψωτικά και παλετοφόρα μηχανήματα, και άλλα. Η ανάγκη γερανογέφυρας για την

κατάλληλη λειτουργία τέτοιων εργοστασίων είναι απαραίτητα για την ασφαλή μεταφορά εργαλείων και προϊόντων. Η γερανογέφυρα με ανυψωτική ικανότητα 10 TN που τοποθετήθηκε δεν είναι αντικείμενο του μηχανικού ωστόσο οι δοκοι στις οποίες κυλίονται αποτελούν ιδιαίτερα και χαρακτηριστικά στοιχεία στα σιδηρά δομικά έργα. Οι δοκοί κυλίσεως που στηρίζονται στα υποστυλώματα έχουν πολλαπλές απαιτήσεις λειτουργικότητας και ευαισθησία σε κόπωση. Η γερανογέφυρα εδράζεται σε ύψος 6,5 μέτρα. Περιμετρικά του κτιρίου τοποθετήθηκαν κατάλληλες βιομηχανικές πόρτες ώστε να μπορούν να εξυπηρετούνται οι ανάγκες της εταιρίας.

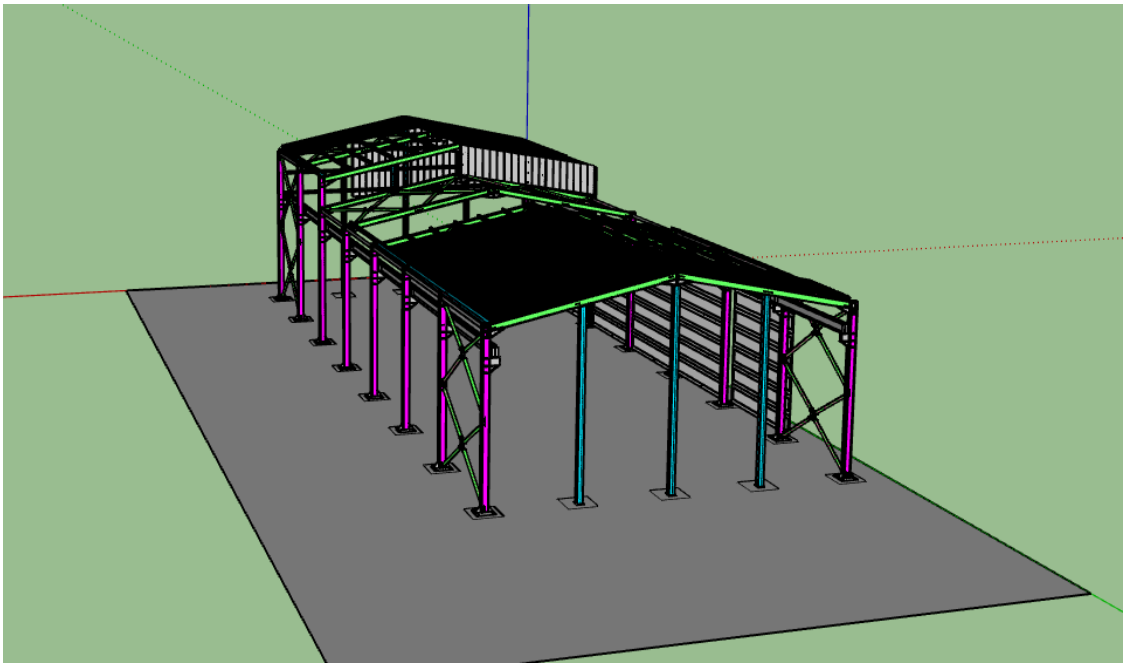


Σχήμα 1.2: δοκός κύλισης

Το τυπικό δίστηλο βιομηχανικό κτίριο αποτελούμενο από ολόσωμα πλαίσια έχει σταθερό άνοιγμα 19 μέτρων. Από την άλλη τρία πλαίσια έχουν ύψος υποστυλωμάτων 11 μέτρα και κορφιά 13 μέτρα ενώ τα υπόλοιπα πέντε πλαίσια έχουν ύψος υποστυλωμάτων 9 μέτρα και ύψος κορφιά 11 μέτρα. Η κλίση των ζυγωμάτων είναι ενιαία 12°.

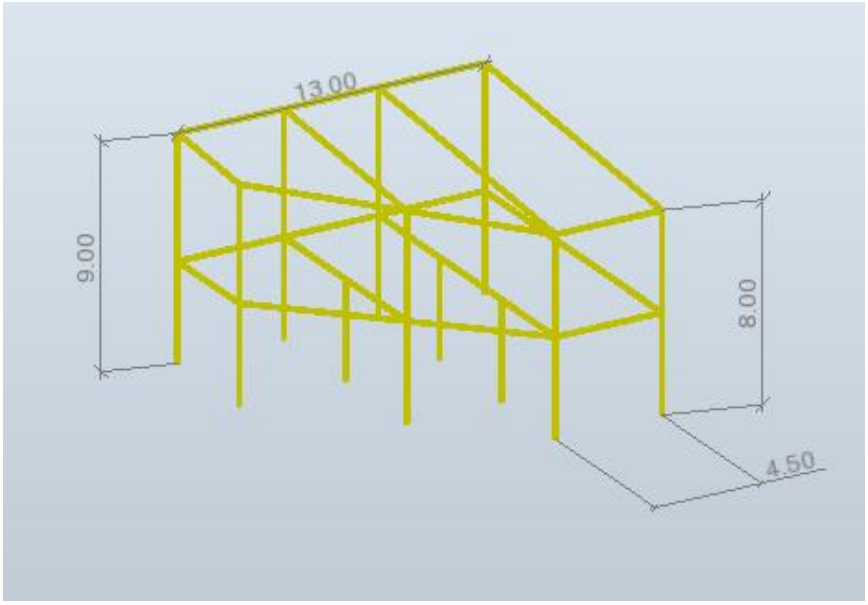


Σχήμα 1.3: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά



Σχήμα 1.4: βιομηχανικό κτίριο

Το διώροφο κτίριο των γραφείων βρίσκεται τα γραφεία της εταιρίας το τεχνικό-μελετητικό τμήμα της εταιρίας. Το κτίριο έχει ιδιαίτερο τριγωνικό σχήμα στο οποίο οι πλευρές έχουν μήκος 13 μέτρα. Το ύψος των υποστυλωμάτων είναι 9 μέτρα ενώ στην άλλη είναι 8 μέτρα, το ζύγωμα έχει κλίση 5°. Για τις δράσεις του άνεμου πραγματοποιήθηκαν διαφορές παραδοχές ώστε να προσεγγίσουμε τα φορτία στα οποία υπόκεινται με βάση τους κανονισμούς. Τα κτίρια μελετήθηκαν ξεχωριστά αφού δεν είναι ενωμένα. Στο σημείο τομής υπολογίστηκε αρμός διαστολής ώστε να είναι ανεξάρτητα.



Σχήμα 1.5: χαρακτηριστικά διώροφου κτιρίου

1.2 Υλικά Κατασκευής

1.2.1 Χάλυβας

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

1.2.2 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Για την έδραση των υποστυλωμάτων και την πλάκα τύπου slim deck έγινε χρήση σκυροδέματος C25/30, με τις εξής χαρακτηριστικές τιμές:

-Μέτρο ελαστικότητας : E=31GPa

-Ειδικό βάρος : $\gamma=25kN/m^3$

-Αντοχή : fck=25MPa

2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

2.1 Γενικά

Ο φορέας σχεδιάστηκε ώστε να συνδυάζει την οικονομική δαπάνη παράλληλα με την ασφαλή παραλαβή όλων των δράσεων και επιδράσεων από το περιβάλλον καθ'όλη την διάρκεια χρήσης της κατασκευής.

Οι δράσεις σχεδιασμού υπολογίζονται με την χρήση του Ευρωκώδικα 1 και το Εθνικό Προσάρτημα προκειμένου να ελεγχθεί σε κατάσταση αστοχίας και σχεδιασμού.

Οι φορτίσεις που καταπονούν τις δυο κατασκευές είναι οι εξής:

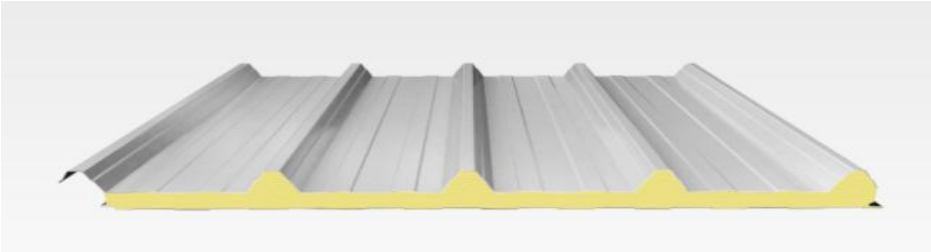
Μόνιμες Δράσεις	Μεταβλητές Δράσεις
• Ίδια Βάρη Κατασκευής	• Κινητά οροφής
• Πρόσθετο φορτίο επικαλύψεων	• Δράσεις ανέμου
• Μηχανολογικό φορτίο (Βιομηχανικό κτίριο)	• Φορτία Χιονιού
	• Θερμοκρασιακές Μεταβολές
	• Σεισμικά Φορτία

2.2 Μόνιμες Δράσεις

Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων (δοκών , υποστυλωμάτων κτλ.) τα οποία υπολογίζονται από το πρόγραμμα ανάλυσης για χάλυβα με ίδιο βάρος 78.5 kN/m^3.

Τα φορτία για τις επιστρώσεις δαπέδου (2,00 kN/m^2), ελαφρά χωρίσματα (1,00)kN/m^2., ψευδοροφές και δίκτυο εγκαταστάσεων (1,50 kN/m^2), συνολικά θα επιβαρύνουν το κτίριο με 3,5 kN/m^2.

Τα θερμομονωτικά πάνελ που θα χρησιμοποιηθούν για της επικαλύψεις της στέγης είναι της εταιρίας DOMOLAM με πάχος 100 mm και βάρος 13,00 Kg/m^2. Αντίστοιχα για την πλαγιοκάλυψη θα χρησιμοποιηθούν πάνελ τοίχου με πάχος 60 mm και βάρος 11,27 Kg/m^2.

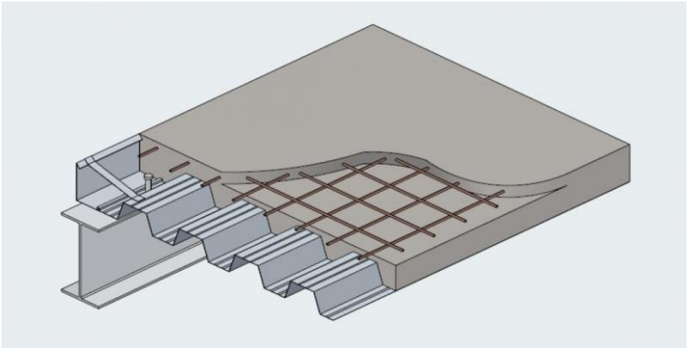


Σχήμα 2.1: θερμομονωτικά πάνελ DOMOLAM

Στην περίμετρο βιομηχανικό κτίριο, τοποθετούνται πόρτες από αλουμίνιο τύπου Crawford 370 της εταιρίας Assa Abloy που προσθέτουν φορτίο 12kg/m^2 στα υποστυλώματα.

Σχήμα 2.2: Αλουμινένια πόρτα Crawford 370

Η πλάκα του διώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα τύπου comflor 100 non-composite, η οποία είναι πλακά slim floors και δεν απαιτεί δευτερεύοντα δοκάρια και δεν συνεργάζεται με τη σιδηροδοκό. Τα χαλυβδόφυλλα των πλακών χωρίς δοκούς έχουν μεγαλύτερο ύψος από τα συνήθη χαλυβδόφυλλα, ενώ το άνοιγμα τους όσο το άνοιγμα των κυρίων δοκών.
Το φορτίο του σκυροδέματος είναι 2,59 kN/m^2 και του χαλυβδόφυλλου είναι 0,14 kN/m^2. Τα πλεονεκτίματα της πλακας είναι η μειωση του μικτου υψους , ελευθερία στον σχεδιασμο των πλακών αφου δεν προβλεπονται δευτερευοντα δοκάρια ,η ευκολη και απλη συναρμολογηση, και η τιμή του.



Σχήμα 2.3: πλάκα slimdeck τύπου comflor 100 non-composite

Βιομηχανικό κτίριο		Διώροφο κτίριο διοίκησης	
➢ Ίδιο βάρος Σιδηροκατασκευής	78,5 kN/m^3	➢ Ίδιο βάρος Σιδηροκατασκευής	78,5 kN/m^3
➢ Πλάγιο Κάλυψη	0,11kN/m^2	➢ Ίδιο βάρος Πλάκας	2,59 kN/m^2
➢ Πάνελ επιστέγασης	0,13 kN/m^2	➢ Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου	0,14kN/m^2
➢ Πόρτα	0,11kN/m^2	➢ Πλάγιο Κάλυψη	0,11kN/m^2
		➢ Πάνελ επιστέγασης	0,13 kN/m^2
		➢ Λοιπά μόνιμα φορτία	3,50 kN/m^2

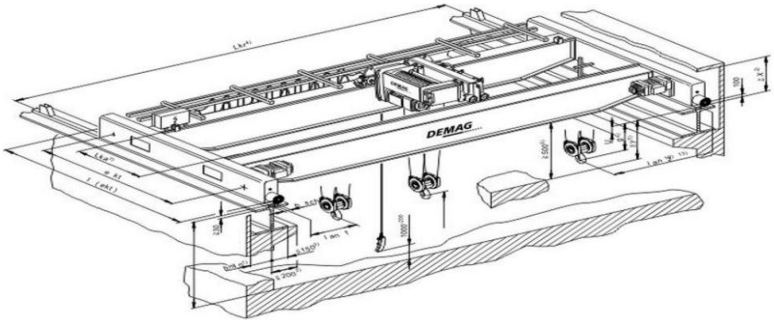
2.3 Κινητά Φορτία

Τα κινητά φορτία λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία και τοποθετούνται με δυσμενή τρόπο. Για την περίπτωση μη βατής στέγης κατηγορίας Η προσδιορίζεται με τιμή 0.5 kN/m^2 από τον Ευρωκώδικα.

Το κινητό φορτίο για το δάπεδο του διώροφου κτιρίου λαμβάνεται 2,00 kN/m^2 όπως προβλέπεται.

2.4 Μηχανολογικός Εξοπλισμός

Το βιομηχανικό κτίριο έχει ως κύρια λειτουργία την επισκευή και κατασκευή μηχανολογικού εξοπλισμού Η επισκευή και η κατασκευή του μηχανολογικού εξοπλισμού απαιτεί εύκολη μετακίνηση μηχανημάτων, εξοπλισμού, ανταλλακτικά και εξαρτήματα πολύ βαριά . Στο πλαίσιο αυτό είναι απαραίτητη η ύπαρξη γερανογέφυρας για την εξυπηρέτηση των αναγκών των χρηστών αλλά και για την εκπλήρωση του σκοπού της κατασκευής. Επιλέγεται γερανογέφυρα με φορείο της εταιρίας ABUS.



Σχήμα 2.3: τυπική διάταξη γερανογέφυρας

Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν με τυποποιημένες διαστάσεις ανάλογα με τις ανάγκες που απαιτούνται δηλαδή την ανυψωτική ικανότητα και το άνοιγμα του κτιρίου. Η γερανογέφυρα δεν αποτελεί μελέτη του πολιτικού μηχανικού, ωστόσο η γερανογέφυρα εδράζεται στις δοκούς κύλισης όπου και κυλιούνται οι τροχοί της. Οι δοκοί κύλισης αποτελούν ιδιαίτερα και χαρακτηριστικά στοιχεία στις σιδηρές κατασκευές και έχουν απαιτήσεις λειτουργικότητας και ευαίσθητα έναντι κόπωσης.

Συγχρόνως η φέρουσα ικανότητα της γερανογέφυρας, το ίδιο βάρος της και το ίδιο βάρος του φορείου αποτελούν σημαντικές δράσεις για την κατασκευή μας. Παρακάτω παρατίθενται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γερανογέφυρας.

Βασικά λειτουργικά δεδομένα για τον σχεδιασμό της γερανογέφυρας είναι η ανώτερη στάθμη του άγκιστρου, η ανυψωτική ικανότητα της γερανογέφυρας, και το άνοιγμα της. Τα μεγέθη αυτά καθορίζονται από την λειτουργία του κτιρίου και εξαρτάται από το μέγεθος των διακινούμενων προϊόντων και τα αρχιτεκτονικά δεδομένα.

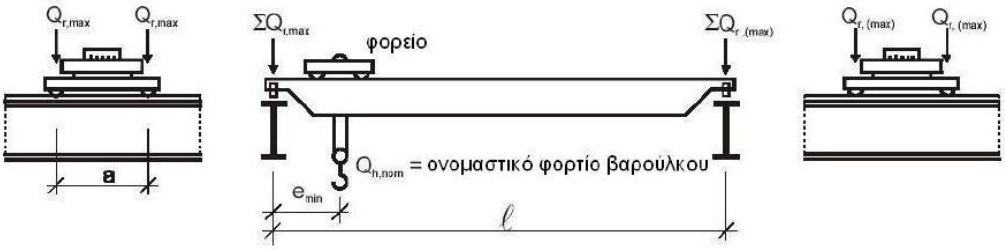
ΑΝΟΙΓΜΑ	19,00 m	ΑΝΥΨΩΤΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ	100kN
ΒΑΡΟΣ	5390 Kg	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΝΥΨΩΣΗΣ	6,00 m/min
ΒΑΡΟΣ ΦΟΡΕΙΟΥ	1100 Kg	ΑΚΡΑΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ	1000 mm
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΡΟΧΩΝ	2500 mm	ΑΝΟΙΓΜΑ ΑΜΦΙΕΣΡΕΙΣΤΗΣ	7,00 m
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΝΥΨΩΣΗΣ	HC2	ΥΨΟΣ	6,00 m

Πίνακας 2.1: Δεδομένα γερανογέφυρας

Τα φορτία επί των δοκών κύλισης προέρχονται κατά κύριο λόγο από την ύπαρξη και την λειτουργία της γερανογέφυρας. Διακρίνονται σε κατακόρυφα και οριζόντια φορτία που μεταφέρονται από την δοκό κύλισης στα υποστυλώματα και μεταφέρονται στο έδαφος. Η επιβολή των φορτίων στη δοκό κύλισης γίνεται με δυναμικό τρόπο.

- Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία επί των δοκών κυλίσεως οφείλονται στο ανυψούμενο φορτίο, το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και το βάρος του βαρουλκοφορείο. Το βαρουλκοφορείο και εν συνεχεία και το ανυψούμενο φορτίο μετακινούνται στον άξονα της γερανογέφυρας, ανάλογα με τη θέση που βρίσκεται προκαλεί αντίστοιχες δράσεις. Η θέση της λαμβάνεται αυτή ώστε να προκαλεί μέγιστες δράσεις, ενώ στην απέναντι τροχιά προκαλούνται οι ελάχιστες δράσεις. Επιπλέον το συνολικό φορτίο κάθε φορείου θεωρείται ότι επιμερίζεται εξ' ίσου και στους 2 τροχούς.



Σχήμα 2.3: Κατακόρυφα Φορτία

- Οριζόντια φορτία

Τα οριζόντια φορτία που ασκούνται επί της δοκού κύλισης από την γερανογέφυρα προκαλούνται αφ ενός από την επιτάχυνση και επιβράδυνση κατά την εκκίνηση και την τροχοπέδηση της ως αποτέλεσμα της κινητήριας δύναμης στην διεπιφάνεια μεταξύ τροχών και τροχιάς κύλισης, και αφετέρου από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας ως προς της τροχιές.

Πιο συγκεκριμένα κατά της επιτάχυνση ή επιβράδυνση η κινητήρια δύναμη K ασκείται στον άξονα κίνησης, ενώ κατά κανόνα το κέντρο βάρους S του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα και αναρτημένο φορτίο) απέχει του άξονα αυτού απόσταση ίση με l_s. Η προκύπτουσα στρεπτική ροπή εξισορροπείται από ζεύγη εγκάρσιων δυνάμεων H_T που αναπτύσσονται μεταξύ τροχών και τροχιών.

Συγχρόνως ασκούνται και κατά μήκος δυνάμεις H_L. Επιπρόσθετα, λογω της ανοχής μεταξύ τροχιάς και τροχού και της μικρής απόκλισης που μπορεί σε διαφορές θέσεις να προκύψουν στον στιγμιαίο άξονα κίνησης αναπτύσσονται σχετικές οριζόντιες δυνάμεις (skewing forces). Αυτό εξαρτάται από τη σχετική θέση των μέσων καθοδήγησης τα οποία αποβλέπουν την ευθυγράμμιση των τροχών με την τροχιά, συνήθως ρουλεμάν-ένσφαιρους τριβείς, και τον τρόπο κίνησης των τροχών.

Δυναμικοί συντελεστές	**Επιρροές που πρέπει να ληφθούν υπόψη**	**Εφαρμογή**
φ_1	Δυναμική διέγερση της γερανογέφυρας λόγω της ανύψωσης του φορτίου από το έδαφος.	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας
φ_2/ φ_3	Δυναμική επιρροή κατά τη μεταφορά του ανυψούμενου φορτίου από το έδαφος στη γερανογέφυρα.	Ανυψούμενο φορτίο
φ_4	Δυναμική επιρροή κατά την απότομη απόθεση του αναρτημένου φορτίου εάν χρησιμοποιούνται αρπάγες ή μαγνήτες.	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο
φ_5	Δυναμικές επιρροές εισαγόμενες κατά τη μετακίνηση επί συστημάτων τροχών ή επί δοκών.	Οριζόντιες δυνάμεις
φ_6	Δυναμική επιρροή οφειλόμενη στις δυνάμεις προώθησης.	Δοκιμαστικό φορτίο
φ_7	Δυναμική επιρροή δοκιμαστικού φορτίου όταν αυτό κινείται κατά τον τρόπο με τον οποίο χρησιμοποιείται η γερανογέφυρα.	Δυνάμεις επί των διατάξεων τέρματος στα άκρα των τροχιών

Πίνακας 2.2: Δυναμικοί προσαυξητικοί Συντελεστές

Ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων λαμβάνεται υπόψη μέσω της στατικής επίλυσης των δυναμικών δράσεων με τους κατάλληλους προσαυξητικούς συντελεστές. Οι παραπάνω αναφερόμενοι δυναμικοί συντελεστές είναι οι Φ_1, Φ_2, Φ_3, Φ_4, Φ_5, Φ_6, Φ_7.

Οι τιμές των δυναμικών συντελεστών είναι οι παρακάτω:

φ_1	Φ_2	Φ_3	Φ_4	Φ_5
1,1	1,130	1,00	1,00	1,50

Πίνακας 4.3: Τιμές Δυναμικών Συντελεστών

Παρακάτω έχουμε συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των οριζόντιων και κατακόρυφων δράσεων σε κατάσταση λειτουργικότητας και σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

Κατακόρυφα φορτία			**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας	Qr^{min}	20,57	20,57	18,3	18,3	18,3
			27,61	27,61	25,2	25,2	*25,2*

		Qr^{min}	15,19	15,19	13,8	13,8	13,8
			20,4	20,4	18,6	18,6	18,6
	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο	Qr^{max}	73,93	67,8	-	65,92	65,92
			99,8	91,5	-	89,0	89,0
		Qr^{max}	18,33	17,9	-	16,6	16,6
			24,75	24,2	-	22,41	22,41
Οριζόντια Φορτία	**Επιτάχυνση και Επιβράδυνση Γερανογέφυρας**	HL,1	4,14	4,14	4,14	4,14	-
			5,6	5,6	5,6	5,6	-
		HL,2	4,14	4,14	4,14	4,14	-
			5,6	5,6	5,6	5,6	-
		HT,1	2,16	2,16	2,16	2,16	-
			2,92	2,92	2,92	2,92	-
		HT,2	8,64	8,64	8,64	8,64	-
			11,66	11,66	11,66	11,66	-
	Παράγωγη (Λοξή) κίνηση της γερανογέφυρας	Hs,1T	-	-	-	-	15,83
			-	-	-	-	21.37
		Hs,2T	-	-	-	-	15,82
			-	-	-	-	21,36

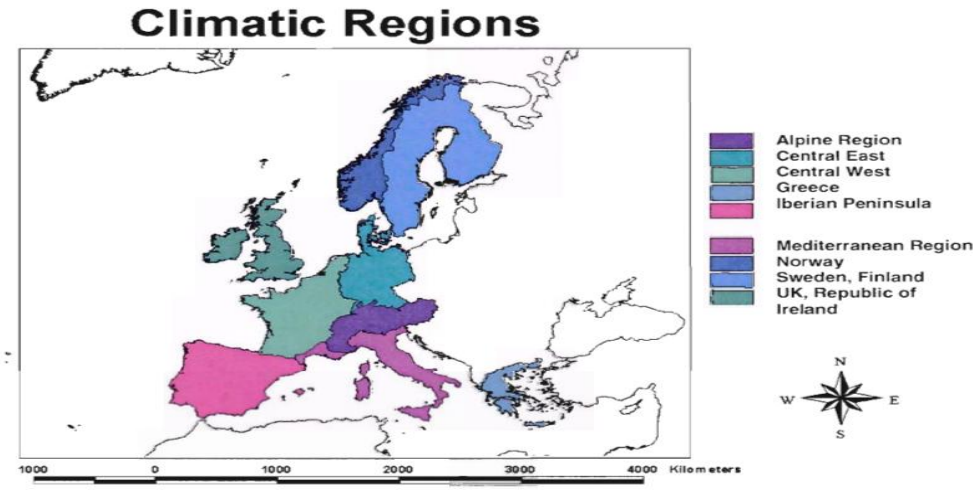
Πίνακας 2.3: Συγκεντρωτικά οι δυνάμεις της γερανογέφυρας

2.5 Δράσεις Χιονιού

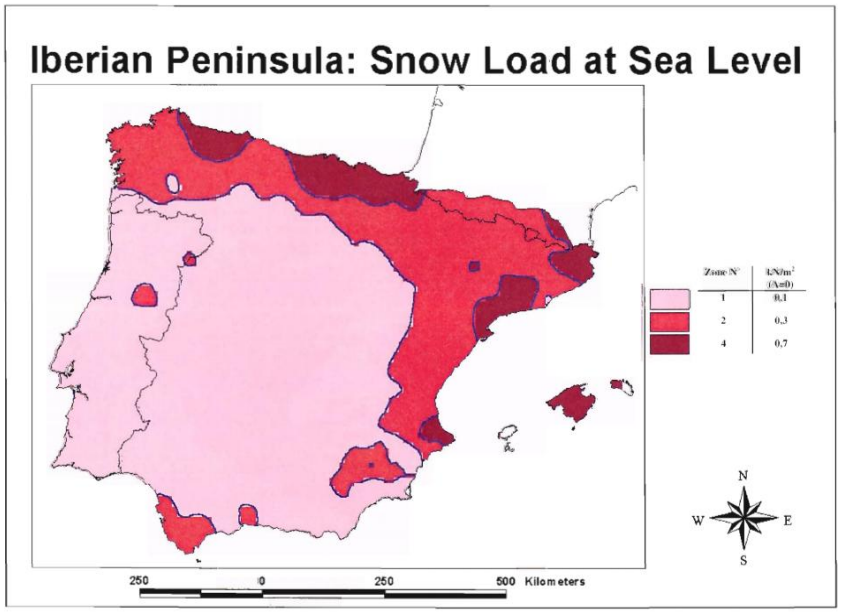
2.5.1 Γενικά

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις το Ευρωκώδικα EN 1991-1-3. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. η δράση του χιονιού θεωρείται ότι εξασκείται στις στέγες της κατασκευής. Το φορτίο του χιονιού αποτελείται από το ίδιο βάρος του χιονιού το οποίο και έχει συσσωρευτεί ή έχει προκύψει από παράσυρση.

Το φορτίο χιονιού στη στέγη (S) προκύπτει από το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος (S_k), το οποίο στην συνέχεια τροποποιείται με μια σειρά συντελεστών που λαμβάνουν υπόψη τους την διαφοροποίηση του φορτίου στην στέγη (μ_i), την έκθεση της στέγης σε καιρικά φαινόμενα (C_e), την επίδραση της θερμοκρασίας στην συσσώρευση του χιονιού στην στέγη (C_t). Αρχικά υπολογίζεται η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου *A* (στην περίπτωση μας *A*=550m), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία. Με βάση τα παρακάτω υπολογίστηκε η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού. S_k= 0,6 kN/m^2.



Σχήμα 2.4: Γεωγραφικός χάρτης Ευρωκώδικα για φορτία χιονιού



Σχήμα 2.5: Γεωγραφικός χάρτης Ισπανίας με ζώνες φορτίου χιονιού

Table C.1. Altitude - Snow Load Relationships

Climatic Region	*Expression*
Alpine Region	$s_k=(0{,}642Z+0{,}009)\left[1+\left(\frac{A}{728}\right)^2\right]$
Central East	$s_k=(0{,}264Z-0{,}002)\left[1+\left(\frac{A}{256}\right)^2\right]$
Greece	$s_k=(0{,}420Z-0{,}030)\left[1+\left(\frac{A}{917}\right)^2\right]$
Iberian Peninsula	$s_k=(0{,}190Z-0{,}095)\left[1+\left(\frac{A}{524}\right)^2\right]$
Mediterranean Region	$s_k=(0{,}498Z-0{,}209)\left[1+\left(\frac{A}{452}\right)^2\right]$
Central West	$s_k=0{,}164Z-0{,}082+\frac{A}{966}$
Sweden, Finland	$s_k=0{,}790Z+0{,}375+\frac{A}{336}$
UK, Republic of Ireland	$s_k=0{,}140Z-0{,}1+\frac{A}{501}$

Πίνακας 2.5 Φορτία Χιονιού για περιοχές της Ευρώπης

Για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού στην στέγη πρέπει να υπολογισθούν οι εξής συντελεστές που διαμορφώνουν τον συντελεστή στην στέγη:

- **Συντελεστής έκθεσης C_e**

Η έκθεση μιας κατασκευής στην δράση του ανέμου λαμβάνεται υπόψιν από τον Ευρωκώδικα, όπου εισάγεται ο συντελεστής C_e, και λαμβάνεται γενικά με 1 εκτός αν η κατασκευή είναι προφυλαγμένη ή εκτεθειμένη. Ο συντελεστής C_e λαμβάνει επίσης την μελλοντική εξέλιξη μια περιοχή όπου μπορούν να αλλάξουν η συνθήκες. Στην περίπτωση μας από Πίνακα 5.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3 και για κανονικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά, προκύπτει: C_e =1.00.

- **Θερμικός συντελεστής C_t**

Ο θερμικός συντελεστής εκφράζει την διάδοση της θερμότητας διάμεσου μιας μη μεμονωμένης στέγης που επηρεάζει την συσσώρευση χιονιού στη στέγη. Ο θερμικός συντελεστής λαμβάνεται γενικώς ίσος με 1, εκτός από ορισμένες περιπτώσεις γυάλινων στεγών όπου το χιόνι λιώνει λόγω απωλειών θερμότητας.

Στην προκειμένη περίπτωση λαμβάνεται: C_t =1.00

- **Συντελεστής σχήματος (μ_i)**

Οι συντελεστές σχήματος της στέγης χρησιμοποιούνται για την αναγωγή από το φορτίο χιονιού στο έδαφος στο φορτίο χιονιού στη στέγη. Γενικά το φορτίο χιονιού στην στέγη εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως το σχήμα και κλίση της στέγης, σε στέγες με κλίση 60° το χιόνι δεν μπορεί να παραμείνει στη στέγη, την τραχύτητα της επιφάνειας της στέγης, την γειτνίαση από υψηλότερα κτίρια, την τοπογραφία της περιοχής και άλλα.

Επιπλέον από της τυπικές φορτίσεις λαμβάνονται υπόψη τοπικά φαινόμενα. Οι τοπικές δράσεις προκαλούνται από χιόνι προεξέχον από την άκρη της στέγης και συσσώρευση χιονιού σε προεξοχές, εμπόδια, φράχτες. Στην περίπτωση μας δεν λαμβάνουμε υπόψη κάποιες τοπικές δράσεις.

Ο Ευρωκώδικα προβλέπει στην περίπτωση δίκλινης στέγης με ίδια κλίση στέγης τρεις περιπτώσεις φορτίσεων οι οποίες και θα εφαρμοστούν στην περίπτωση της κατασκευή μας.

2.5.2 Δίκλινη Στέγη

Στη περίπτωση της **δίκλινης στέγης** με γωνία στέγης α=12° και της μονόκλινης στέγης, προκύπτει $\mu_1 = \mu_2 = 0{,}8$.

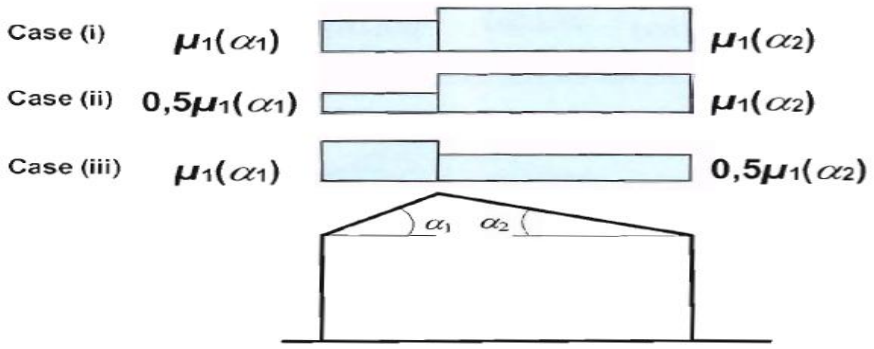
Γωνία κλίσης της στέγης α(°)	Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού μ_i	Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού μ_2
0°≤α≤15°	0,8	0,8

Πίνακας 2.4: Τιμές για συντελεστές μ_i

Τελικά το φορτίο χιονιού ισούται με:

$S=0{,}48 kN/m^2 \cong 0{,}5\ kN/m^2$

Άρα τελικά θα έχουμε τις εξής περιπτώσεις φορτίσεις στη κατασκευή μας, όπου οι αριθμοί 1 και 2 χαρακτηρίζουν την περιοχή της στέγης αριστερά και δεξιά του κορφιά.



Σχήμα 2.6: Τρόπος φόρτισης δίκλινης στέγης

$S=\mu_i C_e C_t S_k$ **Σχέση 2.1**

i) για φόρτιση 1 έχουμε $S_1=0{,}50\ kN/m^2$ και $S_2=0{,}25\ kN/m^2$

ii) για φόρτιση 2 έχουμε $S_1=0{,}25\ kN/m^2$ και $S_2=0{,}50\ kN/m^2$

iii) για φόρτιση 3 έχουμε $S_1=0{,}50\ kN/m^2$ και $S_2=0{,}50\ kN/m^2$

Επιπλέον πρέπει να ληφθούν τα φορτία από παρασυρση τα οποία υπολογίζονται παρακάτω:

$\mu_1=0{,}8$

$\mu_2=\mu_s+\mu_\omega=3{,}3\ kN/m^2 > \mu_1=0{,}8$ για α<15° ισούται με $\mu_s=0$

$\mu_\omega=(b_1+b_2/2h)<\gamma\cdot h/S_k$ 3.375<13,33 οπου, $\gamma=2{,}0 kN/m^3$, πυκνότητα χιονιού. Αλλά ισχύει περιορισμός για στέγες με μικρές κλίσεις $0.8<\mu_\omega<2$ τότε $\mu_\omega=2{,}0 kN/m^3$

$L_s=2\cdot h=2\cdot 4=8\ m<15$ 5 m < 8 m<15 m

2.5.3 Μονόκλινη Στέγη

- Στην περίπτωση **μονόκλινης στέγης** για γωνία α<15° προκύπτει μ1= 0,8. Και το φορτίο χιονιού ισούται με:

  $S=0,48kN/m^2 \cong 0,5\ kN/m^2$

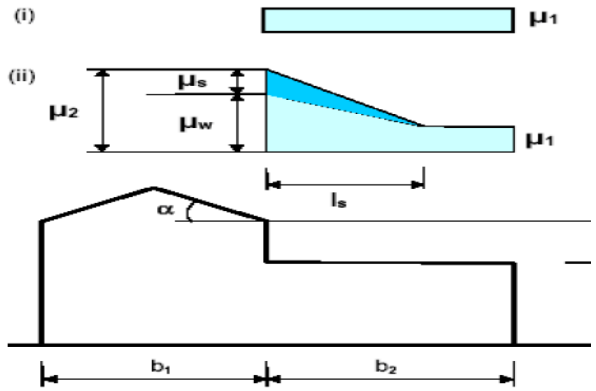
Επιπλέον από της τυπικές φορτίσεις λαμβάνονται υπόψιν τοπικά φαινόμενα. Στην περίπτωση μας λαμβάνουμε υπόψιν τοπικές δράσεις λόγω παράσυρσης με 2.00 kN/m2.

$\mu_1=0,8$

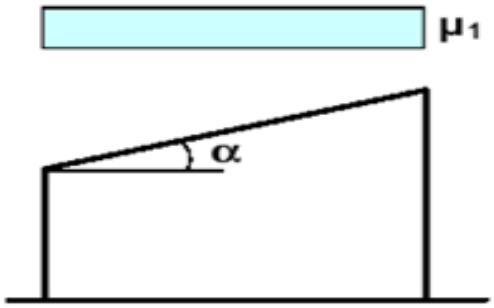
$\mu_2= \mu_s+ \mu_\omega=3,3\ kN/m^2 >\mu_1=0,8$ — για α<15° ισούται με $\mu_s=0$

$\mu_\omega=(b_1+b_2/2h)<\gamma\cdot h/S_k$ — 3.375<13,33 οπου, $\gamma=2,0kN/m^3$, πυκνότητα χιονιού. Αλλά ισχύει περιορισμός για στέγες με μικρές κλίσεις $0.8<\mu_\omega<2$ τότε $\mu_\omega=2,0kN/m^3$

$L_s=2\cdot h=2\cdot 4=\ 8\ m<15$ — 5 m < 8 m<15 m



Σχήμα 2.2: Τοπικά φαινόμενα χιονόπτωσης



Σχήμα 2.2: Τρόπος φόρτισης για μονοκλινή στέγη

2.6 Δράσεις Ανέμου

2.6.1 Γενικά

Οι δράσεις άνεμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και σε πολλές μεταλλικές κατασκευές αποτελούν τη βασική φόρτιση σχεδιασμού. Προσδιορίζονται συμφώνα με διατάξεις του Ευρωκώδικα] EN 1991-1-4 οπου καθορίζεται η πίεση που αναπτύσσεται λογω της ανάσχεσης της ροής του άνεμου και τις επιφάνειες πίεσης στην κατασκευή. Βασικές παράμετροι για τον υπολογισμό της πίεσης είναι ο υπολογισμός είναι η βασική ταχύτητα του άνεμου και η πίεση ταχύτητας αιχμής.

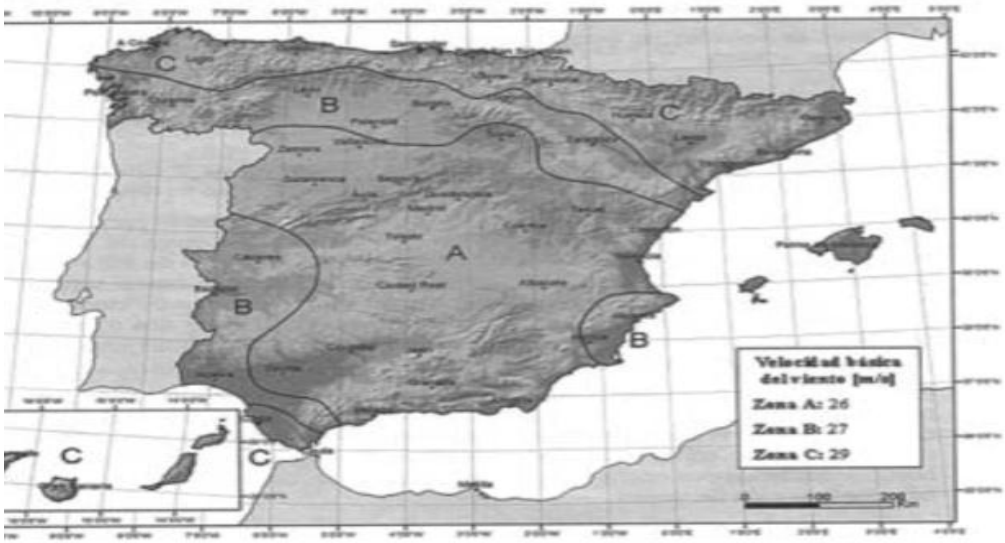
- Υπολογισμός βασικής ταχύτητας άνεμου v_b

$v_b=c_{dir}\cdot c_{season}\cdot v_{b,0}$ **Σχέση 2.2**

$v_{b,0}$ Θεμελιώδη βασική ταχύτητα του άνεμου, η οποία δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα, οπου λαμβάνεται $v_{b,0}$= 26 m/sec (Zona 1, Macael Almeria)

c_{dir} Συντελεστής διεύθυνσης του θεωρούμενου άνεμου (επικρατούντες άνεμοι), λαμβάνεται 1.

c_{season} Εποχικός συντελεστής του έτους που λαμβάνεται 1 (εποχικοί άνεμοι).



. Figura D.1. del CTE-2006 [4] con el valor básico de la velocidad del viento v_b.

Σχήμα 2.7: Χάρτης με θεμελιώδη βασική ταχύτητα $v_{b,0}$

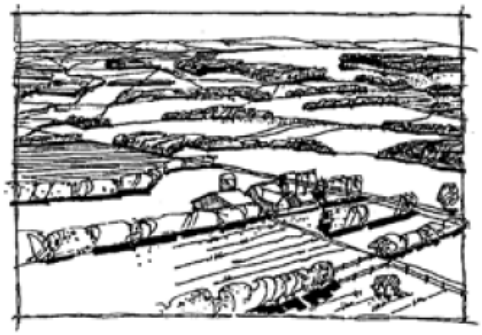
Συνεπώς προκύπτει: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 26$ m/sec

Κατηγορία εδάφους που καθορίζεται από τη περιοχή στην οποία βρίσκεται το κτίριο:

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

Πίνακας 2.6

Η περιοχή οπου θα κατασκευαστεί η περιοχή είναι κατηγορίας εδάφους ΙΙΙ, οπότε z_0=0,05m και z_{min}=2m.



Κατηγορία εδάφους ΙΙ

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

Πίνακας 2.7

- **Υπολογισμός πίεσης αιχμής Q_p**

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

$$Q_p = (1 + 7* I_v(z))*0.5*\rho* v_m(z)^2$$ **Σχέση 2.3**

Οπου,

ρ	: η πυκνότητα του αέρα και λαμβάνεται ίση με 0,00125 Mg/m^3
$I_v(z)$	: η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z
$v_m(z)$	: η μέση ταχύτητα του ανέμου και υπολογίζεται από τη σχέση

Οπου η ένταση στροβιλισμού προσδιορίζεται από:

$I_v(z) = k_i /[c_0(z) \ln(z/z_0)]$ Για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$=200m

$I_v(z) = I_v(Z_{min})$ $Z \leq Z_{min}$

Σχέση 2.4

η ένταση στροβιλισμού προσδιορίζεται από:

$I_v(z) = k_i /[c_0(z) \ln(z/z_0)]$ Για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$=200m

$I_v(z) = I_v(Z_{min})$ $Z \leq Z_{min}$

Σχέση 2.5

Ενώ η μέση ταχύτητα του άνεμου υπολογίζεται από:

$$V_m(z) = C_r(z) * C_o(z) * V_b$$ **Σχέση 2.6**

Όπου,

$C_r(z)$	ο συντελεστής τραχύτητας
$C_o(z)$:	ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης και λαμβάνεται ίσος με 1,00 (προτεινόμενη τιμή) καθώς δεν υπάρχουν περαιτέρω στοιχεία για το ανάγλυφο του εδάφους

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$C_r(Z) = K_r \ln (Z_e/Z_0)$ $\quad Z_{min} \leq Z \leq Z_{max}$

$C_r(Z) = C_r(Z_{min})$ $\quad Z \leq Z_{min}$ **Σχέση 2.7**

όπου,

K_r: ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από τη σχέση:

$Kr = 0,19 * [Z_0/Z_{0,II}]^{0,07}$ **Σχέση 2.8**

- **Συντελεστές Εξωτερικής Πίεσης**

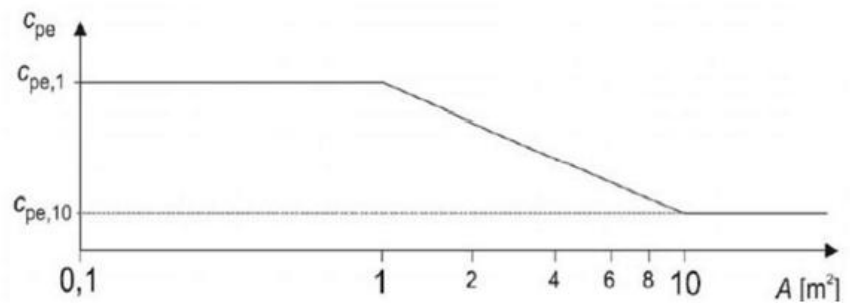
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φωτιζόμενης επιφάνειας A για δύο χαρακτηριστικές τιμές, για $1m^2$ και για $10m^2$. Ως φωτιζόμενη επιφάνεια, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση του ανέμου.

Στο Σχήμα 2.5 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φωτιζόμενης επιφάνειας και οι τιμές που προκύπτουν για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης είναι:

$c_{pe}=c_{pe,1}$ για $A \leq 1m^2$

$c_{pe}=c_{pe,1}+(c_{pe,10}-c_{pe,1}) \cdot \log A$ για $1m^2 < A < 10m^2$ **Σχέση 2.9**

$c_{pe}=c_{pe,10}$ για $A \geq 10m^2$



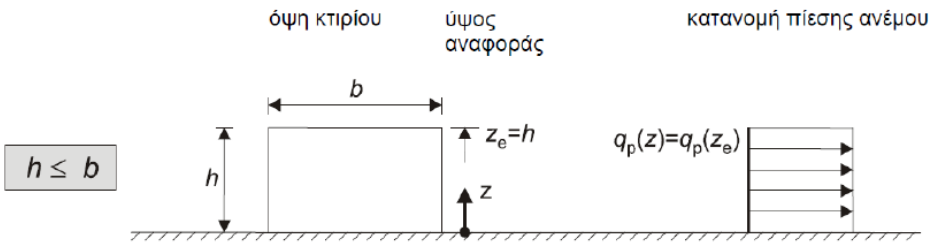
Σχήμα 2.8

- **Πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους με ορθογωνική κάτοψη**

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς Z_e για τους προσήνεμους τοίχους εξαρτάται από τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου.

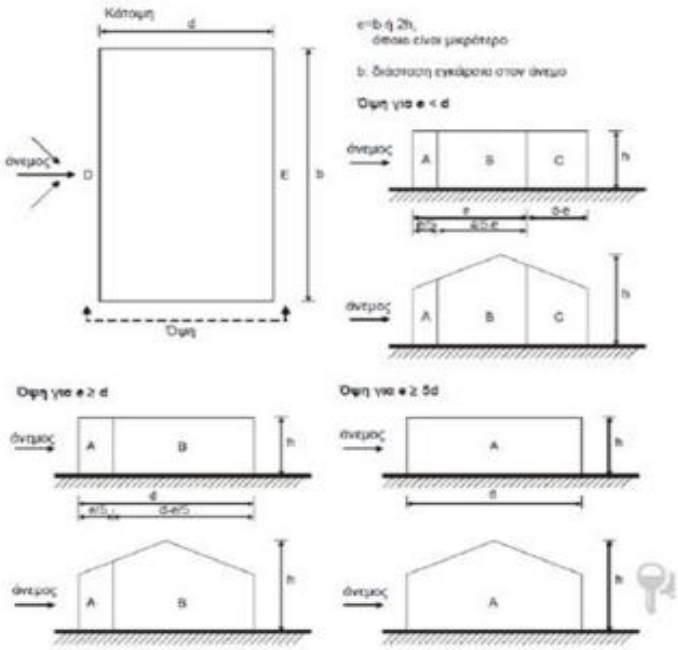
h ≤ b	λαμβάνεται ως ένα τμήμα με Ze=h.
b < h ≤ 2b	το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος z_e=b για το χαμηλότερο και z_e=h για το υπερκείμενο.
h > 2b	το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος z_e=b, το υψηλότερο έχει ύψος z_e=h,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

Πίνακας 2.8: Ύψος Αναφοράς



Σχήμα 2.9

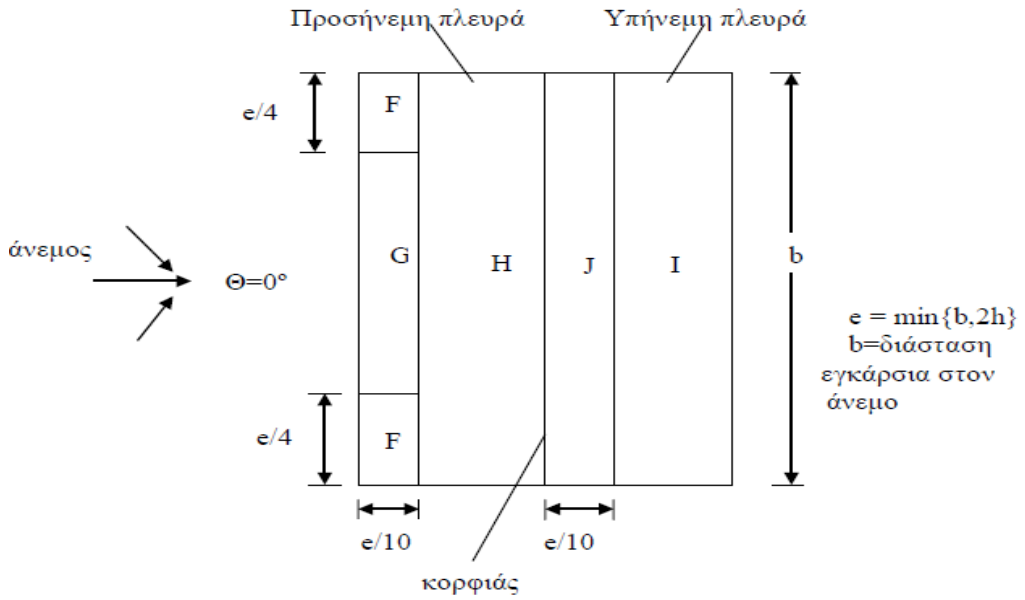
Στους υπήνεμους και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτιρίου.



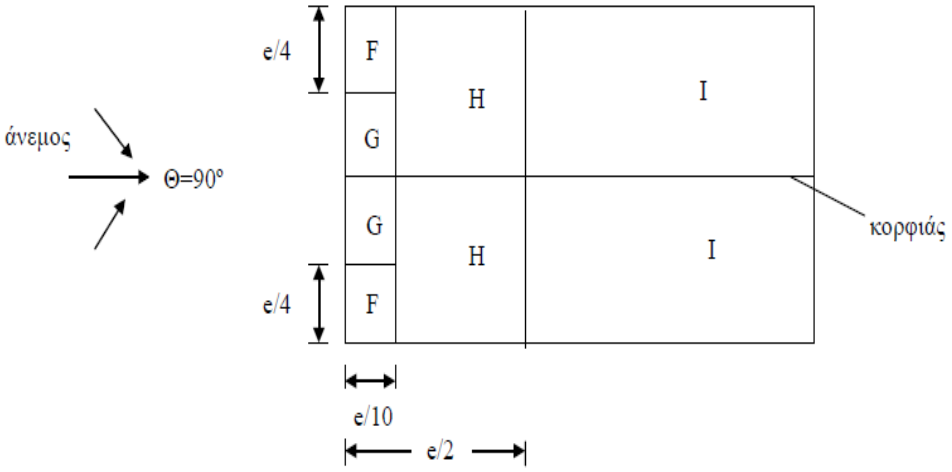
Σχήμα 2.10

- **Πιέσεις σε κεκλιμένες στέγες**

Οι πιέσεις καθορίζονται από τις διαστάσεις της κατασκευής και την κλίση της στέγης για τα οποία ο Ευρωκώδικας παρέχει αντίστοιχους συντελεστές που καθορίζουν την καταπόνηση του ανέμου σε διάφορες φορτικές επιφάνειες.



Σχήμα 2.11



Σχήμα 2.12

– **Εξωτερική πίεση**

Η εξωτερική πίεση του ανέμου προκύπτει από τη παρακάτω σχέση :

$W_e = q_p(Z_e) \times C_{pe}$ **Σχέση 2.10**

Οπου το ύψος αναφοράς της πίεσης αιχμής (Z_e) και η πίεση αιχμής.

- **Εσωτερική πίεση**

Η εσωτερική πίεση δρα στις κατασκευές ταυτόχρονα με την εξωτερική και

πρέπει να υπολογίζεται για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος των ανοιγμάτων αλλά και την κατανομή τους στην συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} για την κατασκευή μας να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές, με τιμές +0,2 & -0,3 .

2.6.2 Βιομηχανικό Κτίριο

Ο προσδιορισμός των πιέσεων του ανέμου θα πραγματοποιηθεί σε 3 διευθύνσεις εξαιτίας της τοπογραφίας και τις πιθανές ανεμοπιέσεις που μπορεί να καταπονήσει διάφορα τμήματα. Οι διευθύνσεις που θα αναλυθούν είναι:

i. θ=0° κατά τον άξονα +Y

ii. θ=90° κατά τον άξονα -X

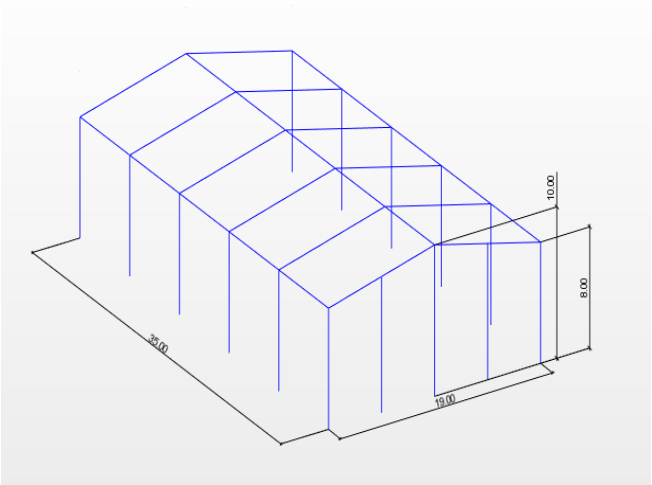
iii. θ=270° κατά τον άξονα +X

Η διεύθυνση θ=180° κατά τον άξονα -Y δεν αναλύεται γιατί το κτίριο είναι προστατευμένο λόγω της πλαγιάς. Ενώ κατά την διεύθυνση θ=270° αναλύεται σαν ενιαίο κτίριο παρά την υψομετρική διαφορά και πραγματοποιούνται παραδοχές για την προσέγγιση των φορτίων.

Η κατασκευή θα χωριστεί σε δυο τμήματα λογω υψομετρικής διαφοράς που έχει η κατασκευή ώστε να τις προσομοιάσουμε στα τυπικά μοντέλα που μας παρέχονται από τους κανονισμους.

θ=0° κατά τον άξονα +Y

– **ΤΜΗΜΑ Α**

$v_b=c_{dir}\cdot c_{season}\cdot v_{b,0}$	$v_b=26\ ^{m}/_{sec}$	
Z_e	10 m	
$C_r(Z) = K_r \ln (Z_e/Z_0)$	1,0067	
Zo (m)	0,05	
Zmin (m)	2	
$c_0(z)$	1,00	
k_i	1,00	
$Vm = V_b * C_r * C_o$	26,1737	
$I_v(z) = k_i /[\ln(z/z_0)]$	0,18874	
$Q_p = (1 + 7* I_v(z))*0.5*\rho* v_m(z)^2$	0,9938	

Πίνακας 2.9: Δεδομένα ανέμου για τμήμα Α

-Χαρακτηριστικά Ανέμου Κατασκευής

μέγιστο ύψος κτιρίου $h_{,max}$ (m)	10,00 m
ύψος άκρου κτιρίου h(m)	8,00 m
Κλίση στέγης α(deg)	12°
Μήκος πλευράς παράλληλης στον κορφιά b (m)	35
Μήκος πλευράς κάθετης στον κορφιά d (m)	19

Πίνακας: 4.4 Συγκεντρωτικά οι δυνάμεις της γερανογέφυρας

-Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

h/d	$C_{pe,A}$	$C_{pe,B}$	$C_{pe,D}$	$C_{pe,E}$
1	-1,2	-0,8	0,8	-0,5
0,526	-1,20	-0,80	0,737	-0,374
0,25	-1,2	-0,8	0,7	-0,3

Πίνακας 2.10

-Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Τελικές εξωτερικές πίεσης με το άθροισμα +0,2 και -0,3 σε πλέον δυσμενείς συνθήκες λόγω υποπιέσης.

$W_{i,}$	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,D}$	$W_{e,E}$
+0,2	-0,993	-0,595	0,9324	-0,172

Πίνακας 2.11

$W_{i,}$	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,D}$	$W_{e,E}$
-0,3	-1,4925	-1,095	0,4324	-0,6716

Πίνακας 2.12

-Πιέσεις επιφανειών της στέγης

Κλίση στέγης α	$C_{pe,F}$	$C_{pe,G}$	$C_{pe,H}$	$C_{pe,I}$	$C_{pe,J}$
5°	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	-0,60
	+0,0	+0,0	+0,0	-	-0,6
12°	-1,149	-0,924	-0,393	-0,462	-0,876
	0,138	0,138	0,138	0,00	-0,187
15°	-0,90	-0,80	-0,30	-0,40	-1,00
	+0,2	+0,2	+0,2	+0,0	+0,0

Πίνακας 2.13

-Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Στην περίπτωση που Θ=0º, δίνονται και οι θετικές και οι αρνητικές τιμές μιας και η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα μεταξύ τους για γωνίες κλίσης α = -5º έ ως α = + 45º. Γ ια αυτές τις στέγες γίνονται τέσσερις διαφορετικές παραδοχές, κατά τις οποίες οι μικρότερες ή οι μεγαλύτερες τιμές των επιφανειών F,G και H συνδυάζονται με τις μικρότερες ή τις μεγαλύτερες τιμές των επιφανειών I και J.Η ανάμιξή των θετικών και των αρνητικών τιμών στην ίδια επιφάνεια δεν επιτρέπεται. Η πίεση αιχμής είναι Q_p=0,9938 για την συγκεκριμένη κατασκευή. Ενώ παρακάτω έχουμε τις εξωτερικές πιέσεις.

ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$	$W_{e,I}$	$W_{e,J}$
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 1	-1,14	-0,92	-0,39	0,00	-0,19
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 2	0,14	0,14	0,14	-0,46	-0,87
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 3	-1,14	-0,92	-0,39	-0,46	-0,87
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 4	0,14	0,14	0,14	0,00	-0,19

Πίνακας 2.14

Τελικές εξωτερικές πίεσης με το άθροισμα +0,2 και -0,3 σε δυσμενείς συνθήκες λόγω υποθέσεων

ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ	**ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ**	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$	$W_{e,I}$	$W_{e,J}$
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 1	0,2	-0,94	-0,72	-0,19	-0,26	-0,67
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 2		-0,94	-0,72	-0,19	0,20	0,01
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 3		0,34	0,34	0,34	-0,26	-0,67
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 4		0,34	0,34	0,34	0,20	0,01

Πίνακας 2.15 Τελικές εξωτερικές πίεσης με +0,2

ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ	**ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ**	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$	$W_{e,I}$	$W_{e,J}$
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 1	-0,3	-1,44	-1,22	-0,69	-0,76	-1,17
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 2		-1,44	-1,22	-0,69	-0,30	-0,49
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 3		-0,16	-0,16	-0,16	-0,76	-1,17
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 4		-0,16	-0,16	-0,16	-0,30	-0,49

Πίνακας 2.16 Τελικές εξωτερικές πίεσης με -0,3

θ=90° κατά τον άξονα –X

-Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

h/d	$C_{pe,A}$	$C_{pe,B}$	$C_{pe,C}$	$C_{pe,D}$	$C_{pe,E}$
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
0,286	-0,800	-0,800	-0,500	0,705	-0,310
0,25	-1,2	-0,8	-0.50	+0,7	-0,3

Πίνακας 2.17

-Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Παρακάτω έχουμε τις εξωτερικές πιέσεις:

Τελικές εξωτερικές πίεσης με το άθροισμα +0,2 και -0,3 σε πλέον δυσμενείς συνθήκες λόγω υποπιέσεων.

$W_{i,}$	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,C}$	$W_{e,D}$	$W_{e,E}$
+0,2	-0,60	-0,60	-0,30	0,90	-0,11

Πίνακας 2.18 Τελικές εξωτερικές πίεσης με +0,2

$W_{i,}$	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,C}$	$W_{e,D}$	$W_{e,E}$
-0,3	-1,10	-1,10	-0,80	0,40	-0,61

Πίνακας 2.19 Τελικές εξωτερικές πίεσης με -0,3

-Πιέσεις επιφανειών της στέγης

Για την ζώνη F και G το εμβαδόν προκύπτει $1\ m^2 < A_G, A_F < 10\ m^2$ οπότε ο συντελεστής πίεσης προκύπτει από τον παρακάτω τύπο :

$C_{pe,G} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_G = -2{,}06 + (-1{,}393 + 2{,}06) \cdot \log 9{,}025 = -1{,}42$

$C_{pe,F} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_F = -2{,}00 + (-1{,}30 + 2{,}00) \cdot \log 9{,}025 = -1.335$

Κλίση στέγης α	$C_{pe,F}$	$C_{pe,G}$	$C_{pe,H}$	$C_{pe,I}$
5°			-0,70	-1,20
12°	-1,42	-1.335	-0,631	-0,531
15°			-0,60	-1,20

Πίνακας 2.20

-Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Παρακάτω έχουμε τις εξωτερικές πιέσεις:

Τελικές εξωτερικές πίεσης με το άθροισμα +0,2 και -0,3 σε πλέον δυσμενείς συνθήκες λόγω υποπιέσεων

$W_{i,}$	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$	$W_{e,I}$
+0,2	-1,21	-1,13	-0,43	-0,33

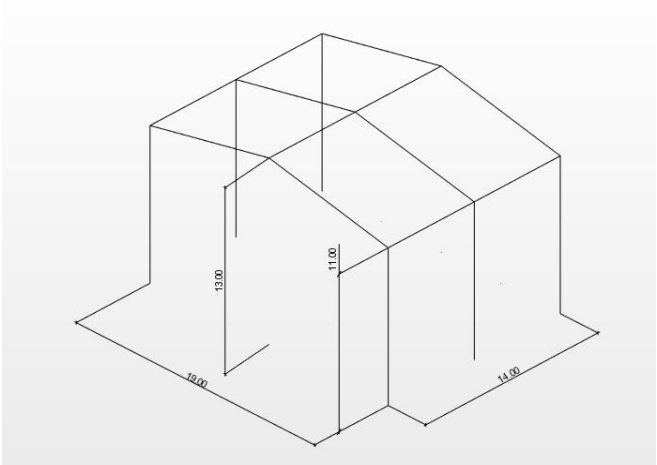
Πίνακας 2.21 Τελικές εξωτερικές πίεσης με +0,2

$W_{i,}$	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$	$W_{e,I}$
-0,3	-1,71	-1,63	-0,93	-0,83

Πίνακας 2.22 Τελικές εξωτερικές πίεσης με -0,3

– **ΤΜΗΜΑ Β**

θ=0° κατά τον άξονα +Y

$v_b=c_{dir}\cdot c_{season}\cdot v_{b,0}$	**$v_b=26\ ^{m}/_{sec}$**	
Z_e	**13 m**	
$C_r(Z) = K_r \ln (Z_e/Z_0)$	**1,056**	
Zo (m)	**0,05**	
Zmin (m)	**2**	
$c_0(z)$	**1,0**	
k_i	**1,0**	
$Vm = V_b * C_r * C_o$	**27,4698**	
$I_v(z) = k_i /[\ln(z/z_0)]$	**0,179**	
$Q_p = (1 + 7* I_v(z))*0.5*\rho* v_m (z)^2$	**1,065**	

Πίνακας 2.23 Στοιχεία Ανέμου Τμήμα Β

-Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Για την ζώνη A_1 το εμβαδόν προκύπτει $1\ m^2<A_1<10\ m^2$ οπότε ο συντελεστής πίεσης προκύπτει από τον παρακάτω τύπο :

$C_{pe,A} = c_{pe,1}+(c_{pe,10}-c_{pe,1})\cdot \log A_1 = -1,20+(1,20-1,20)\cdot \log 8,40 = -1,20$

h/d	$C_{pe,A}$	$C_{pe,B}$	$C_{pe,C}$	$C_{pe,D}$	$C_{pe,E}$
1		-0,8	-0,500	0,8	-0,5
0,684	-1,20	-0,80	-0,500	0,758	-0,416
0,25		-0,8	-0,500	0,7	-0,3

Πίνακας 2.24

Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Παρακάτω έχουμε τις εξωτερικές πιέσεις:

$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,C}$	$W_{e,D}$	$W_{e,E}$
-1,28	-0,85	-0,53	0,81	-0,44

Πίνακας 2.25

Τελικές εξωτερικές πίεσης με το άθροισμα +0,2 και -0,3 σε πλέον δυσμενείς συνθήκες λόγω υποπιέσεων

$W_{i,}$	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,C}$	$W_{e,D}$
+0,2	-1,078	-0,652	-0,333	-0,22

Πίνακας 2.27 Τελικές εξωτερικές πίεσης με +0,2

$W_{i,}$	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,C}$	$W_{e,D}$
-0,3	-1,578	-1,152	-0,833	-0,77

Πίνακας 2.27 Τελικές εξωτερικές πίεσης με -0,3

-Πιέσεις επιφανειών της στέγης

Για την ζώνη F και G το εμβαδόν προκύπτει 1 $m^2 < A_G, A_F < 10\ m^2$ οπότε ο συντελεστής πίεσης προκύπτει από τον παρακάτω τύπο :

$C_{pe,G} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_G = -2,15 + (-1,149 + 2,15) \cdot \log 4,90 = -1,46$

$C_{pe,G}' = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_G = 0,138 + (0,138 - 0,138) \cdot \log 4,90 = 0,138$

$C_{pe,F} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_F = -1,65 + (-0,924 + 1,65) \cdot \log 9,80 = -0.93$

$C_{pe,F}' = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_G = 0,138 + (0,138 - 0,138) \cdot \log 4,90 = 0,138$

Κλίση στέγης α	$C_{pe,F}$	$C_{pe,G}$	$C_{pe,H}$	$C_{pe,I}$	$C_{pe,J}$
5°			-0,60	-0,60	-0,60
			+0,0	-	-0,6
12°	-1,46	-0,93	-0,393	-0,462	-0,876
	0,138	0,138	0,138	0,00	-0,187
15°			-0,30	-0,40	-1,00
			+0,2	+0,0	+0,0

Πίνακας 2.28

-Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Στην περίπτωση που Θ=0º, δίνονται και οι θετικές και οι αρνητικές τιμές μιας και η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα μεταξύ τους για γωνίες κλίσης α = -5º έ ως α = + 45º. Γ ια αυτές τις στέγες γίνονται τέσσερις διαφορετικές παραδοχές, κατά τις οποίες οι μικρότερες ή οι μεγαλύτερες τιμές των επιφανειών F,G και H συνδυάζονται με τις μικρότερες ή τις μεγαλύτερες τιμές των επιφανειών I και J. Η ανάμιξή των θετικών και των αρνητικών τιμών στην ίδια επιφάνεια δεν επιτρέπεται.

Η πίεση αιχμής είναι Q_p=1,065 για την συγκεκριμένη κατασκευή. Ενώ παρακάτω έχουμε τις εξωτερικές πιέσεις.

Τελικές εξωτερικές πίεσης με το άθροισμα +0,2 και -0,3 σε πλέον δυσμενείς συνθήκες λόγω υποπιέσεων

ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ	ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$	$W_{e,I}$	$W_{e,J}$
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 1	0,2	-1,35	-0,79	-0,22	0,20	0,00
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 2		-1,35	-0,79	-0,22	-0,29	-0,73
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 3		0,35	0,35	0,35	-0,29	-0,73
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 4		0,35	0,35	0,35	0,20	0,00

Πίνακας 2.29 Τελικές εξωτερικές πίεσης με +0,2

ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ	ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$	$W_{e,I}$	$W_{e,J}$
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 1	-0,3	-1,85	-1,29	-0,72	-0,79	-1,23
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 2		-1,85	-1,29	-0,72	-0,30	-0,50
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 3		-0,15	-0,15	-0,15	-0,79	-1,23
ΠΑΡΑΔΟΧΗ 4		-0,15	-0,15	-0,15	-0,30	-0,50

Πίνακας 2.30 Τελικές εξωτερικές πίεσης με -0,3

-Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής για άνεμο θ=90°/ θ=270°

Τα φορτία και οι επιφάνειες φορτίσεις είναι ίδιες θεωρώντας αρχή των αξόνων στην άλλη πλευρά του κτιρίου, γι΄αυτό δεν ξανά υπολογίζονται οι διαστάσεις και οι πιέσεις.

-**Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών**

h/d	$C_{pe,A}$	$C_{pe,B}$	$C_{pe,D}$	$C_{pe,E}$
1	-1,2	-0,8	+0,8	-0,5
0,929	-1,200	-0,800	0,790	-0,481
0,25	-1,2	-0,8	+0,7	-0,3

Πίνακας 2.31

-Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Παρακάτω έχουμε τις εξωτερικές πιέσεις:

$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,D}$	W_{ee}
-1,28	-0,85	0,84	-0,51

Πίνακας 2.32

Τελικές εξωτερικές πίεσης με το άθροισμα +0,2 και -0,3 σε πλέον δυσμενείς συνθήκες λόγω υποπιέσεων

W_i	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,D}$	W_{ee}
+0,2	-1,08	-0,65	1,04	-0,31

Πίνακας 2.33 Τελικές εξωτερικές πίεσης με +0,2

W_i	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,D}$	W_{ee}
-0,3	-1,58	-1,15	0,54	-0,81

Πίνακας 2.34 Τελικές εξωτερικές πίεσης με -0,3

-Πιέσεις επιφανειών της στέγης

Για την ζώνη F και G το εμβαδόν προκύπτει 1 $m^2 < A_G, A_F < 10\ m^2$ οπότε ο συντελεστής πίεσης προκύπτει από τον παρακάτω τύπο :

$C_{pe,G} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_G = -2{,}06 + (-1{,}393 + 2{,}06) \cdot \log 9{,}025 = -1{,}42$

$C_{pe,F} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_F = -2{,}00 + (-1{,}30 + 2{,}00) \cdot \log 9{,}025 = -1.335$

Κλίση στέγης α	$C_{pe,F}$	$C_{pe,G}$	$C_{pe,H}$	$C_{pe,I}$
5°			-0,70	-1,20
12°	-1,42	-1.335	-0,631	-0,531
15°			-0,60	-1,20

Πίνακας 2.35

-Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Παρακάτω έχουμε τις εξωτερικές πιέσεις

$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$	$W_{e,I}$
-1,51	-1,42	-0,67	-0,57

Πίνακας 2.36

Τελικές εξωτερικές πίεσης με το άθροισμα +0,2 και -0,3 σε πλέον δυσμενείς συνθήκες λόγω υποπιέσεων.

W_i	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$	$W_{e,I}$
+0,2	-1,31	-1,22	-0,47	-0,37

Πίνακας 2.37 Τελικές εξωτερικές πίεσης με +0,2

W_i	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$	$W_{e,I}$
-0,3	-1,81	-1,72	-0,97	-0,87

Πίνακας 2.38 Τελικές εξωτερικές πίεσης με -0,3

2.6.3 Διώροφο Κτίριο Διοίκησης

Ο προσδιορισμός των πιέσεων του ανέμου θα πραγματοποιηθεί σε 3 διευθύνσεις εξαιτίας της τοπογραφίας και τις πιθανές πιέσεις ανέμου που μπορεί να καταπονήσει διάφορα τμήματα. Οι διευθύνσεις που θα αναλυθούν είναι:

i. θ=0° κατά τον άξονα +Y

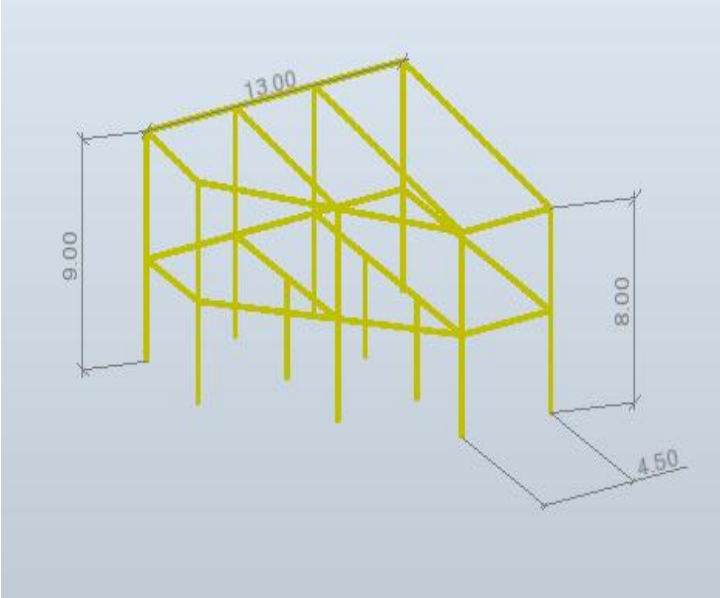
ii. θ=90° κατά τον άξονα -X

iii. θ=45° κατά τον άξονα +X

Η διεύθυνση θ=180° κατά τον άξονα -Y δεν αναλύεται γιατί το κτίριο είναι προστατευμένο λόγω της ύπαρξης πλαγιάς και η διεύθυνση θ=270° κατά τον άξονα –X. Με βάση μεταξύ άλλων προσομοίωση ανέμου μέσω του λογισμικού ROBOT STRUCTURAL πραγματοποιήθηκε η προσέγγιση με βάση τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα. Όπως φαίνεται παρακάτω:

θ=0° κατά τον άξονα +Y

$v_b=c_{dir}\cdot c_{season}\cdot v_{b,0}$	26 $^m/_{sec}$
Z_e	8,25 m
$C_r(Z) = K_r\cdot \ln (Z_e/Z_0)$	0,98
Zo (m)	0,05
Z_{min} (m)	2
$c_0(z)$	1,00
k_i	1,00
$V_m = V_b\cdot C_r\cdot C_o$	25,48 $^m/_{sec}$
$I_v(z) = k_i /[\ln(z/z_0)]$	0,20
$Q_p = (1 + 7\cdot I_v(z))\cdot 0.5\cdot \rho\cdot v_m (z)^2$	0,95



Πίνακας 2.39 Διώροφο Κτίριο Διοίκηση

– Χαρακτηριστικά Ανέμου της Κατασκευής

Μέγιστο ύψος κτιρίου $h_{,max}$ (m)	9,00 m
Ύψος άκρου κτιρίου h (m)	8,00 m
Κλίση στέγης α (deg)	4.5°

Πίνακας 2.40

- Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

h/d	$C_{pe,A}$	$C_{pe,B}$	$C_{pe,C}$	$C_{pe,D}$	$C_{pe,E}$
1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
0,69	-1,20	-0,80	-0,5	0,76	-042
0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Πίνακας 2.41

- Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Παρακάτω έχουμε τις εξωτερικές πιέσεις:

Τελικές εξωτερικές πίεσης με το άθροισμα +0,2 και -0,3 σε πλέον δυσμενείς συνθήκες λόγω υποπιέσεων.

$W_{i,}$	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,C}$	$W_{e,D}$	$W_{e,E}$
+0,2	-0,9582	-0,57216	-0,2826	0,933552	-0,205384

Πίνακας 2.42 Τελικές εξωτερικές πίεσης με +0,2

$W_{i,}$	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,C}$	$W_{e,D}$	$W_{e,E}$
-0,3	-0,8582	-0,47216	-0,1826	1,033552	-0,105384

Πίνακας 2.43 Τελικές εξωτερικές πίεσης με -0,3

- Πιέσεις επιφανειών της στέγης

Για την ζώνη F και G το εμβαδόν προκύπτει $1\ m^2 < A_G, A_F < 10\ m^2$ οπότε συντελεστής πίεσης προκύπτει από τον παρακάτω τύπο :

$C_{pe,F} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_G = -2,38$

$C_{pe,G} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_G = -1,56$

Κλίση στέγης α	$C_{pe,F}$	$C_{pe,G}$	$C_{pe,H}$
5°	-2,38	-1,56	-0,5

Πίνακας 2.44

- Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$
+0,2	-2,0972	-1,305712	-0,37912

Πίνακας 2.45 Τελικές εξωτερικές πίεσης με +0,2

ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$
-0,3	-1,9972	-1,205712	-0,27912

Πίνακας 2.46 Τελικές εξωτερικές πίεσης με -0,3

- Πιέσεις επιφανειών της στέγης

Για την ζώνη A το εμβαδόν προκύπτει $1\ m^2 < A_G, A_F < 10\ m^2$ οπότε ο συντελεστής πίεσης προκύπτει από τον παρακάτω τύπο :

$C_{pe,A} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_A = -1,29$

h/d	$C_{pe,A}$	$C_{pe,B}$	$C_{pe,C}$	$C_{pe,D}$	$C_{pe,E}$
1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
0,69	-1,29	-0,8	-0,5	0,76	-0,42

0,25	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
Πίνακας 2.47					

θ=90° κατά τον άξονα -Χ θ=45° κατά τον άξονα +Χ

- Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Παρακάτω έχουμε τις εξωτερικές πιέσεις:

$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,C}$	$W_{e,D}$	$W_{e,E}$
-1,245108	-0,77216	-0,4826	0,73355	-0,4054
Πίνακας 2.48 Συγκεντρωτικά οι δυνάμεις της γερανογέφυρας				

Τελικές εξωτερικές πίεσης με το άθροισμα +0,2 και -0,3 σε πλέον δυσμενείς συνθήκες λόγω υποπιέσεων.

$W_{i,}$	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,C}$	$W_{e,D}$	$W_{e,E}$
+0,2	-1,045108	-0,57216	-0,2826	0,93355	-0,2054
Πίνακας 2.49 Τελικές εξωτερικές πίεσης με +0,2					

$W_{i,}$	$W_{e,A}$	$W_{e,B}$	$W_{e,C}$	$W_{e,D}$	$W_{e,E}$
-0,3	-0,945108	-0,47216	-0,1826	1,03355	-0,1054
Πίνακας 2.50 Τελικές εξωτερικές πίεσης με -0,3					

- **Πιέσεις επιφανειών της στέγης**

Κλίση στέγης α	$C_{pe,F}$	$C_{pe,G}$	$C_{pe,H}$
5°	-2,5	-2,00	-0,6
Πίνακας 2.51 Συγκεντρωτικά οι δυνάμεις της γερανογέφυρας			

- Τελικές Πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών

Για την ζώνη F και G το εμβαδόν προκύπτει $1\ m^2 < A_G, A_F < 10\ m^2$ οπότε ο συντελεστής πίεσης προκύπτει από τον παρακάτω τύπο :

$$C_{pe,F} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_G = -2,5$$

$$C_{pe,G} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A_G = 2,00$$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$
+0,2	-2,3	-1,8	-0,4
Πίνακας 2.52 Τελικές εξωτερικές πίεσης με +0,2			

ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ	$W_{e,F}$	$W_{e,G}$	$W_{e,H}$
-0,3	-2,213	-1,7304	-0,37912
Πίνακας 2.53 Συγκεντρωτικά οι δυνάμεις της γερανογέφυρας			

2.7 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 (EN 1998-1), τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση την γραμμική – ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Για τον συγκεκριμένους φορείς, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή.

- **Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας**

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μια μονή παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με την περιοχή στην οποία βρίσκεται η κατασκευή μας.

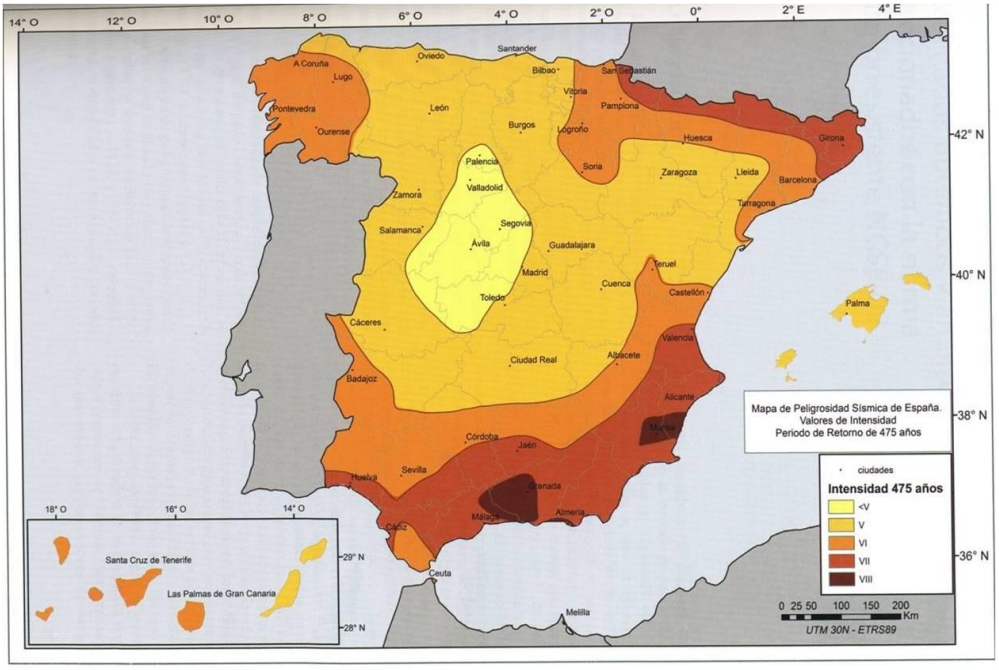


Figura V. 5.- Mapa de peligrosidad en intensidad EMS98 (convertida a partir de valores PGA) para TR = 475.

Σχήμα 2.13: Σεισμικός χάρτης της Ισπανίας

Άρα σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα της Ισπανίας και σεισμολογικά δεδομένα ότι για την τοποθεσία της κατασκευής μας η τιμή της επιτάχυνσης είναι A=k×g όπου k= 0,14.

- **Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους**

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα και την περιγραφή που δίνεται μπορούμε να θεωρήσουμε ότι το έδαφος εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B.

- **Συντελεστής συμπεριφοράς**

Ο συντελεστής συμπεριφοράς καθορίζεται από το δομικό υλικό από το οποίο αποτελείται και το είδος δομικού συστήματος που επιλέχθηκε που καθορίζουν την μετελαστική συμπεριφορά του κτιρίου. Ο συντελεστής εισάγει τη μείωση της πραγματικής συμπεριφοράς λογω μετελαστικής συμπεριφοράς σε

Κατηγορία σπουδαιό-τητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
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.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

Πίνακας 2.54 : Κατηγορία εδάφους

σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά στο απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Πραγματοποιήθηκε ελαστικός σχεδιασμός των κτιρίων με συντελεστή συμπεριφοράς q=1,5.

- **Συντελεστής σπουδαιότητας**

Η κατασκευή κατατάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ, δηλαδή σε συνήθη κτίρια με συντελεστή σπουδαιότητας γ_1=1,00

- **Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού**

Η σεισμική κίνηση σ' ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης. Για την κατασκευή των φασμάτων και για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του σεισμού (Χ και Υ) χρησιμοποιήθηκαν τα δεδομένα που έχουμε συγκεντρωτικά παρακάτω:

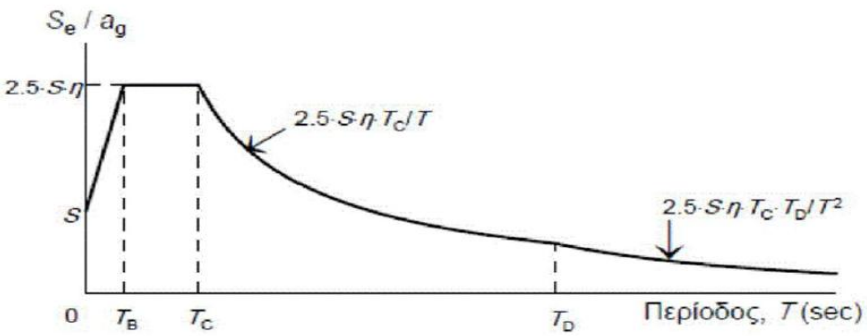
-Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (επιτάχυνση agr=0,16g)

- Κατηγορία εδάφους Β

- Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ (συνήθη κτίρια) με γi=1,00

- Συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται με q=1,50 γιατί υπάρχουν οι χιαστί σύνδεσμοι είναι δυσμενέστερο αφού προκύπτουν μεγάλες δυνάμεις σχεδιασμού. Συνεπώς δεν εφαρμόζονται οι πρόσθετες διατάξεις για τον ικανοτικό σχεδιασμό του κτιρίου.

- Απόσβεση ζ=4% για μεταλλικές κατασκευές με κοχλιώσεις.



Σχήμα 2.14 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

2.8 ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΒΟΛΕΣ

Τα θερμοκρασιακά φόρτια θεωρούνται έμμεσες δράσεις και κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Υπολογίζονται συμφώνα με το Μέρος 1.5 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φόρτια λογγό θερμοκρασιακών μεταβολών. Οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στα στοιχειά του φορέα, που οφείλεται στην μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι Tmax= 44C°-46C°, χειμώνας Tmin=-12,5C°), προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης που προκύπτουν από την ζώνη όπου βρίσκεται η κατασκευή και το υψόμετρο.

Tabla E.1 Temperatura mínima del aire exterior (ºC)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1.000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1.200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1.400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1.600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1.800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2.000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Πίνακας 2.55 Στοιχεία θερμοκρασίας για την Ισπανία

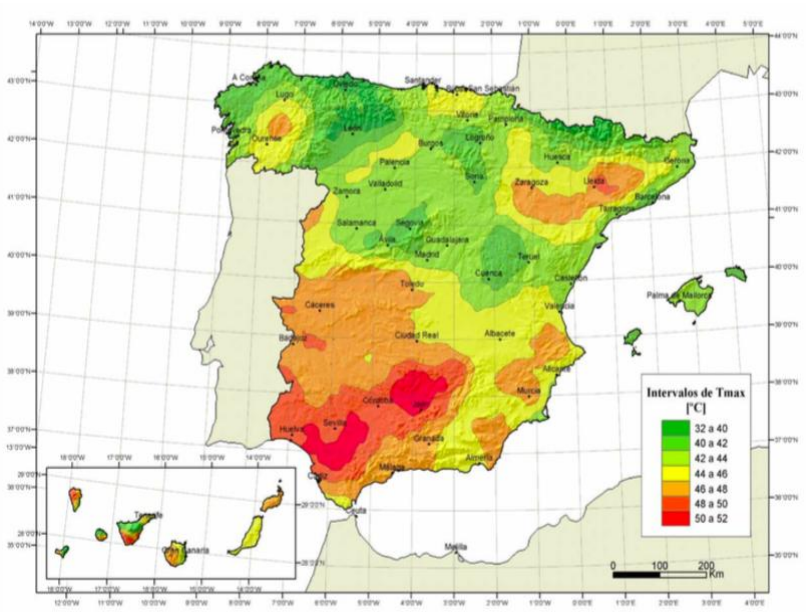


Figura E.1 Isotermas de la temperatura anual máxima del aire (T_{max} en ºC)

Σχήμα 2.15: Στοιχεία θερμοκρασίας για την Ισπανία

Προκειμένου να λάβουμε υπόψη τα φόρτια που επιβάλλονται στην κατασκευή από συστολές-διαστολές θα θεωρήσουμε θερμοκρασία ΔΤ= ±20 (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση θερμοκρασίας ολόκληρου του φέροντος οργανισμού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησης του).

2.9 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

2.9.1 Γενικά

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

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

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

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

2.9.2 Συνδυασμοί Φορτίσεων

– Συντελεστές Ασφάλειας

Οι αβεβαιότητες που καλύπτουν τις δράσεις και τις αντιστάσεις (αντοχή του υλικού) έχουν οδηγήσει στη πρόβλεψη και χρήση επιμέρους συντελεστών ασφαλείας προκειμένου να δημιουργείται ένα ομοιόμορφο επίπεδο αξιοπιστίας της ασφάλειας του δομήματος.
Στους παρακάτω πίνακες μπορούμε δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές.

Οριακές καταστάσεις αστοχίας	**Συνδυασμοί**	**Επιρροή Δράσης**	
		Ευμενής	**Δυσμενής**
Αστοχίας	Βασικοί	1,35	1,00
	Τυχηματικοί	1,00	1,00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	1,00
Πίνακας 2.56			

Οριακές καταστάσεις αστοχίας	**Συνδυασμοί**	**Επιρροή Δράσης**	
		Ευμενής	**Δυσμενής**
Αστοχίας	Βασικοί	1,50	1,00
	Τυχηματικοί	1,00	1,00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	1,00
Πίνακας 2.57			

– Συντελεστές Συνδυασμού

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

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων ≤ 30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30kN < βάρος οχημάτων ≤ 160kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H ≤ 1000 m	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα. * Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Πίνακας 2.58

– Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

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

-Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}+\gamma_p P+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}+\sum_{i\rangle 1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

-Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

-Για καταστάσεις σεισμού:

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

– Οριακή Κατασταση Λειτουργικοτητας

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

-Χαρακτηριστικός Συνδυασμός

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

-Συχνός Συνδυασμός

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

-Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

2.9.1 Βιομηχανικό Κτίριο

Σημειώνεται ότι η γερανογέφυρα, το ίδιο βάρος της και το ανυψούμενο φορτίο εισάγεται στις μόνιμες δράσεις στο σημείο που ασκείται το δυσμενέστερα.

Οριακή κατάσταση αστοχίας

- Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές (δυσμενής συνδυασμός):

  ii. Βασικό μεταβλητό το χιόνι:

  1,35·G+1,50·S+1,50·070·Q+1,50·0,60·W

  iii. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος:

  1,35·G+1,50·W+1,50·0,70·Q+1,50·0,50·S

  iv. Βασικό μεταβλητό θερμοκρασία:

  1,35·G+1,50·W+1,50·0,70·Q+1,50·0,50·S

- Καταστάσεις σεισμού

i. Σεισμική δράση κατά χ:

G+0,3Q+Eχ+0,3·Ey

G+0,3Q+Ex-0,3·Ey

ii. Σεισμική δράση κατά y:

G+0,3Q+Ey+0,3·Ex

G+0,3Q-Ey+0,3·Ex

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός (δυσμενής συνδυασμός):

  ii. Βασικό μεταβλητό το χιόνι:

  1,00·G+1,00·S+0,70·Q+0,60·W

  iii. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος:

  1,00·G+1,00·W+0,70·Q+0,50·S

2.9.2 Διώροφο Κτίριο Διοίκησης

Οριακή κατάσταση αστοχίας

- Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές (δυσμενής συνδυασμός):

  i. Βασικό μεταβλητό τα κινητά:

  1,35·G+1,50·Q+1,50·0,50·S+1,50·0,60·W

  ii. Βασικό μεταβλητό το χιόνι:

  1,35·G+1,50·S+1,50·070·Q+1,50·0,60·W

  ii. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος:

  1,35·G+1,50·W+1,50·0,70·Q+1,50·0,50·S

  iii. Βασικό μεταβλητό θερμοκρασία:

  1,35·G+1,50·W+1,50·0,70·Q+1,50·0,50·S

- Καταστάσεις σεισμού

  i. Σεισμική δράση κατά χ:

G+0,3Q+Eχ+0,3·Ey

G+0,3Q+Ex-0,3·Ey

ii. Σεισμική δράση κατά y:

G+0,3Q+Ey+0,3·Ex

G+0,3Q-Ey+0,3·Ex

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός (δυσμενής συνδυασμός):

  i. Βασικό μεταβλητό τα κινητά:

  1,00·G+1,00·Q+0,50·S+0,60·W

  ii. Βασικό μεταβλητό το χιόνι:

  1,00·G+1,00·S+0,70·Q+0,60·W

  iii. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος:

  1,00·G+1,00·W+0,70·Q+0,50·S

3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το προσομοίωμα στατικής ανάλυσης περιγράφει με ακρίβεια την πραγματική συμπεριφορά του δομικού συστήματος και περιλαμβάνει όλα τα κύρια στοιχεία της κατασκευής και τα επιμέρους στοιχεία. Στόχος της ανάλυσης ο προσδιορισμός της κατανομής εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών στα οποία υπόκεινται τα μέλη του φέροντα οργανισμού. Επιπλέον εξασφαλίζεται η ασφαλής μεταφορά των οριζοντίων και κατακόρυφων δράσεων που ασκούνται σε δευτερεύοντα στοιχεία να μεταβιβάζονται στα κύρια στοιχεία και με την σειρά τους αυτά στο έδαφος. Το προσομοίωμα μορφώθηκε στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis για τον προσδιορισμό εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών των μελών της κατασκευής για την διαστασιολόγηση τους. Η κατασκευή μας αποτελείται από δυο ξεχωριστά μέρη τα οποία και αναλύθηκαν με ξεχωριστά προσωμοιώματα, το πρώτο αποτελεί βιομηχανικό μονώροφο κτίριο και το άλλο είναι διώροφο κτίριο γραφείων- διοίκησης.

3.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Ο προσδιορισμός των προσδιορισμό εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών του φορέα με την χρήση της ελαστικής η πλαστικής ανάλυσης.

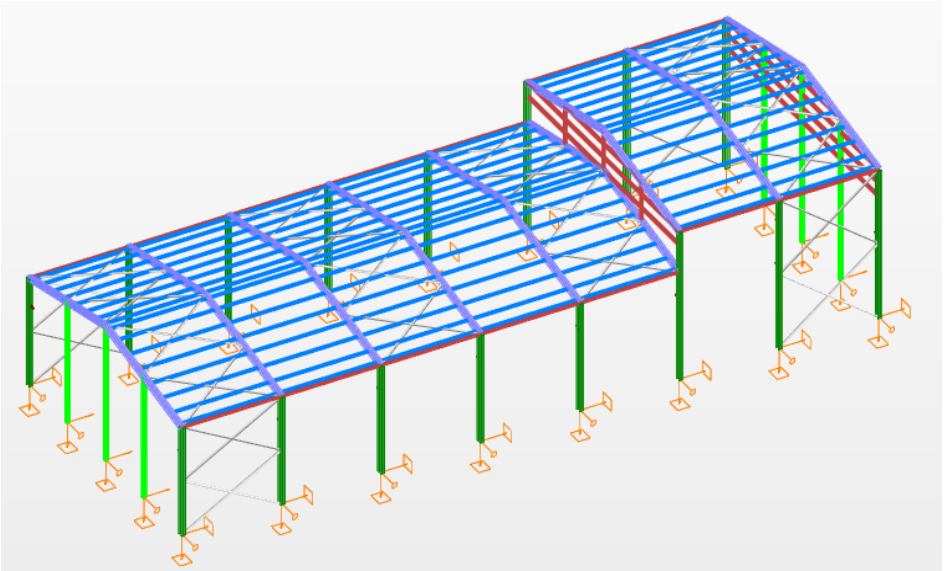
Η ελαστική ανάλυση βασίζεται στην ελαστική συμπεριφορά του υλικού, δηλαδή ότι η τάση είναι ανάλογη με την παραμόρφωση. Η ελαστική θεωρία εφαρμόζεται σε όλες τις περιπτώσεις ανεξαρτήτως της αντοχής των διατομών και τον προσδιορισμό τους με βάση την ελαστική η πλαστική τους αντοχή. Επιπλέον μπορεί να γίνει χρήση της θεωρίας $1^{ης}$ τάξεως, όπου οι εξισώσεις ισορροπίας και το συμβιβαστό των παραμορφώσεων εκφράζονται με την μη παραμορφωμένης- αρχικής γεωμετρίας του φορέα, η χρήση της θεωρίας $2^{ης}$ τάξεως όπου λαμβάνονται φαινόμενα $2^{ης}$ τάξεως, δηλαδή γεωμετρική μη γραμμικότητα.

Η πλαστική ανάλυση λαμβάνει υπόψη της τις επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού κατά τον υπολογισμό των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών, ενώ πρέπει να διαθέτουν επαρκή στροφική ικανότητα στις θέσεις όπου πραγματοποιείται πλαστική άρθρωση.

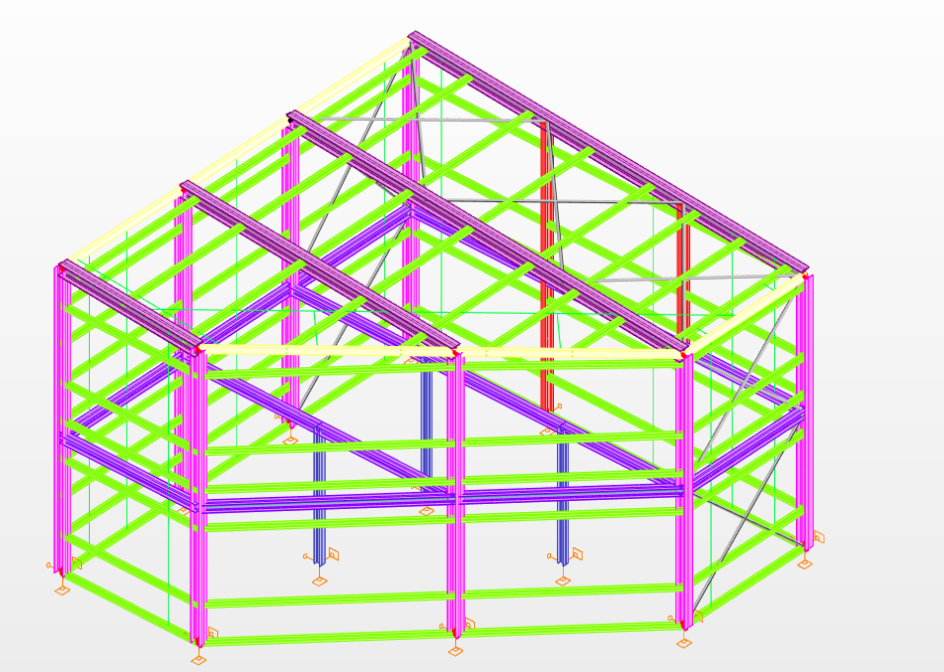
Στα προσομοιωμένα πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση πρώτης τάξεως και για τα δυο τμήματα και στην συνέχεια της ανάλυσης ελέγχτηκε και ικανοποιήθηκε η ανάλυση πρώτης τάξεως και για $a_{cr} \geq 10$.

3.3 ΣΤΑΤΙΚΑ ΠΡΟΣΩΜΟΙΩΜΑΤΑ

Ο φορέας αποτελείται από δυο προσομοιωμένα, στο πρώτο απεικονίζεται βιομηχανικό κτίριο αποτελούμενο από επτά στην σειρά ολόσωμα πλαίσια και στο άλλο είναι ένα διώροφο κτίριο με 4 ολόσωμα πλαίσια. Η στατική λειτουργία των κυρίων και των δευτερευόντων στοιχείων είναι παρόμοιο και στις δυο περιπτώσεις όπως μπορείτε να το παρατηρήσετε παρακάτω.



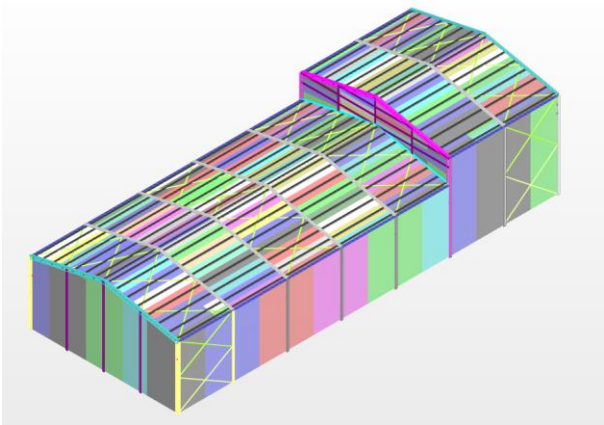
Σχήμα 3.1 Προσομοίωμα βιομηχανικού κτιρίου



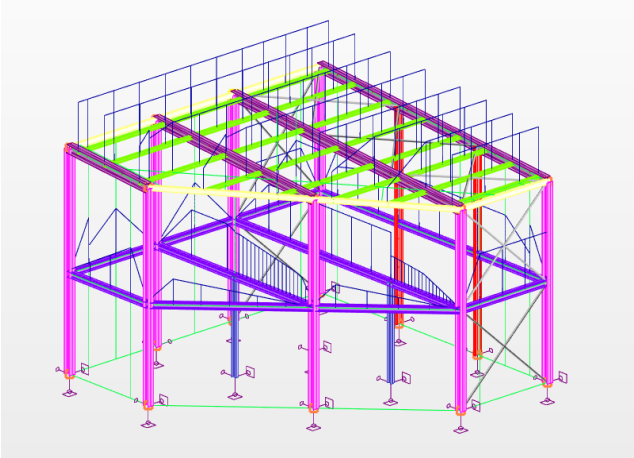
Σχήμα 3.2 Προσομοίωμα διώροφο κτίριο διοίκησης

Τα δυο προσομοιώματα αποτελούνται από γραμμικά στοιχεία στα οποία κατανέμονται οι δράσεις. Οι οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσομοιωθήκαν με truss elements ώστε να δέχονται μόνο αξονικά φορτία.

Οι δράσεις πάνω στην κατασκευή μας εισήχθησαν ανάλογα με την φύση τους. Τα φορτία ανέμου, χιονιού, μόνιμα και κινητά τοποθετηθήκαν μέσω επιφανειακών φορτίων με την χρήση πανελών (cladding), τα οποία δεν προσέδιδαν κάποια επιπλέον δυσκαμψία στην κατασκευή μας, και κατένειμαν μέσω ασφαλών διαδρομών μεταφοράς φορτίου σε όλη τα στοιχεία μέχρι το έδαφος. Τα ίδια βάρη της σιδηροκατασκευής υπολογιστήκαν αυτόματα από το λογισμικό. Για τον υπολογισμό του σεισμικού φορτιού και σεισμικού συνδυασμού πραγματοποιήθηκε δυναμική ανάλυση των κτιρίων. Η θερμοκρασιακή μεταβολή επιβλήθηκε σε κάθε στοιχείο ξεχωριστά. Τέλος η δράση της γερανογέφυρας και του φορτίου της επιβλήθηκε στην δυσμενέστερη θέση του βιομηχανικού κτιρίου ως μια συγκεντρωμένη οριζόντια και κατακόρυφη δύναμη στο σημείο που εδράζεται.



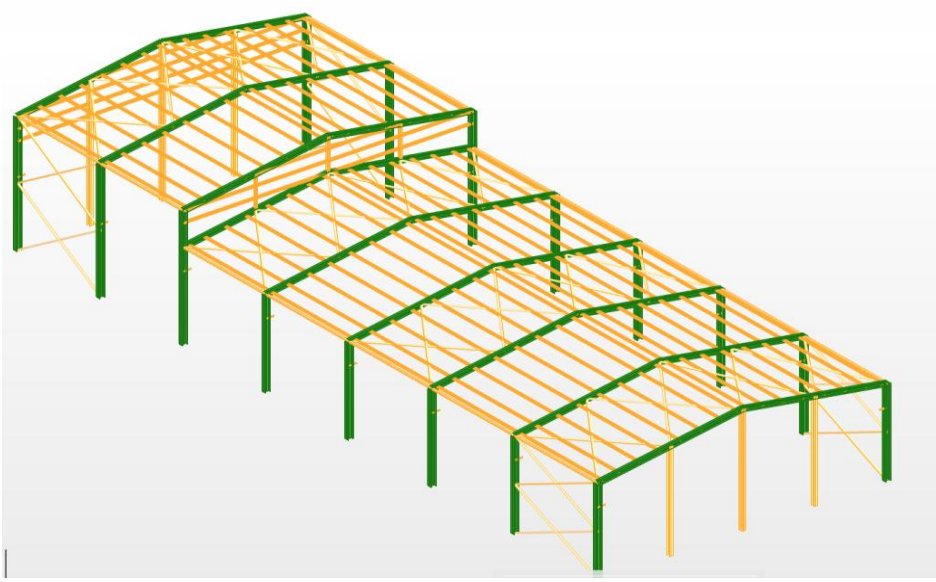
Σχήμα 3.3 Κατανομή σε φορτικές επιφάνειες



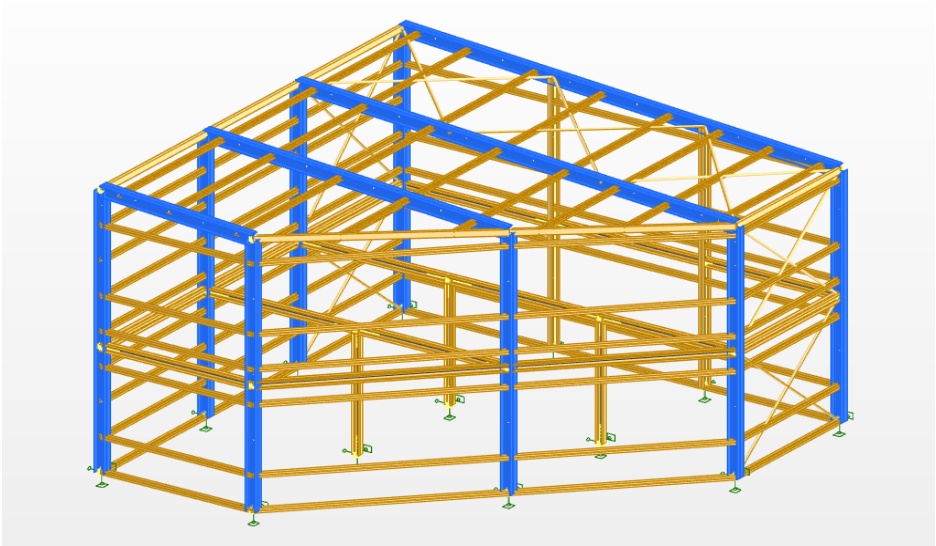
Σχήμα 3.4 κατανομή στα γραμμικά στοιχεία

- **Κύριοι φορείς**

Οι κύριοι φορείς και στα δυο τμήματα απαρτίζονται από τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα διαμορφώνοντας το συνηθισμένο τύπου πλαισίου. Τα δύσκαμπτα πλαίσια αναλαμβάνουν οριζόντια και κατακόρυφα φορτία και κυρίως σε καμπτικές και αξονικές δυνάμεις. Τα πλαίσια κατά την διεύθυνση πλασιακής λειτουργίας μορφώθηκαν ως αμφίπακτα για την ευνοϊκότερη κατανομή των ροπών και την μειωμένη παραμόρφωση στα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία, αναγκαίο για την ικανοποίηση ελέγχων φορτιών λειτουργικότητας με την παρουσία γερανογέφυρας. Επιπλέον σημαίνει ότι το έδαφος θεμελίωσης είναι καλής ποιότητας. Οι κόμβοι του υποστυλώματος-ζυγώματος μορφώνονται ως δύσκαμπτα για την κατάλληλη μεταφορά των ροπών. Κατά την άλλη διεύθυνση τα υποστυλώματα εδράζονται με αρθρώσεις.



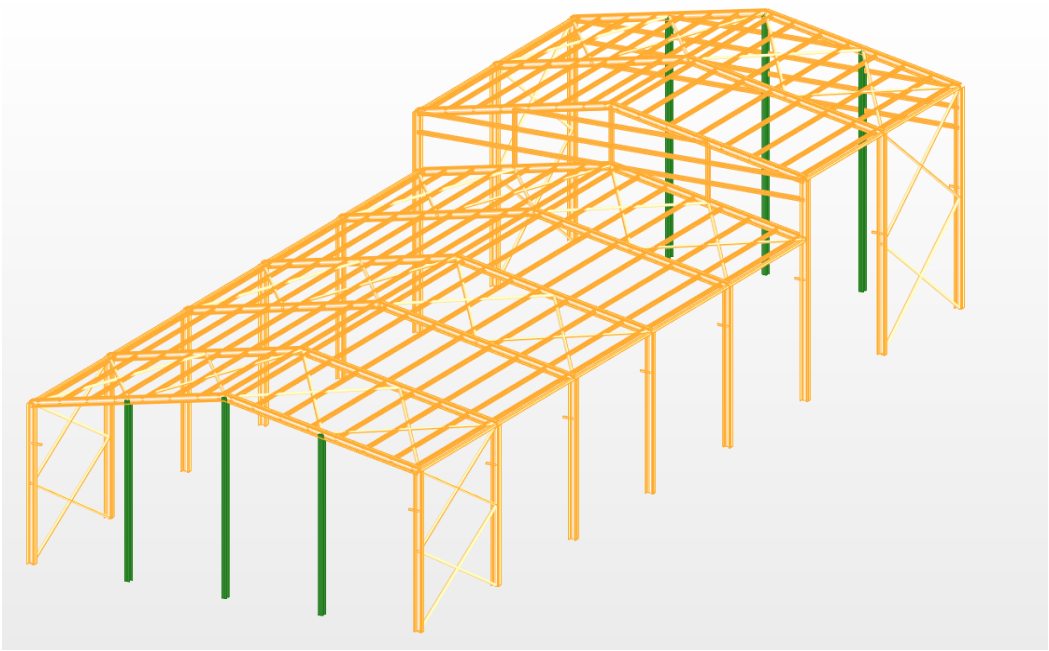
Σχήμα 3.5 Κύριοι φορείς για το βιομηχανικό κτίριο



Σχήμα 3.6 Κύριοι φορείς διώροφο κτίριο γραφείων

- **Μετωπικοί στύλοι**

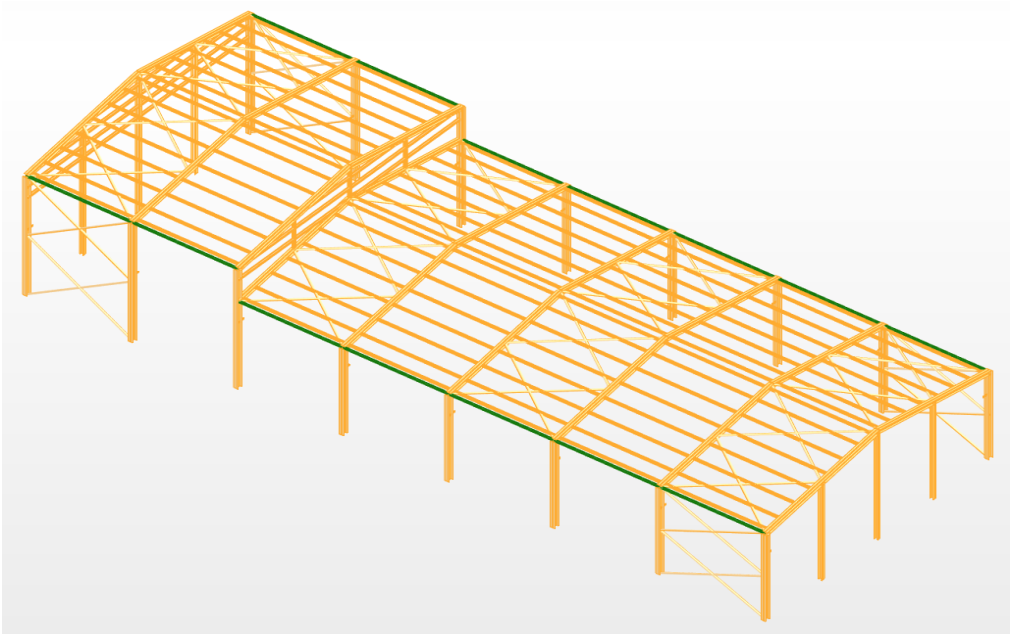
Τα μέτωπα του κτιρίου καλύπτονται με τους μετωπικούς στύλους και διατάσσονται με τέτοιο τρόπο ώστε να εξυπηρετούν τις λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Στην περίπτωση του βιομηχανικού κτιρίου επικρατούν περισσότερο ωστόσο έχουμε και στην περίπτωση του διωρόφου κτιρίου. Κύρια φόρτιση είναι η ανεμοπίεση που μεταβιβάζεται μέσω των τεγίδων προκαλώντας κυρίως καμπτικές καταπονήσεις, ενώ δέχονται και αξονική φόρτιση από το ζύγωμα. Στην περίπτωση του διωρόφου κτιρίου υπόκεινται σε σημαντική αξονική προερχόμενη από την πλακά. Οι μετωπικοί στύλοι εδράζονται στο έδαφος και στο ζύγωμα με συνδέσεις κοχλιωτές συνδέσεις μεταφοράς τεμνουσών.



Σχήμα 3.7 Μετωπικοί Στύλοι για το βιομηχανικό κτίριο

- **Κεφαλοδοκοί**

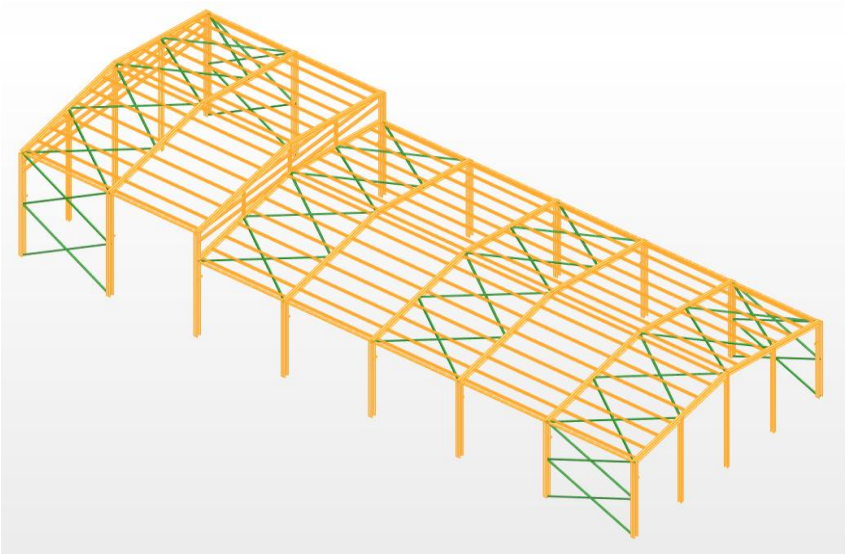
Οι κεφαλοδοκοί συνδέουν τις κεφάλες των υποστυλωμάτων κατά μήκος της κατασκευής κατά μήκος της κατασκευής. Οι κεφαλοδοκοί μεταφέρουν τις οριζόντιες δυνάμεις κατά την διεύθυνση τοποθέτησης τους και τις μεταφέρουν στο έδαφος μέσω τον συνδέσμων δυσκαμψίας. Οι κεφαλοδοκοί παραλαμβάνουν μόνο αξονικά φορτία από την κατασκευή και συνδέονται με αρθρώσεις στα υποστυλώματα. Κύρια δράση είναι η αξονική δύναμη και για τις δυο κατασκευές ενώ συμμετέχουν στο σύστημα δυσκαμψίας του συστήματος.



Σχήμα 3.8 Κεφαλοδοκοί γ για το βιομηχανικό κτίριο

- **Σύνδεσμοι δυσκαμψίας**

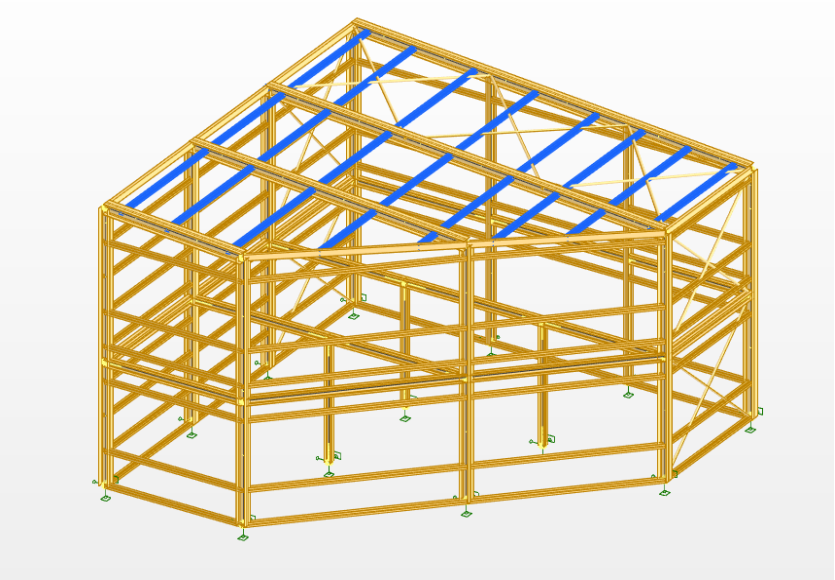
Στις κατασκευές τοποθετηθήκαν διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας της μορφής Χ κατά τον οριζόντιο και κατακόρυφο άξονα. Το κατακόρυφο σύστημα δυσκαμψίας τοποθετείται στα ακριανά φατνώματα της κατασκευής και πραγματοποιείται μέσω ζεύγος κατακόρυφων συνδέσμων για την παραλαβή οριζοντίων δυνάμεων από άνεμο και σεισμό και την μεταφορά τους στην θεμελίωση. Το Οριζόντιο σύστημα δυσκαμψίας έχει ίδια λειτουργία δηλαδή τη παραλαβή οριζοντίων δυνάμεων. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας υπόκεινται σε αξονικές εντάσεις σε εφελκυσμό όσο και σε θλίψη, ενώ βρίσκονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων και στα υποστυλωμάτων παρέχοντας τους πλευρική στήριξη. Όπως προαναφέραμε οι σύνδεσμοι προσομοιώθηκαν με truss elements και συνδέονται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις.



Σχήμα 3.9 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας για το βιομηχανικό κτίριο

- **Τεγίδες**

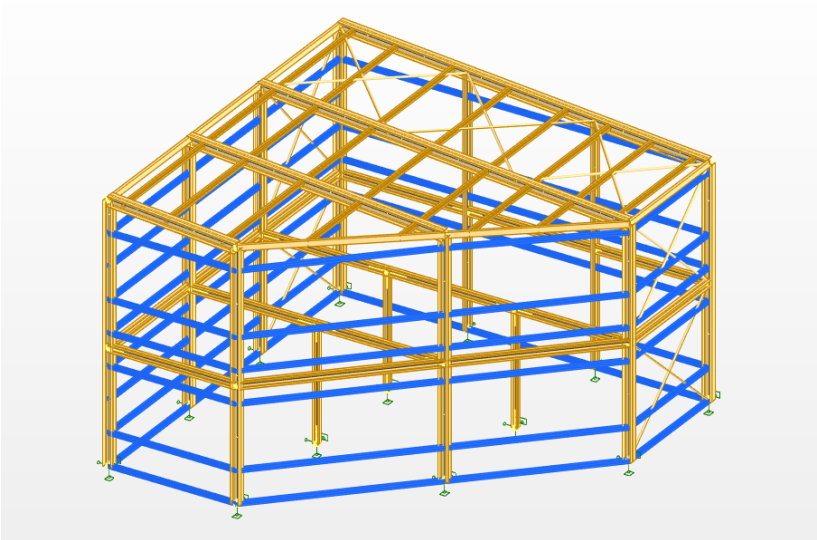
Οι τεγίδες είναι διατεταγμένα στην επιφάνεια δευτερεύοντα στοιχεία που συμπληρώνουν το κέλυφος του φέροντα οργανισμού και μεταφέρουν τις κατακόρυφες δράσεις που ασκούνται στην επιστέγαση στα κύρια στοιχεία, δηλαδή τα ζυγώματα. Τα δράσεις αυτά είναι τα φορτία ανέμου, χιονιού, το ίδιο βάρος της επικάλυψης και το ωφέλιμο φορτίο. Η διάταξη των τεγίδων προκύπτει από την αντοχή και δυσκαμψία των φύλλων επικάλυψης, που είναι ανά περίπου 2,00 μέτρα. Κύρια καταπόνηση των τεγίδων είναι η κάμψη κατά των κύριο άξονα από τα κατακόρυφα φορτία. Ο τρόπος στήριξης των τεγίδων είναι ποικιλόμορφος και ο καθένας έχει θετικά και αρνητικά στοιχεία. Ο τρόπος στήριξης που επιλέχτηκε είναι η αμφιέρειστη στήριξη των τεγίδων γιατί παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση ωστόσο παρουσιάζουν μεγάλες ροπές και παραμορφώσεις. Η αρχιτεκτονική του κτιρίου μας οδηγησε στο να επιλεξουμε οι τεγίδες να συμβαλλουν στην μεταφορά των οριζοντίων δυνάμεων ώστε να πραγματοποιηθει ομοιομορφα αυτή η διαδικασία. Παρολα αυτά η τοποθέτηση τους εγινε μια στάθμη παρακάτω από αυτή τον συνδέσμων δυσκαμψίας.



Σχήμα 3.10 Τεγίδες για το διώροφο κτίριο γραφείων

- **Μηκίδες**

Ο σχεδιασμός των μικάδων είναι παρόμοιος με τις τεγίδες. Οι μηκίδες υπάρχουν και στις δυο κατασκευές ωστόσο στο βιομηχανικό κτίριο έχουν περιοριστεί για την κατάλληλη λειτουργία του. Στα φορτία που ασκούνται στην πλαγιοκάλυψης μεταφέρονται μέσω των μικάδων στα υποστυλώματα και στους μετωπικούς στύλους, δηλαδή τα φορτία ανέμου και το ίδιο βάρος της επικάλυψης. Η διάταξη εξαρτάται από την αντοχή της πλαγιοκάλυψης ανάλογα με την αντοχή της ενώ πρέπει να προβλέπεται και ανοίγματα για κουφώματα. Οι μηκίδες υπόκεινται σε κάμψη και συγκεκριμένα σε διαξονική κάμψη λογω του ιδίου βάρους της επικάλυψης που αναλαμβάνουν. Ομοίως με τις τεγίδες, οι μηκίδες επιβαρύνονται αξονικά για την μεταφορά των οριζοντίων δυνάμεων.

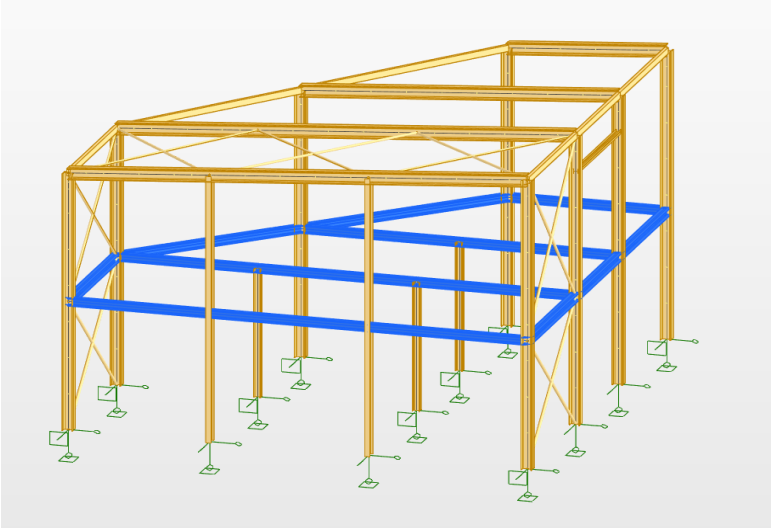


Σχήμα 3.11 Μηκίδες για το διώροφο κτίριο γραφείων

- **Δοκοι**

Κύρια λειτουργία των δοκών είναι η μεταφορά των δράσεων από την πλακά στα υποστυλώματα και στην συνέχεια στο έδαφος, για τον λόγο αυτό και κύρια ένταση η καμπτική ροπή. Οι περιμετρικοί δοκοι βοηθούν στην σύνδεση μεταξύ των πλαισίων και αναλαμβάνουν και αξονικές δυνάμεις. Οι δοκοι

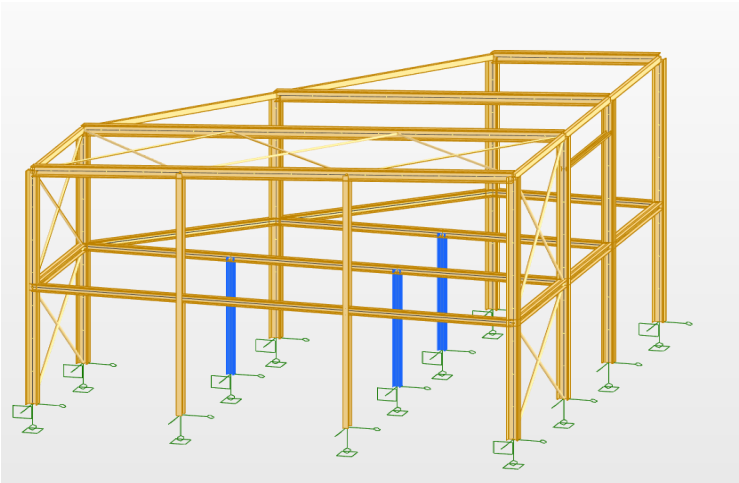
κατά την διεύθυνση των πλαισίων συνδέονται με πακτώσεις στα υποστυλώματα και μετωπικούς στύλους. Οι άλλες δοκοι στηρίζονται αμφίαρθρωτα στα υποστυλώματα των πλαισίων στον ισχυρό άξονα.



Σχήμα 3.12 Δευτερεύον δοκοι για το διώροφο κτίριο γραφείων

- **Υποστυλώματα**

Τα τρία υποστυλώματα παραλαμβάνουν κατά κύριο λογω αξονικά φορτία που προέρχονται από τα φορτία του πρώτου ορόφου και μεταβιβάζονται μέσω των δοκών στα υποστυλώματα. Ομοίως με τα υπόλοιπα υποστυλώματα εδράζονται με πάκτωση κατά την διεύθυνση του ισχυρού άξονα της διατομής ενώ κατά την άλλη εδράζονται ως αρθρώσεις.



Σχήμα 3.13 Υποστυλώματα για το διώροφο κτίριο γραφείων

3.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις και έχουν ως συνέπεια την δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Η δυναμική ανάλυση είναι απαραίτητη όταν

οι σεισμικές δράσεις προκαλούν σημαντικά αδρανειακά φορτία. Η δυναμική ανάλυση της κατασκευή, προαναφέρθηκε πραγματοποιήθηκε με την μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης. Η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στην συνολική απόκριση πρέπει να ληφθούν υπόψη. Το κριτήριο συμφώνα με τις διατάξεις του EN1998 πρέπει να ικανοποιούνται τα παρακάτω:

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

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

Με βοήθεια του λογισμικού υπολογίστηκαν τα παρακάτω:

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

Η χωρική επαλληλία των σεισμικών διεγέρσεων με τις παρακάτω σχέσεις:

$$A_{Ed}=\pm E_y \pm 0{,}3 \cdot E_x \quad \textbf{(3.1)}$$

$$A_{Ed}=\pm E_x \pm 0{,}3 \cdot E_y \quad \textbf{(3.2)}$$

Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού υπολογίστηκαν λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον συνδυασμό G+ψ2·Q, που για κινητά φορτία είναι 0,3.

Στους παρακάτω πίνακες μπορείτε να δείτε τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης:

Ιδιομορφή	**Ιδιοπερίοδος**	**Ποσοστό Ιδιομορφικής Μαζας (%)**	
		x	y
1	2.36	20.77	0
2	1.04	11.56	0.03
3	0.68	5.75	1.99
4	0.64	0	0.02
5	0.55	1.54	40.07
6	0.48	16.19	5.26
7	0.48	0.8	43.43
8	0.4	0.5	0
9	0.27	0.81	0

10	0.25	2.48	0.2
11	0.23	7.78	0.02
12	0.2	2.7	0.09
13	0.2	6.62	0.07
14	0.19	15.81	0.05
Συνολικό ποσοστό συμμετοχής της μάζας		93.31	91.23

Πίνακας 3.1 Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης για διώροφο κτίριο

Οι παραπάνω ιδιομορφές είναι αυτές που συγκεντρώνουν το 90% της ιδιομορφικής μάζας κατά τις δυο διευθύνσεις όπου παρατηρούμε ότι συγκεντρώνουν μεγάλο ποσοστό της μάζας στις πρώτες ιδιομορφές ενώ επίσης οι δυο διευθύνσεις τις συγκεντρώνουν ομοιόμορφα το ποσοστό ιδιομορφικής μάζας που σημαίνει ότι έχουν παρόμοιες δυσκαμψίες κατά των δυο κυρίων διευθύνσεων.

Ιδιομορφή	**Ιδιοπερίοδος**	**Ποσοστό Ιδιομορφικής Μαζας (%)**	
		x	y
1	2.36	34.10	0.00
2	1.04	0.00	7.60
3	0.68	20.34	0.00
4	0.64	30.37	0.00
5	0.55	8.65	0.00
Συνολικό ποσοστό συμμετοχής της μάζας		93.47	7.60
87	0.18		3.69
88	0.18		0.05
89	0.16		0.39
90	0.14		2.19
Συνολικό ποσοστό συμμετοχής της μάζας			90.70

Πίνακας 3.2 Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης για βιομηχανικό κτίριο

Παρατηρούμε ότι κατά την διεύθυνση της πλασιακής λειτουργίας συγκεντρώνει στις πρώτες 5 ιδιομορφές το πάνω από το 90% του ποσοστού ιδιομορφικής μάζας ενώ κατά την άλλη διεύθυνση απαιτούνται 90 ιδιομορφές. Η ανομοιομορφία στην συγκέντρωση των ιδιομορφών αντικατοπτρίζει και την ανομοιομορφία του κτιρίου κατά της διευθύνσεις Χ και Υ.

4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ

4.1 Γενικά

Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση των φορέων πραγματοποιήθηκαν με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3, που αναφέρεται στις μεταλλικές κατασκευές. Με την βοήθεια του λογισμικού Robot Structural Analysis ορίστηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες οι βέλτιστες διατομές και εκλεχτήκαν ώστε να επαρκούν στους απαιτούμενους ελέγχους . Τα κριτήρια διαστασιολόγησης ήταν η ικανοποίηση των απαιτούμενων ελέγχων για τον σχεδιασμό, η επιλογή οικονομικότερης πρότυπης διατομής σε σχέση με το βάρος της, και η μέγιστη δυνατή εκμετάλλευση κάθε μέλους. Με την παραπάνω μεθοδολογία καταλήξαμε στις τελικές διατομές για την ασφαλή διαμόρφωση των κατασκευών.

4.2 Κατάταξη διατομών

Ανάλογα με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στροφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές χωρίζονται σε τέσσερις κατηγορίες.

Κατηγορία 1: Είναι διατομές με αντοχή σε ροπή μεγαλύτερη της πλαστικής ροπής και στροφική ικανότητα επαρκή. Σε διατομές Κατηγορίας 1 εφαρμόζεται πλαστική-πλαστική ανάλυση.

Κατηγορία 2: Είναι διατομές με αντοχή τουλάχιστον ίση με την πλαστική ροπή, αλλά χωρίς στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού των πελμάτων ή του κορμού. Σε διατομές Κατηγορίας 2 εφαρμόζεται το πολύ ελαστική-πλαστική ανάλυση

Κατηγορία 3: Είναι διατομές με αντοχή τουλάχιστον ίση με την ελαστική ροπή. Επιτρέπεται μόνο η εφαρμογή ελαστικής-ελαστικής ανάλυσης

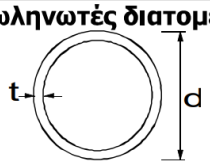
Κατηγορία 4: Είναι διατομές με αντοχή μικρότερη της ελαστικής ροπής λόγω τοπικού λυγισμού.

Εφαρμόζεται μόνο εφαρμογή ελαστικής-ελαστικής ανάλυσης με πρόσθετους

ελέγχους σε κύρτωση έναντι κινδύνου τοπικού λυγισμού.

Παρακάτω παρατηρούμε τα όρια κατάταξης των διατομών θλιβόμενων στοιχείων.

Σωληνωτές διατομές

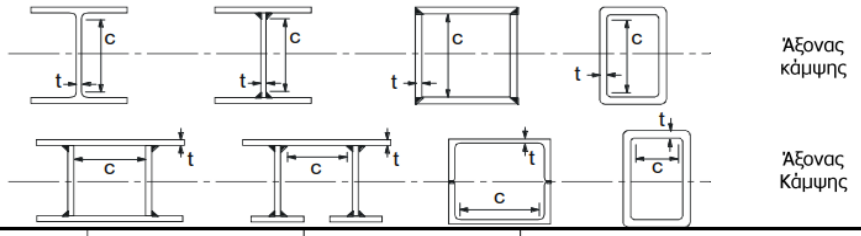


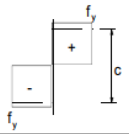
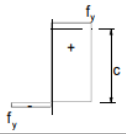
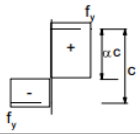
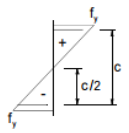
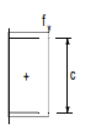
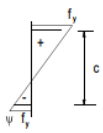
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη
1	$d/t \le 50 \cdot \varepsilon^2$
2	$d/t \le 70 \cdot \varepsilon^2$
3	$d/t \le 90 \cdot \varepsilon^2$ **ΣΗΜΕΙΩΣΗ** Για $d/t > 90 \cdot \varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Πίνακας: 4.1

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα

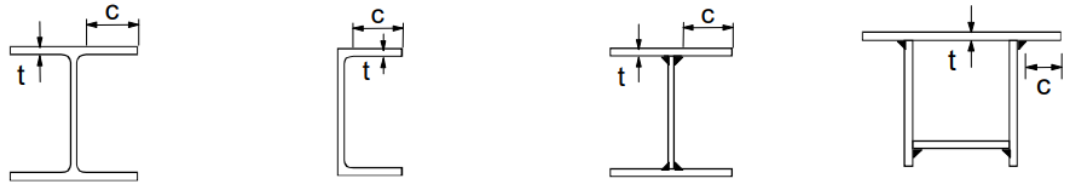


Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \le 72 \cdot \varepsilon$	$c/t \le 33 \cdot \varepsilon$	όταν $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$ όταν $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83 \cdot \varepsilon$	$c/t \le 38 \cdot \varepsilon$	όταν $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{456 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$ όταν $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{41{,}5 \cdot \varepsilon}{\alpha}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \le 124 \cdot \varepsilon$	$c/t \le 42 \cdot \varepsilon$	$\psi > -1$: $c/t \le \frac{42 \cdot \varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33 \cdot \psi}$ $\psi \le -1^{*)}$: $c/t \le 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$

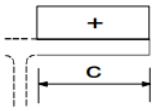
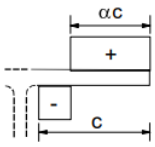
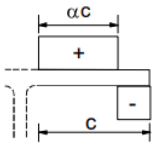
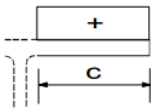
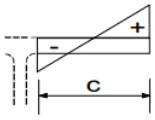
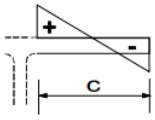
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας: 4.2

Προεξέχοντα πέλματα



Ελατές διατομές — Συγκολλητές διατομές

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη	
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \le 9 \cdot \varepsilon$	$c/t \le \frac{9 \cdot \varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{9 \cdot \varepsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \le 10 \cdot \varepsilon$	$c/t \le \frac{10 \cdot \varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{10 \cdot \varepsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \le 14 \cdot \varepsilon$	$c/t \le 21 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5	

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας: 4.3

4.3 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα είναι μέλη που δέχονται σημαντική αξονική δύναμη υπό την όποια τα μέλη είναι ευαίσθητα στον λυγισμό πριν η διατομή του εξαντλήσει την αντοχή της. Τα υποστυλώματα των πλαισίων τοποθετούνται με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρός άξονας να βρίσκεται κατά την διεύθυνση του πλαισίου και την δημιουργία πλαισιακής λειτουργίασ. Ο προσδιορισμός του ισοδυνάμου μήκους λυγισμου πραγματοποιείται αυτόματα από το λογισμικό με την εύρεση των ενεργών συντελεστών δυσκαμψίας των μελών που απολήγουν σε κάθε κόμβο και τον τρόπο στήριξης τους, ενώ επιπλέον θεωρούμε τα πλαίσια ως μεταθετά. Κατά την διεύθυνση του ασθενή άξονα οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας παρέχουν εξασφάλιση. Τα υποστυλώματα εδράζονται με σύνδεση για παραλαβή τεμνουσών δράσεων και θεωρείται η απλή περίπτωση αμφιαρθρωτής οπου το ενεργό μήκος λυγισμού θεωρήθηκε όλο το μήκος του μέλους. Πρέπει να σημειωθεί ότι κατά τον ασθενή άξονα, οπού υπήρχε συμβολή του συνδέσμου δυσκαμψίας ή της κεφαλοδοκού θεωρήθηκε ότι παρέχει πλευρική στήριξη. Ο συνδυασμός των εντατικών μεγεθών αποτελεί κανόνα για τα μέλη των πλαισίων όπως είναι τα υποστυλώματα και καθορίζονται από τις σχέσεις αλληλεπιδράσης.

Ειδική περίπτωση αποτελεί το υποστύλωμα του βιομηχανικού κτιρίου το οποίο λογω της αρχιτεκτονικής συμβάλλουν δυο ζυγώματα, θεωρήσαμε ότι το χαμηλότερο ζύγωμα παρέχει στήριξη στο πέλμα.

Τα υποστυλώματα των πλαισίων του κτιρίου διοίκησης έχουν μια ιδιαιτερότητα λογω της ύπαρξης της πλακάς στον πρώτο όροφο. Στην περίπτωση αυτή θεωρηθήκαν υποστυλώματα για κάθε όροφο ώστε να προσομοιωθούν με μεγαλύτερη ακρίβεια ο τρόπος λειτουργίας τους σε λυγισμό. Πιο συγκεκριμένα θεωρήσαμε ότι απομονωμένα τα υποστυλώματα σε κάθε όροφο με ύψος 4 μέτρα και 5 μέτρα, τα οποία με την σειρά τους λειτουργούν με πλαισιακή λειτουργία με τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Στην πραγματικότητα όμως πρόκειται για ενιαία υποστυλώματα ύψους 9 μέτρων.

Στην περίπτωση του κτιρίου διοίκησης υπάρχουν τρία υποστυλώματα τα όποια μεταφέρουν τα κάθετα φορτία του πρώτου ορόφου, τα οποία τοποθετηθήκαν ομοίως με τα προηγούμενα ωστόσο συμπεριφέρονται διαφορετικά. Κατά τον ισχυρό άξονα αφού είναι πακτωμένα στον πόδα τους και στην κεφαλή συντρέχουν οι δοκοι, κατ'επεκταση το ισοδύναμο μήκος λυγισμου υπολογίστηκε αυτόματα μέσω των συντελεστών δυσκαμψίας. Για την άλλη διεύθυνση θεωρήθηκε απλή περίπτωση λυγισμου με άρθρωση στον πόδα και μετάθεση στη κεφαλή.

Τα υποστυλώματα υπόκεινται κυρίως σε καμπτικες ροπές και αξονικές δυνάμεις. Αρχικά επιλέγονται διατομές που να ανταποκρίνονται έναντι καμπτικού λυγισμου και στην συνέχεια έναντι στρεπτοκαμπτικου λυγισμου ώστε να εξασφαλιστούν από τον κίνδυνο πλευρικής αστάθειας. Επιλέγονται πλατύπελμες διατομές ΗΕΑ για το διώροφο και ΗΕΒ για το βιομηχανικό κτίριο, επειδή έχουν καλύτερη λειτουργία κατά της δυο διευθύνσεις από τις υψίκορμες διατομές, αφού οι δράσεις προκαλούν καμπτικες ροπές και στον ασθενή άξονα. Τα υποστυλώματα του βιομηχανικό κτιρίου υποβάλλονται σε αυστηρούς έλεγχους μετακινήσεων γιατί σε αυτούς στηρίζεται η γερανογέφυρα και για τον λόγο αυτό επιλέγονται διατομές ΗΕΒ.

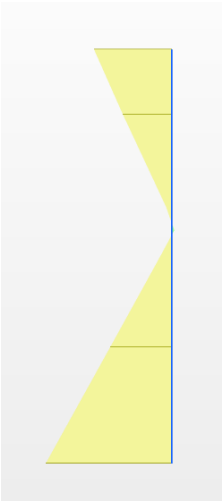
4.3.1 Υποστυλώματα Πλαισίου διώροφου κτιρίου

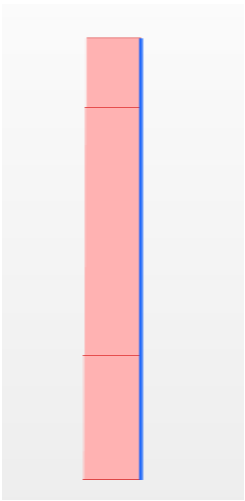
ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 73 COMB55 (1+12)*1.00+2*0.30

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **ΗΕΑ 220**





Σχήμα 3.1 Καμπτική Ροπή **Σχήμα 3.2** Αξονική Δύναμη

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ			
$N_{,Ed}$	124.64 kN	$M_{z,Ed}$	0.00 kN*m
$T_{t,Ed}$	0.03 kN*m	$V_{y,Ed}$	1.20 kN
$M_{y,Ed}$	-92.50 kN*m	$V_{z,Ed}$	42.25 kN
$M_{y,Ed,max}$	-92.50 kN*m	$M_{z,Ed,max}$	3.80 kN*m
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ			
$M_{y,c,Rd} = \frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	156.34 kN*m	$M_{z,c,Rd} = \frac{W_{z,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$	74.41 kN*m
$M_{y,el,Rd}$	141.68 kN*m	$M_{z,el,Rd}$	48.86 kN*m
$M_{N,y,Rd}$	156.34 kN*m	$V_{z,c,Rd}$	74.41 kN
$V_{y,c,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}$	852.62 kN	$V_{z,T,Rd}$	328.20 kN
$V_{y,T,Rd}$	850.31 kN		
$N_{c,Rd=} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ $N_{c,Rd}$	1769.38 kN		
$N_{b,Rd} = \frac{c \times f_y \times A}{g_{M1}}$	1131.69 kN		
$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_y}{\gamma_{M1}}$	138.46 kN*m		

Πίνακας 3.4

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
άξονας y:			
καμπύλη $_{,y}$	b	$a_{,y}$	0.34
$L_{cr,y}$	4.74 m	$j = 0,5 \cdot \left[1 + a \cdot \left(l - 0,2\right) + l^{-2}\right]$	0.74
λ_y	51.74	$c = \frac{1}{j + \sqrt{j^2 - l^{-2}}}$	0.84
$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$	0.60	$N_{b,Rd} = \frac{c \times f_y \times A}{g_{M1}}$	1484.66 kN
άξονας z:			

καμπύλη ,z	c	α,z	0.49
Lcr,z	4.00 m	$j = 0,5 \cdot \left[1 + a \cdot \left(l - 0,2\right) + l^{-2}\right]$	1.01
λ_z	72.57	$c = \frac{1}{j + \sqrt{j^2 - l^{-2}}}$	0.64
$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$	0.84	$N_{b,Rd} = \frac{c \times f_y \times A}{g_{M1}}$	1131.69 kN

Πίνακας 3.5

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
$L_{cr,upp}$	4.00 m	καμπύλη ,LT	a
$L_{cr,low}$	4.00 m	α,LT	0.21
M_{cr}	418.25 kN*m	$\Phi_{LT} = 0,5\left[1 + a_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2\right) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] =$	0.73
λ_LT	0.61	$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$	0.89

Πίνακας 3.6

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	
$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}}$ = 0.07 < 1.00 (6.2.4.(1))	$\frac{V_{ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}}$ = 0.13 < 1.00 (6.2.6-7)
$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}}\right]^b$ =0.35<1.00 (6.2.9.1.(6))	$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M0}}}}$ = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
$\frac{V_{y,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}}$ =0.00 < 1.00 (6.2.6-7)	$\frac{\tau_{tx,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M0}}}}$ = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Πίνακας 3.7

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ	
λ,y = 78.33 < λ,max = 210.00	λ,z = 55.47 < λ,max = 210.00

$$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}} = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy}\frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0.69 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}} = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Πίνακας 3.8

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δx = 4.2 cm < δx max = L/150.00 = 5.8 cm Δυσμενής Συνδυασμός: 80 COMB33 (1+17)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60 δy = 2.9 cm < δy max = L/150.00 = 5.8 cm Δυσμενής Συνδυασμός: 79 COMB32 (1+16)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60

Πίνακας 3.9

4.3.2 Υποστύλωμα ισογείου του διώροφου κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

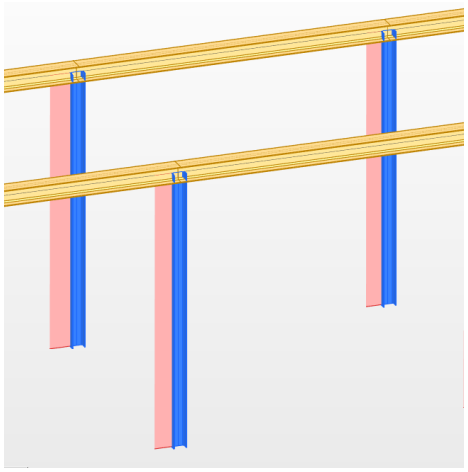
Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 106 COMB8 1*1.35+2*1.05+3*0.75+16*1.50+15*0.90

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

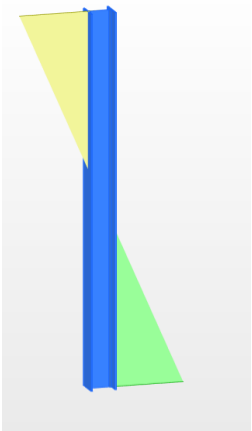
ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **HEA 200**

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ			
$N_{,Ed}$	187.34 kN	$M_{z,Ed}$	-0.00 kN*m
$T_{t,Ed}$	-0.01 kN*m	$V_{y,Ed}$	-0.00 kN
$M_{y,Ed}$	78.95 kN*m	$V_{z,Ed}$	-39.12 kN
$M_{y,Ed,max}$	78.95 kN*m	$M_{z,Ed,max}$	0.00 kN*m
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ			
$M_{y,pl,Rd}$	118.12 kN*m	$M_{z,pl,Rd}$	56.05 kN*m
$M_{y,el,Rd}$	106.88 kN*m	$M_{z,el,Rd}$	36.73 kN*m
$M_{y,c,Rd}$	118.12 kN*m	$M_{z,c,Rd}$	56.05 kN*m
$MN_{,y,Rd}$	118.12 kN*m	$MN_{,z,Rd}$	56.05 kN*m

$V_{y,c,Rd}$	716.40 kN	$V_{z,c,Rd}$	287.08 kN
$V_{y,T,Rd}$	715.30 kN		
$N_{c,Rd}$	1480.36 kN		
$N_{b,Rd}$	331.57 kN		
$M_{b,Rd}$	111.20 kN*m		
Πίνακας 3.10			



Σχήμα 3.3 Αξονική Δύναμη



Σχήμα 3.4 Καμπτικές Ροπές

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
άξονας y:			
καμπύλη ,y	b	$a_{,y}$	0.34
$L_{cr,y}$	4.29 m	$\Phi_{,y}$	0.75
λ_y	51.85	X_y	0.84
$\bar{\lambda}_y$	0.60	$N_{y,b,Rd}$	1241.20 kN
άξονας z:			
καμπύλη ,z	c	$a_{,z}$	0.49
Lcr,z	8.00 m	$\Phi_{,z}$	2.62
λz	160.61	X_z	0.22
λ_z	1.85	$N_{z,b,Rd}$	331.57 kN
Πίνακας 3.11			

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
$L_{cr,upp}$	4.00 m	καμπύλη $_{,LT}$	a
$L_{cr,low}$	4.00 m	$a_{,LT}$	0.21

Mcr	605.14 kN*m	$\Phi_{,LT}$	0.62
λ_LT	0.44	X_{LT}	0.94

Πίνακας 3.12

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	
$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} = 0.13 < 1.00$ (6.2.4.(1))	$\frac{V_{ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.14 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}}\right]^b = 0.45 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))	$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M0}}}} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
$\frac{V_{y,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)	$\frac{\tau_{tx,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M0}}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Πίνακας 3.13

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y = 51.85 < λ,max = 210.00 λ,z = 160.61 < λ,max = 210.00
N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.57 < 1.00 (6.3.1)
$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}} = 0.71 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0.85 < 1.00$ (6.3.3.(4))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}} = 0.86 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Πίνακας 3.14

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δx = 1.1 cm < δx max = L/150.00 = 2.7 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 80 COMB33 (1+17)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60
δy = 1.4 cm < δy max = L/150.00 = 2.7 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 79 COMB32 (1+16)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60

Πίνακας 3.15

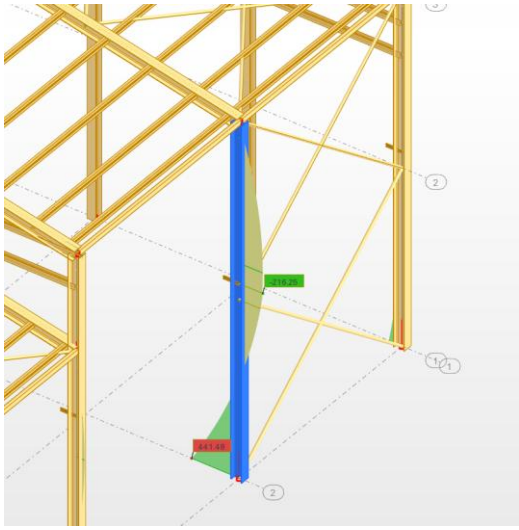
4.3.3 Υποστυλώματα βιομηχανικού κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

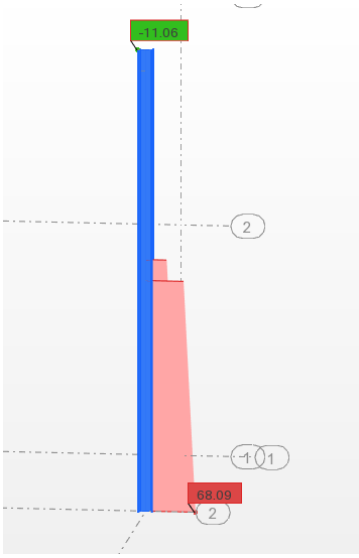
Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 50 COMB12 (1+14+27)*1.35+13*1.50+16*0.75+19*0.90

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **HEB 340**



Σχήμα 3.5 Καμπτικές Ροπές



Σχήμα 3.6 Αξονική Δύναμη

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ					
N,Ed	68.09	kN	Vy,Ed	0.37	kN
Tt,Ed	0.61	kN*m	Vz,Ed	-180.02	kN
My,Ed	441.48	kN*m	Mz,Ed,max	-4.07	kN*m
My,Ed,max	441.48	kN*m			
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ					
My,pl,Rd	662.27	kN*m	Mz,pl,Rd	271.08	kN*m
My,el,Rd	592.97	kN*m	Mz,el,Rd	177.65	kN*m
My,c,Rd	662.27	kN*m	Mz,c,Rd	271.08	kN*m
MN,y,Rd	662.27	kN*m	Vz,c,Rd	890.52	kN
Vy,c,Rd	2250.39	kN	Vz,T,Rd	884.43	kN
Nc,Rd	4699.69	kN			
Nb,Rd	1231.57	kN			

Mb,Rd	492.30	kN*m
τ,ty,Ed	4.84	MPa
τ,tz,Ed	2.70	MPa

Πίνακας 3.16

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
y axis:			
καμπύλη ,y	b	α,y	0.34
Lcr,y	13.04 m	Φ,y	1.17
λy	89.01	Xy	0.58
λ_y	1.03	Ny,b,Rd	2730.95 kN
z axis:			
καμπύλη ,z	c	α,z	0.49
Lcr,z	11.00 m	Φ,z	2.28
λz	146.08	Xz	0.26
λ_z	1.68	Nz,b,Rd	1231.57 kN

Πίνακας 3.17

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
$L_{cr,upp}$	11.00 m	καμπύλη ,LT	a
$L_{cr,low}$	11.00 m	α,LT	0.21
Mcr	844.42 kN*m	Φ,LT	0.96
λ_LT	0.89	X_{LT}	0.74

Πίνακας 3.18

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	
$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))	$\frac{V_{y,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\frac{M_{ed}}{\frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} = 0.67 < 1.00$	$\frac{V_{z,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.20 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}}\right]^b = 0.45 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))	

$\dfrac{V_{y,ed}}{\dfrac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}}$ =0.00 < 1.00 (6.2.6-7)	$\dfrac{\tau_{ty,Ed}}{\dfrac{f_y}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M0}}}}$ = 0.03 < 1.00 (6.2.6) $\dfrac{\tau_{tx,Ed}}{\dfrac{f_y}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M0}}}}$ = 0.02 < 1.00 (6.2.6)

Πίνακας 3.19

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y = 89.01 < λ,max = 210.00 λ,z = 146.08 < λ,max = 210.00
$\dfrac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}}$ = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
$\dfrac{N_{Ed}}{\dfrac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \dfrac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \dfrac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \dfrac{M_{Z,Ed}}{\dfrac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}}$ = 0.97 < 1.00 (6.3.3.(4))
$\dfrac{N_{Ed}}{\dfrac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \dfrac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \dfrac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \dfrac{M_{Z,Ed}}{\dfrac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}}$ = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))

Πίνακας 3.20

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δx = 5.1 cm < δx max = L/150.00 = 7.3 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 196 COMB163 (1+14+27+9)*1.00+16*0.50+19*0.60
δy = 0.3 cm < δy max = L/150.00 = 7.3 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 211 COMB178 (1+14+27+12)*1.00+17*0.50+19*0.60

Πίνακας 3.21

4.4 Ζυγώματα

Τα ζυγώματα συνδέονται στα υποστυλώματα κατάλληλα ώστε να μεταφέρουν ροπές και να διαμορφωθούν τα πλαίσια. Οι διατομές επιλέγονται ώστε να ανταποκρίνονται στις κύριες δράσεις που είναι οι καμπτικες ροπές και οι αξονικές ροπές και ελέγχονται καταρχήν έναντι καμπτικού λυγισμου και στην συνέχεια σε πλευρικό λυγισμό. Συγχρόνως η πλευρική εκτροπή που εμφανίζεται επιτείνεται όταν το φορτία εφαρμόζεται στο άνω πέλμα γιατί δημιουργείται μια πρόσθετη στρεπτική ροπή. Όσο αυξάνεται το ύψος της διατομής η επίδραση αυτή αυξάνεται, για τον λογω αυτό αποκλείστηκαν μεταξύ άλλων οι υψίκορμες διατομές. ζυγώματα τα οποία δεν είναι προστατευμένα έναντι πλευρικής εκτροπής

και υπόκεινται σε ροπές λογω εγκάρσιων φορτίων καθιστά το θλιβομενο πέλμα επιρρεπή σε λυγισμό Όπως προαναφέραμε η συνηθέστερη μορφή αστάθειας για τα μέλη των πλαισίων είναι η μετάπτωση του σε μια καμπυλωμένη μορφή του οπου η αστοχία έρχεται πολύ πριν την αναπτύξει την πλαστική αντοχή του. Στο βιομηχανικό κτίριο θεωρούμε το μήκος λυγισμού ίσο με το τμήμα του ζυγώματος με ενιαία κλίση, δηλαδή 8,5 μέτρα. Το ζύγωμα λαμβάνεται τμηματικά και δεν αγνοείται η ύπαρξη της κλίσης. Στην περίπτωση του διώροφου κτιρίου λαμβάνεται όλο το μήκος του ζυγώματος. Το ισοδύναμο μήκος λυγισμου λαμβάνεται με το μισό του μέλους αφού πρόκειται για απλή περίπτωση αμφίπακτης στήριξης. Στον ασθενή άξονα λαμβάνουμε τον πραγματικό τους μήκους αφού πρόκειται για αμφιαρθρωτη στήριξη. Οι μετωπικοί στύλοι και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας παρέχουν στήριξη στο ζύγωμα κατά τον ισχυρό άξονα οι μεν και οι δε κατά τον ασθενή άξονα ώστε να μειώνουν το μήκος στην συμβολή τους. Δεν πραγματοποιείται ειδική σύνδεση μεταξύ συνδέσμου δυσκαμψίας και τεγίδα ώστε να εξασφαλίζεται πλευρική στήριξη στην συμβολή τους. Στην περίπτωση του διώροφου κτιρίου λαμβάνεται το 1/3 του πραγματικού μήκους στον ασθενή άξονα ενώ στο βιομηχανικό κτίριο το μισό του πραγματικού μήκους. Οι τελικές βέλτιστες διατομές προκύπτουν από την σειρά πρότυπο ελατών διατομών HEA και HEB, διότι έχουν μια πιο εξισορροπημένη αντοχή έναντι λυγισμου κατά τις δυο κύριες διευθύνσεις, ενώ προκύπτει οικονομικότερη διατομή από τις υπόλοιπες.

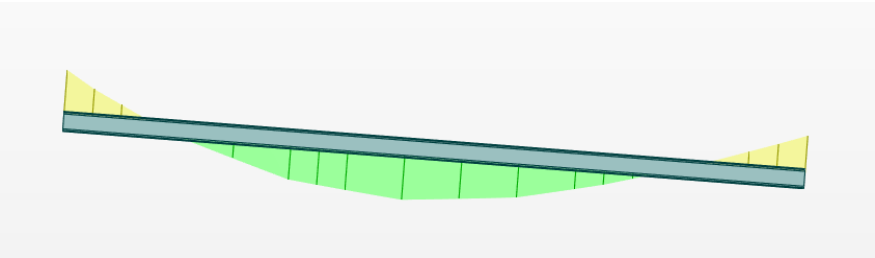
4.4.1 Ζύγωμα του διώροφου κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 114 COMB16 1*1.35+2*1.05+3*1.50+(46+15)*0.90

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **HEB 220**



Σχήμα 3.7 Καμπτικές Ροπές

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ					
$N_{,Ed}$	33.63	kN	$M_{z,Ed}$	-0.06	kN
$T_{t,Ed}$	-0.00	kN*m	$V_{y,Ed}$	0.01	kN
$M_{y,Ed}$	-78.93	kN*m	$V_{z,Ed}$	-34.96	kN*m
$M_{y,Ed,max}$	-102.46	kN*m	$M_{z,Ed,max}$	-0.06	kN*m
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ					
$M_{y,pl,Rd}$	227.45	kN*m	$M_{z,pl,Rd}$	108.32	kN*m

$M_{y,el,Rd}$	202.27	kN*m	$M_{z,el,Rd}$	71.08	kN*m
$M_{y,c,Rd}$	227.45	kN*m	$M_{z,c,Rd}$	108.32	kN*m
$MN_{,y,Rd}$	227.45	kN*m	$V_{z,c,Rd}$	108.32	kN
$V_{y,c,Rd}$	1216.21	kN	$V_{z,T,Rd}$	443.31	kN
$V_{y,T,Rd}$	1216.14	kN			
$N_{c,Rd}$	2503.63	kN			
$N_{b,Rd}$	1480.68	kN			
$M_{b,Rd}$	108.66	kN*m			

Πίνακας 3.22

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ					
άξονας y:					
καμπύλη $_{,y}$	b		$a_{,y}$	0.34	
$L_{cr,y}$	6.52	m	$\Phi_{,y}$	0.92	
λ_y	69.15		X_y	0.73	
$\bar{\lambda}_y$	0.80		Ny,b,Rd	1819.07	
άξονας z :					
καμπύλη $_{,z}$	c		$a_{,z}$	0.49	
$Lcr_{,z}$	4.43	m	$\Phi_{,z}$	1.09	
λ_z	79.33		X_z	0.59	
$\bar{\lambda}_z$	0.91		$N_{z,b,Rd}$	1480.68	kN

Πίνακας 3.23

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ					
$L_{cr,upp}$	13.04	m	καμπύλη $_{,LT}$	a	
$L_{cr,low}$	13.04	m	$a_{,LT}$	0.21	
M_{cr}	137.33	kN*m	$\Phi_{,LT}$	1.44	
λ_LT	1.29		X_{LT}	0.48	

Πίνακας 3.24

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))	$\frac{V_{y,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\frac{M_{ed}}{\frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} = 0.67 < 1.00$	$\frac{V_{z,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.08 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}}\right]^b = 0.12 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))	$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M0}}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
$\frac{V_{y,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)	$\frac{\tau_{tx,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M0}}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Πίνακας 3.25

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y = 69.15 < λ,max = 210 λ,z = 79.33 < λ,max = 210
N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.02 < 1.00 (6.3.1)
$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}} = 0.94 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0.97 < 1.00$ (6.3.3.(4))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}} = 0.52 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Πίνακας 3.26

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δy max 0.0 cm < δy max = L/250.00 = 5.2 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 76 COMB29 (1+4)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60
δz = 2.6 cm < δz max = L/250.00 = 5.2 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 87 COMB40 (1+3)*1.00+2*0.70+(1+15)*0.60
$\delta_{,inst,y}$ = 0.0 cm < δ,inst,max,y = L/200.00 = 6.5 cm

Δυσμενής Συνδυασμός: 0.7*2 + 0.5*3 + 1*4 + 0.6*15 $\delta_{,inst,z}$ = 1.8 cm < δ,inst,max,z = L/200.00 = 6.5 cm Δυσμενής Συνδυασμός: 0.7*2 + 1*3 + 0.6*15
Πίνακας 3.27

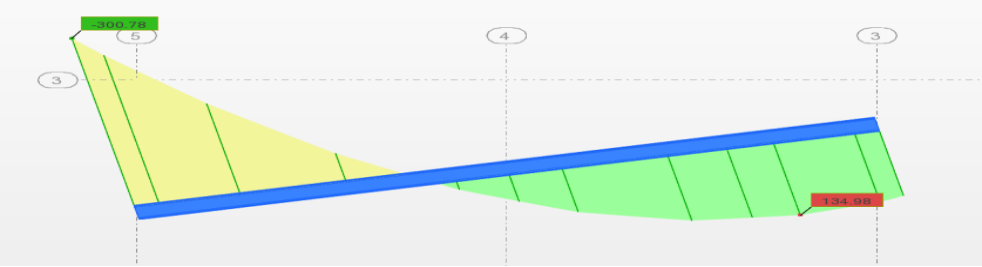
4.4.2 Ζύγωμα του βιομηχανικού κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

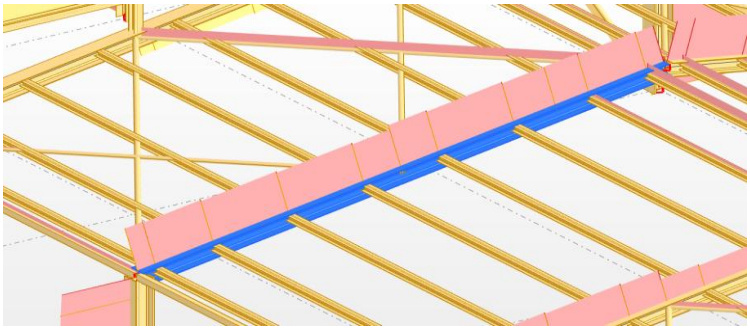
Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 78 COMB40 (1+14+27)*1.35+16*1.50+(5+19)*0.90

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **ΗΕΑ 340**



Σχήμα 3.8 Καμπτικές Ροπές



Σχήμα 3.9 Αξονικές Δυνάμεις

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ					
$N_{,Ed}$	111.44	kN	$M_{z,Ed}$	0.05	kN*m
$T_{t,Ed}$	-0.08	kN*m	$V_{y,Ed}$	6.80	kN
$M_{y,Ed}$	-300.78	kN*m	$V_{z,Ed}$	106.31	kN
$M_{y,Ed,max}$	-300.78	kN*m	$M_{z,Ed,max}$	8.36	kN*m

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ			
$M_{y,pl,Rd}$	508.92 kN*m	$M_{z,pl,Rd}$	207.89 kN*m
$M_{y,el,Rd}$	461.55 kN*m	$M_{z,el,Rd}$	136.33 kN*m
$M_{y,c,Rd}$	508.92 kN*m	$M_{z,c,Rd}$	207.89 kN*m
$MN_{,y,Rd}$	508.92 kN*m	$V_{z,c,Rd}$	207.89 kN
$V_{y,c,Rd}$	1752.64 kN	$V_{z,T,Rd}$	713.69 kN
$V_{y,T,Rd}$	1748.01 kN		
$N_{c,Rd}$	3670.51 kN		
$N_{b,Rd}$	1156.63 kN		
$M_{b,Rd}$	369.95 kN*m		

Πίνακας 3.28

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
άξονας y:			
καμπύλη $_{,y}$	b	$\alpha_{,y}$	0.34
$L_{cr,y}$	9.71 m	$\Phi_{,y}$	0.90
λ_y	67.40	X_y	0.74
$\bar{\lambda}_y$	0.78	$N_{y,b,Rd}$	2712.24 kN
άξονας z:			
καμπύλη $_{,z}$	c	$\alpha_{,z}$	0.49
$Lcr_{,z}$	9.71 m	$\Phi_{,z}$	1.94
λ_z	130.07	X_z	0.32
$\bar{\lambda}_z$	1.50	$N_{z,b,Rd}$	1156.63 kN

Πίνακας 3.7

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
$L_{cr,upp}$	9.71 m	καμπύλη $_{,LT}$	a
$L_{cr,low}$	9.71 m	$\alpha_{,LT}$	0.21
Mcr	613.79 kN*m	$\Phi_{,LT}$	0.99
λ_LT	0.91	X_{LT}	0.73

Πίνακας 3.29

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))	$\frac{V_{z,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\frac{M_{ed}}{\frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} = 0.67 < 1.00$	$\frac{V_{z,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.15 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}}\right]^b = 0.35 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))	$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M0}}}} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
$\frac{V_{y,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)	$\frac{\tau_{tx,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M0}}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Πίνακας 3.30

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y = 33.70 < λ,max = 210.00 λ,z = 130.07 < λ,max = 210.00
$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}} = 0.81 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0.95 < 1.00$ (6.3.3.(4))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}} = 0.58 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Πίνακας 3.31

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

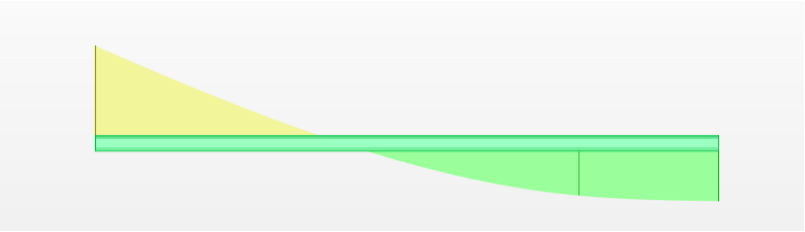
ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δy max 0.1 cm < δy max = L/200.00 = 4.9 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 294 COMB261 (1+14+27+19)*1.00+11*0.60+18*0.50
δz = 1.2 cm < δz max = L/200.00 = 4.9 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 228 COMB195 (1+14+27+16)*1.00+(5+19)*0.60
$\delta_{,inst,y}$ = 0.1 cm < δ,inst,max,y = L/250.00 = 3.9 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: : 0.6*11 + 0.5*18 + 1*19
$\delta_{,inst,z}$ = 0.7 cm < δ,inst,max,z = L/250.00 = 3.9 cm

Δυσμενής Συνδυασμός: 0.6*4 + 1*18 + 0.6*19
Πίνακας 3.32

4.5 Δοκοί

Οι δοκοι του διώροφου κτιριου αποτελουνται από διατομές διπλου ταυ τύπου ΗΕΑ για τις οποιες ικανοποιονται οι απαραιτητοι ελεγχοι. Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται κάθετα στις εσωτερικές δοκούς. Ο συντελεστής ισοδυνάμου μήκους λυγισμου, για τις δοκούς κατά την διεύθυνση των πλαισίων κατά την διεύθυνση του ισχυρού άξονα λαμβάνεται 0,5 λογω αμφιπακτη στήριξης ενώ κατά τον ασθενή άξονα λαμβάνεται με 1 λογω αμφιαρθρωτής στήριξης. Στις δοκούς κατά την άλλη διεύθυνση θεωρούνται αμφιρθρωτες κατά τις δυο διευθύνσεις και λαμβάνονται το πραγματικό τους μήκος.

4.5.1 Δοκός Διώροφου κτιρίου



Σχήμα 3.10 Καμπτικές Ροπές

Σχήμα 3.11 Αξονικές Δυνάμεις

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 106 COMB8 1*1.35+2*1.05+3*0.75+16*1.50+15*0.90

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **HEB 200**

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ					
N,Ed	21.27	kN	$M_{z,Ed,max}$	1.87	kN*m
Tt,Ed	0.06	kN*m	$V_{y,Ed}$	-1.68	kN
My,Ed	-125.01	kN*m	$V_{z,Ed}$	77.51	kN*m
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ					
$M_{y,pl,Rd}$	204.79	kN*m	$M_{z,pl,Rd}$	96.72	kN*m
$M_{y,el,Rd}$	185.64	kN*m	$M_{z,el,Rd}$	63.45	kN*m
$M_{y,c,Rd}$	204.79	kN*m	$M_{z,c,Rd}$	96.72	kN*m
$MN_{,y,Rd}$	204.79	kN*m	$V_{z,c,Rd}$	96.72	kN
$V_{y,c,Rd}$	1024.64	kN	$V_{z,T,Rd}$	399.72	kN
$V_{y,T,Rd}$	1022.65	kN			
$N_{t,Rd}$	2112.98	kN			
$M_{b,Rd}$	134.66	kN*m			

Πίνακας 3.33

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ				
$L_{cr,upp}$	4.50	m	καμπύλη $_{,LT}$	a
$L_{cr,low}$	4.50	m	$\alpha_{,LT}$	0.21
Mcr	218.27	kN*m	$\Phi_{,LT}$	1.10
λ_LT	0.90		X_{LT}	0.66

Πίνακας 3.34

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	
$\frac{N_{ed}}{N_{c,Rd}} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))	$\frac{V_{y,ed}}{\frac{A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\frac{M_{ed}}{\frac{W_{y,pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} = 0.67 < 1.00$	$\frac{V_{z,ed}}{\frac{A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}} = 0.20 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}}\right]^b = 0.50 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))	$\frac{\tau_{ty,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

$\dfrac{V_{y,ed}}{\dfrac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}}$ =0.00 < 1.00 (6.2.6-7)	$\dfrac{\tau_{tx,Ed}}{\dfrac{f_y}{\sqrt{3 \cdot \gamma_{M0}}}}$ = 0.01< 1.00 (6.2.6)

Πίνακας 3.35

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y = 26.34 < λ,max = 210.00 λ,z = 88.84 < λ,max = 210.00
N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.02 < 1.00 (6.3.1)
$\dfrac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}}$ = 0.96 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
$\dfrac{N_{Ed}}{\dfrac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \dfrac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \dfrac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \dfrac{M_{Z,Ed}}{\dfrac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}}$ = 0.99 < 1.00 (6.3.3.(4))
$\dfrac{N_{Ed}}{\dfrac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \dfrac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \dfrac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \dfrac{M_{Z,Ed}}{\dfrac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}}$ = 0.54 < 1.00 (6.3.3.(4))

Πίνακας 3.36

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δy max 0.2 cm < δy max = L/250.00 = 2.5 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 79 COMB32 (1+16)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60
δz = 2.4 cm < δz max = L/250.00 = 2.5 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 81 COMB34 (1+1)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60
$\delta_{,inst,y}$ = 0.2 cm < δ,inst,max,y = L/200.00 = 3.2 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 0.7*2 + 0.5*3 + 0.6*15 + 1*16
$\delta_{,inst,z}$ = 0.3 cm < δ,inst,max,z = L/200.00 = 3.2 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 1*2 + 0.5*3 + 0.6*5 + 0.6*15

Πίνακας 3.37

4.6 Μετωπικοί Στύλοι

Οι μετωπικοί στύλοι έχουν τοποθετηθεί ώστε να ο ισχυρός άξονας να λαμβάνει της κύριες φορτίσεις του ανέμου που δρουν στα μέτωπα ενώ επίσης λαμβάνουν φορτία αξονικά από τα ζυγώματα. Ο ορισμός του μήκους λυγισμου και των πλευρικών εξασφαλίσεων είναι κρίσιμο για τον ελέγχων των μελών και κατάληξη διατομής. Στην περίπτωση του διώροφου κτιρίου επιλέχτηκε διατομή IPE υψίκορμη γιατί οι καμπτικές ροπές πραγματοποιούνται στον κύριο άξονα και συμπεριφέρεται καλύτερα. Η μορφή λυγισμου είναι της αμφιαρθρωτής στήριξης ωστόσο λογω της συμβολής των δοκών στους μετωπικούς στύλους θεωρούμε ότι υπάρχει στήριξη στα αντίστοιχα σημεία.

Στην περίπτωση του βιομηχανικού κτιρίου οπού η δράση του ανέμου προκαλεί και ροπές και στον ασθενή άξονα καταλήξαμε σε διατομή HEA και πάρθηκε όλο το μήκος για μήκος λυγισμού αφού δεν παρέχεται κάποια στήριξη.

Δεν διαμορφώνεται ειδική σύνδεση μεταξύ μηκίδων και χιαστί συνδέσμους άρα δεν έχουν την δυνατότητα συμμετοχής στο σύστημα δυσκαμψίας συνεπώς δεν παρέχουν κάποια πλευρική στήριξη.

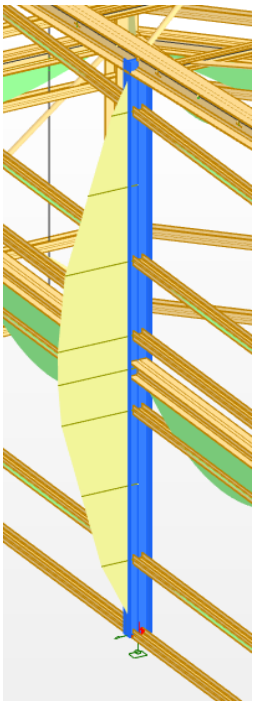
4.6.1 Μετωπικός Στύλος Διώροφου κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

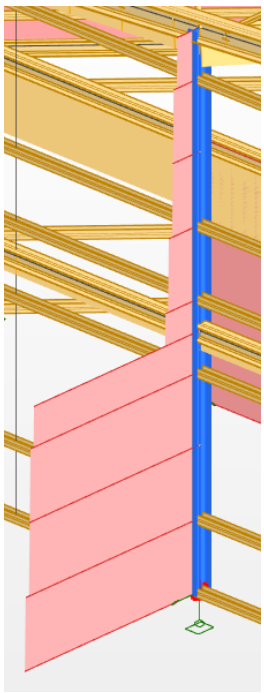
Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 103 COMB5 1*1.35+2*1.05+3*0.75+4*1.50+15*0.90

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **IPE 300**



Σχήμα 3.12 Καμπτικές Ροπές



Σχήμα 3.13 Αξονική Δύναμη

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

$N_{,Ed}$	128.93	kN	$V_{y,Ed}$	0.51	kN
$M_{y,Ed}$	-13.27	kN*m	$V_{z,Ed}$	-23.60	kN
$M_{y,Ed,max}$	-57.35	kN*m	$M_{z,Ed,max}$	-2.01	kN*m
$M_{z,Ed}$	-0.29	kN*m			
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ					
$M_{y,pl,Rd}$	172.81	kN*m	$M_{z,pl,Rd}$	34.44	kN*m
$M_{y,el,Rd}$	153.20	kN*m	$M_{z,el,Rd}$	22.14	kN*m
$M_{y,c,Rd}$	172.81	kN*m	$M_{z,c,Rd}$	34.44	kN*m
$MN_{,y,Rd}$	172.81	kN*m	$MN_{z,Rd}$	34.44	kN
$V_{y,c,Rd}$	574.14	kN	$V_{z,c,Rd}$	407.75	kN
$N_{c,Rd}$	1479.83	kN			
$N_{b,Rd}$	1095.84	kN			
$M_{b,Rd}$	89.21	kN*m			

Πίνακας 3.38

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ					
άξονας y:					
καμπύλη $_{,y}$	a		$\alpha_{,y}$	0.21	
$L_{cr,y}$	4.33	m	$\Phi_{,y}$	0.60	
λ_y	34.72		X_y	0.95	
$\bar{\lambda}_y$	0.40		$N_{y,b,Rd}$	1409.97	kN
άξονας z:					
καμπύλη $_{,z}$	b		$\alpha_{,z}$	0.34	
$Lcr_{,z}$	4.33	m	$\Phi_{,z}$	1.83	
λ_z	129.18		X_z	0.35	
$\bar{\lambda}_z$	1.49		$N_{z,b,Rd}$	513.07	kN

Πίνακας 3.39

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ				
$L_{cr,upp}$	8.65	m	καμπύλη $_{,LT}$	a
$L_{cr,low}$	4.33	m	$\alpha_{,LT}$	0.21
M_{cr}	115.72	kN*m	$\Phi_{,LT}$	1.35
$\bar{\lambda}_{z\ LT}$	1.22		X_{LT}	0.52

Πίνακας 3.40

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
N,Ed/Nc,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.4.(1))
$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}}\right]^b = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$\frac{V_{y,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
τ,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
τ,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Πίνακας 3.41

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y = 34.72 < λ,max = 210.00 λ,z = 129.18 < λ,max = 210.00
N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.25 < 1.00 (6.3.1)
$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}} = 0.64 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0.99 < 1.00$ (6.3.3.(4))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}} = 0.74 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Πίνακας 3.42

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δx = 0.4 cm < δx max = L/150.00 = 5.5 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 76 COMB29 (1+4)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60
δy = 0.9 cm < δy max = L/150.00 = 5.5 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 78 COMB31 (1+6)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60

Πίνακας 3.43

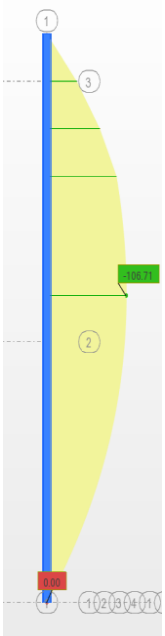
4.6.2 Μετωπικός Στύλος βιομηχανικού κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

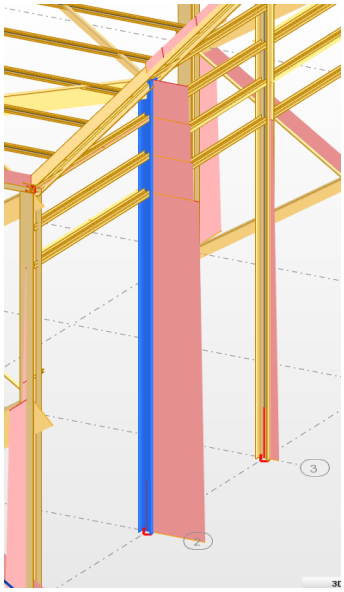
Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 69 COMB31 (1+14+27)*1.35+8*1.50+18*0.75+19*0.90

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **HEA 280**



Σχήμα 3.14 Καμπτικές Ροπές



Σχήμα 3.15 Αξονική Δύναμη

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ					
$N_{,Ed}$	79.78	kN	$M_{z,Ed}$	-3.67	kN*m
$T_{t,Ed}$	-0.00	kN*m	$V_{y,Ed}$	0.82	kN
$M_{y,Ed}$	-97.26	kN*m	$V_{z,Ed}$	-9.58	kN
$M_{y,Ed,max}$	-106.15	kN*m	$M_{z,Ed,max}$	-17.16	kN*m
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ					
$M_{y,pl,Rd}$	305.89	kN*m	$M_{z,pl,Rd}$	142.49	kN*m
$M_{y,el,Rd}$	278.53	kN*m	$M_{z,el,Rd}$	93.55	kN*m
$M_{y,c,Rd}$	305.89	kN*m	$M_{z,c,Rd}$	142.49	kN*m
$MN_{,y,Rd}$	305.89	kN*m	$V_{z,c,Rd}$	142.49	kN

$V_{y,c,Rd}$	1295.33 kN	$V_{z,T,Rd}$	504.01 kN
$V_{y,T,Rd}$	1295.33 kN		
$N_{c,Rd}$	2674.77 kN		
$N_{b,Rd}$	536.04 kN		
$M_{b,Rd}$	168.11 kN*m		

Πίνακας 3.44

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
άξονας y:			
καμπύλη $_{,y}$	b	$\alpha_{,y}$	0.34
$L_{cr,y}$	12.00 m	$\Phi_{,y}$	1.34
λ_y	101.21	X_y	0.50
$\bar{\lambda}_y$	1.17	$N_{y,b,Rd}$	1329.42 kN
άξονας z:			
καμπύλη $_{,z}$	c	$\alpha_{,z}$	0.49
$Lcr_{,z}$	12.00 m	$\Phi_{,z}$	2.89
λ_z	171.49	X_z	0.20
$\bar{\lambda}_z$	1.98	$N_{z,b,Rd}$	536.04 kN

Πίνακας 3.45

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
$L_{cr,upp}$	12.00 m	καμπύλη $_{,LT}$	a
$L_{cr,low}$	12.00 m	$\alpha_{,LT}$	0.21
M_{cr}	223.67 kN*m	$\Phi_{,LT}$	1.29
$\bar{\lambda}_{z\ LT}$	1.17	X_{LT}	0.55

Πίνακας 3.46

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}}\right]^b = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$\frac{V_{y,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6\text{-}7)$$

$$\frac{V_{z,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.6\text{-}7)$$

τ,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

τ,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Πίνακας 3.47

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y = 101.21 < λ,max = 210.00 λ,z = 171.49 < λ,max = 210.00
$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}} = 0.63 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy}\frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0.91 < 1.00$ (6.3.3.(4))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}} = 0.64 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Πίνακας 3.48

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δx = 4.9 cm < δx max = L/150.00 = 8.0 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 219 COMB186 (1+14+27+8)*1.00+18*0.50+19*0.60
δy = 0.9 cm < δy max = L/150.00 = 8.0 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 236 COMB203 (1+14+27+16)*1.00+(13+19)*0.60

Πίνακας 3.49

4.7 Κεφαλοδοκοί

Οι κεφαλοδοκοί όπως προαναφέραμε υπόκεινται σε αξονικά φορτία και συμμετέχουν στο σύστημα δυσκαμψίας του φορέα. Οι χρησιμοποιούμενες διατομές είναι στοιχεία με μικρή λυγηρότητα και αντοχή σε σημαντική θλίψη, κατ' επέκταση καταλήγουμε σε κοίλες ορθογωνικές διατομές και για της δυο

περιπτώσεις. Το ισοδύναμο μήκος λυγισμου των θλιβόμενων μελών είναι το μήκος ενός κατ'αλλα ομοίου μέλους με αρθρωτά άκρα, παρεμποδιζόμενα έναντι πλευρικής μετακίνησης αλλά ελευθέρα να στρέφονται στο επίπεδο λυγισμου.

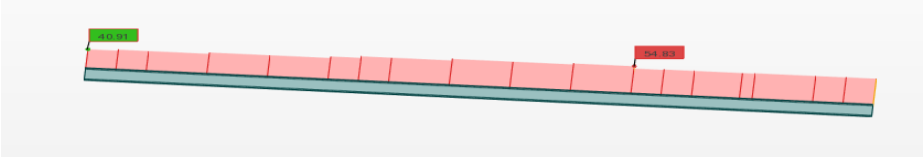
Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν σημαντικό στοιχείο κατά την φάση ανέγερσης της κατασκευής επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επιπέδους φορείς, και βοηθούν επιπρόσθετα ως καθοδήγηση για την ακριβής θέση οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

4.7.1 Κεφαλοδοκός Διώροφου κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 57 COMB15 1*1.35+2*1.05+3*1.50+(17+15)*0.90

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ



Σχήμα 3.16 Αξονική Δύναμη

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **TCAR 120x6.3**

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ					
$N_{,Ed}$	11.47	kN	$M_{z,Ed}$	-0.00	kN*m
$M_{y,ed}$	2.02	kN*m	$V_{y,Ed}$	0.00	kN
$M_{y,ed,max}$	8.14	kN*m	$V_{z,Ed}$	2.75	kN*m
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ					
$M_{y,pl,Rd}$	33.63	kN*m	$M_{z,pl,Rd}$	33.63	kN*m
$M_{y,el,Rd}$	27.98	kN*m	$M_{z,el,Rd}$	27.98	kN*m
$M_{y,c,Rd}$	33.63	kN*m	$M_{z,c,Rd}$	33.63	kN*m
$MN_{,y,Rd}$	33.63	kN*m	$V_{z,c,Rd}$	33.63	kN
$V_{y,c,Rd}$	226.25	kN			
$N_{c,Rd}$	783.75	kN			
$N_{b,Rd}$	265.14	kN			

Πίνακας 3.50

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ
άξονας y:

καμπύλη ,y	a	$\alpha_{,y}$	0.21
$L_{cr,y}$	6.37 m	$\Phi_{,y}$	1.90
λ_y	137.71	X_y	0.34
$\bar{\lambda}_y$	1.59	$N_{y,b,Rd}$	265.14 kN
άξονας z:			
καμπύλη ,z	a	$\alpha_{,z}$	0.21
$Lcr_{,z}$	6.37 m	$\Phi_{,z}$	1.90
λ_z	137.71	X_z	0.34
$\bar{\lambda}_z$	1.59	$N_{z,b,Rd}$	265.14 kN

Πίνακας 3.51

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ	
$X_{LT} = \dfrac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2}}}$	1.00

Πίνακας 3.52

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
$\left[\dfrac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^a + \left[\dfrac{M_{z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}}\right]^b = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$\dfrac{V_{y,ed}}{\dfrac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))

Πίνακας 3.53

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y = 137.71 < λ,max = 210.00 λ,z = 137.71 < λ,max = 210.00
$\dfrac{N_{Ed}}{\dfrac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \dfrac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \dfrac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \dfrac{M_{Z,Ed}}{\dfrac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0.29 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}} = 0.20 < 1.00$ (6.3.3.(4))
Πίνακας 3.54

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δy max 0.0 cm < δy max = L/250.00 = 2.5 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 80 COMB33 (1+17)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60
δz = 2.0 cm < δz max = L/250.00 = 2.5 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 87 COMB40 (1+3)*1.00+2*0.70+(1+15)*0.60
$\delta_{,inst,y}$ = 0.0 cm < δ,inst,max,y = L/200.00 = 3.2 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 0.7*2 + 0.5*3 + 0.6*15 + 1*17
$\delta_{,inst,z}$ = 1.5 cm < δ,inst,max,z = L/200.00 = 3.2 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 0.7*2 + 1*3 + 0.6*15
Πίνακας 3.55

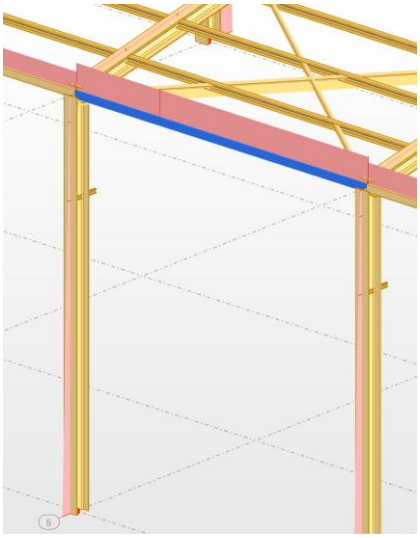
4.7.2 Κεφαλοδοκός βιομηχανικού κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 55 COMB17 (1+14+27)*1.35+6*1.50+17*0.75+19*0.90

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **TREC 150x100x3.2**



Σχήμα 3.17 Αξονική Δύναμη

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ					
$N_{,Ed}$	74.89	kN	Sig,x,Ed	61.83	MPa
$M_{y,Ed}$	0.91	kN*m	SigN,x,Ed	48.19	MPa
$M_{y,Ed,max}$	0.99	kN*m	SigMy,x,Ed	13.64	MPa
$V_{z,Ed}$	0.16	kN*m	SigMy2,x,Ed	-13.64	MPa
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ					
$M_{y,pl,Rd}$	21.99	kN*m	$M_{y,c,Rd}$	18.32	kN*m
$M_{y,el,Rd}$	18.32	kN*m	$V_{z,c,Rd}$	148.04	kN
$N_{c,Rd}$	427.35	kN			
$N_{b,Rd}$	100.35	kN			

Πίνακας 3.56

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
άξονας y:			
καμπύλη $_{,y}$	a	$\alpha_{,y}$	0.21
$L_{cr,y}$	7.00 m	$\Phi_{,y}$	1.64
λ_y	123.44	X_y	0.41
$\bar{\lambda}_y$	1.42	$N_{y,b,Rd}$	174.08 kN
άξονας z:			
καμπύλη $_{,z}$	a	$\alpha_{,z}$	0.21
$Lcr_{,z}$	7.00 m	$\Phi_{,z}$	2.57
λ_z	168.78	X_z	0.23
$\bar{\lambda}_z$	1.94	$N_{z,b,Rd}$	100.35 kN

Πίνακας 3.57

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ	
$X_{LT} = \dfrac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2}}}$	1.00

Πίνακας 3.58

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
My,Ed/My,c,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.5.(1))
N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.22 < 1.00 (6.2.1(7))
sqrt(Sig,x,Ed*^2 + 3* τ,z,Ed^2)/(fy/gM0) = 0.22 < 1.00 (6.2.1.(5))
$\frac{V_{z,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}}$ = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Πίνακας 3.59

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y = 123.44 < λ,max = 210.00 λ,z = 168.78 < λ,max = 210.00
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}}$ = 0.49 < 1.00 (6.3.3.(4))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}}$ = 0.78 < 1.00 (6.3.3.(4))
Πίνακας 3.60

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δy max 0.0 cm < δy max = L/200.00 = 3.5 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 284 COMB251 (1+14+27+19)*1.00+13*0.60+17*0.50
δz = 0.4 cm < δz max = L/200.00 = 3.5 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 284 COMB251 (1+14+27+19)*1.00+13*0.60+17*0.50
$\delta_{,inst,y}$ = 0.0 cm < δ,inst,max,y = L/250.00 = 2.8 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 0.6*13 + 0.5*17 + 1*19
$\delta_{,inst,z}$ = 0.0 cm < δ,inst,max,z = L/250.00 = 2.8 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: : 0.6*13 + 0.5*17 + 1*19
Πίνακας 3.61

4.8 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διαστασιολογούνται ενιαία, οριζόντιοι και κατακόρυφοι. Οι σύνδεσμοι προσομοιώθηκαν με truss elements και λειτουργούν σε εφελκυσμό όσο και σε θλίψη που καταπονούνται από αξονικά φορτία. Επιλέγεται κοίλη κυκλική διατομή λογω αντοχών σε αξονική δύναμη και μικρή λυγηρότητα. Όσο για το μήκος λυγισμού για τις ράβδους που θλίβονται θεωρούμε το μισό μήκος λόγο του τρόπου σύνδεσης των χιαστί συνδέσμων. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσφέρουν προσωρινή ευστάθεια στην κατασκευή κατά την φάση ανέγερσης. Τοποθετηθήκαν στα φατνώματα των κατασκευών και επιδίωξη ήταν η συμμετρική τους διάταξη οπού το επέτρεπε οι αρχιτεκτονικοί και λειτουργικοί περιορισμοί.

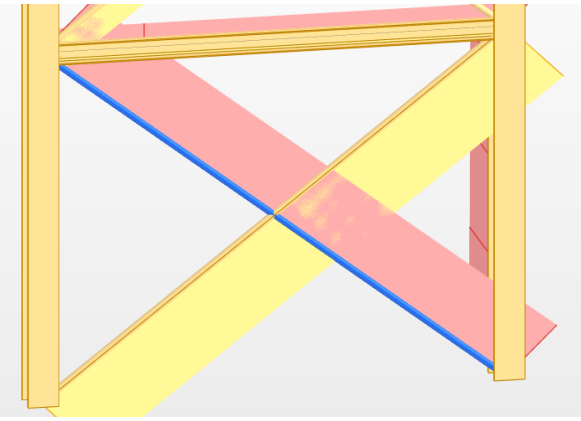
4.8.1 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας Διώροφου κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 71 COMB53 (1+10)*1.00+2*0.30

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **TRON 88x4**



Σχήμα 3.18 Αξονική Δύναμη

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ	
$N_{,Ed}$	79.75 kN
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ	
$N_{c,Rd}$	293.39 kN
$N_{b,Rd}$	50.07 kN*m

Πίνακας 3.62

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ

άξονας y:			
καμπύλη ,y	a	$\alpha_{,y}$	0.21
$L_{cr,y}$	3.01 m	$\Phi_{,y}$	1.53
λ_y	117.30	X_y	0.44
$\bar{\lambda}_y$	1.35	$N_{y,b,Rd}$	99.80 kN
άξονας z:			
καμπύλη ,z	a	$\alpha_{,z}$	0.21
$Lcr_{,z}$	3.01 m	$\Phi_{,z}$	1.53
λ_z	117.30	X_z	0.44
$\bar{\lambda}_z$	1.35	$N_{z,b,Rd}$	99.80 kN

Πίνακας 3.63

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ	
$X_{LT} = \dfrac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2}}}$	1.00

Πίνακας 3.64

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
N,Ed/Nc,Rd = 0.35 < 1.00 (6.2.4.(1))

Πίνακας 3.65

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y = 117.30 < λ,max = 210.00 λ,z = 117.30 < λ,max = 210.00 N,Ed/Nb,Rd = 0.88 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Πίνακας 3.66

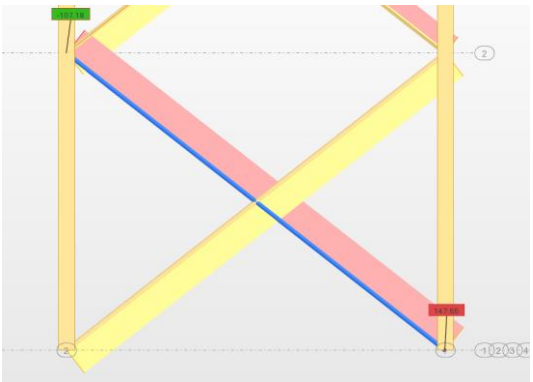
4.8.2 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας βιομηχανικού κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 60 COMB22 (1+14+27)*1.35+11*1.50+17*0.75+19*0.90

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **TRON 139x4**



Σχήμα 3.19 Αξονική Δύναμη

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ	
$N_{,Ed}$	65.92 kN
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ	
$N_{c,Rd}$	71.62 kN
$N_{b,Rd}$	236.93 kN*m
Πίνακας 3.67	

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
άξονας y:			
καμπύλη $_{,y}$	a	$a_{,y}$	0.21
$L_{cr,y}$	4.45 m	$\Phi_{,y}$	2.09
λ_y	146.80	X_y	0.30
$\bar{\lambda}_y$	1.69	$N_{y,b,Rd}$	71.62 kN
άξονας z:			
καμπύλη $_{,z}$	0.21	$a_{,z}$	0.21
$Lcr_{,z}$	2.09 m	$\Phi_{,z}$	2.09
λ_z	0.30	X_z	0.30
$\bar{\lambda}_z$	71.62	$N_{z,b,Rd}$	71.62 kN
Πίνακας 3.68			

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ

$X_{LT} = \dfrac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2}}}$	1.00
Πίνακας 3.69	

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
N,Ed/Nc,Rd = 0.28 < 1.00 (6.2.4.(1))
Πίνακας 3.70

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y = 146.80 < λ,max = 210.00 λ,z = 146.80 < λ,max = 210.00 N,Ed/Nb,Rd = 0.92 < 1.00 (6.3.1.1.(1))
Πίνακας 3.71

4.9 Τεγίδες

Τα αμφιέρειστα στοιχεία που υπόκεινται κυρίως σε καμπτική ροπή και παρουσιάζουν απλότητα στην σύνδεση τους και ευκολία στην ανέγερση τους, ωστόσο παρουσιάζουν μεγάλες ροπές και παραμορφώσεις. Επιπλέον πρέπει να σημειώσουμε ότι αναλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις γιατί συμμετέχουν στην μεταφορά οριζοντίων δυνάμεων στα οποία υπόκειται το κτίριο. Οι τεγίδες αποτελούν παράδειγμα μελών οπου η εξωτερική φόρτιση που οδηγεί σε απώλεια ευστάθειας και διαπιστώνεται η εξάντληση της αντοχής σε χαμηλότερη στάθμη φόρτισης της αντοχής της διατομής του. Σημαντικό στοιχείο των τεγίδων είναι ότι ο αριθμός τους και άρα το επιπλέον βάρος που προσθέτουν στα κυρία στοιχεία. Η βέλτιστη διατομή θα πρέπει να είναι όσο το δυνατόν πιο ελαφριά και συγχρόνως να ικανοποιεί και τους απαραίτητους έλεγχους. Με βάση τα παραπάνω επιλέχτηκε η διατομή ΗΕΑ 140 και στα δυο κτίρια. Η διατομή ΗΕΑ συνηθίζεται όταν οι τεγίδες συμμετέχουν στην μεταφορά δυνάμεων. Η τυποποίηση και η ύπαρξη ίδιων διατομών σε ένα έργο αποτελεί στοιχείο βελτιστοποίησης ενός έργου. Τα μήκη λυγισμου θεωρηθήκαν ίδια με το πραγματικό μήκος των μελών κατά της δυο διευθύνσεις, ενώ αγνοήθηκε η δυσκαμψία της επικάλυψης και η όποια πλευρική στήριξη μπορεί να παρέχει.

4.9.1 Τεγίδες Διώροφου κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

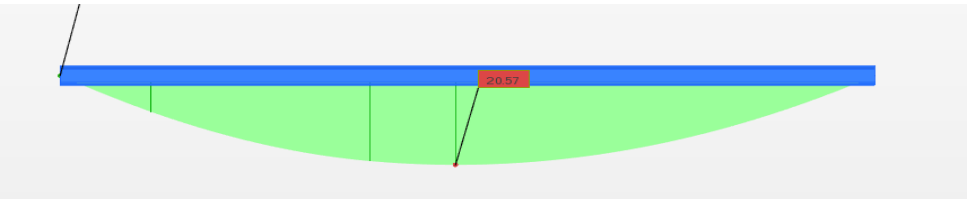
Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 113 COMB15 1*1.35+2*1.05+3*1.50+(46+15)*0.90

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Δυσμενέστερος Συνδυασμός:

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **ΗΕΑ 140**



Σχήμα 3.20 Καμπτικές Ροπές

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ			
$N_{,Ed}$	2.65 kN	Vz,Ed	-3.69 kN
$M_{y,Ed,max}$	18.19 kN*m		
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ			
$M_{y,pl,Rd}$	47.71 kN*m	$M_{N,y,Rd}$	47.71 kN*m
$M_{y,el,Rd}$	42.72 kN*m	$V_{z,c,Rd}$	160.73 kN*m
$M_{y,c,Rd}$	47.71 kN		
$N_{t,Rd}$	863.94 kN		
$M_{b,Rd}$	33.01 kN*m		

Πίνακας 3.72

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
άξονας y:			
καμπύλη $_{,y}$	b	$a_{,y}$	0.34
$L_{cr,y}$	4.50 m	$\Phi_{,y}$	1.03
λ_y	78.47	X_y	0.66
$\bar{\lambda}_y$	0.90	Ny,b,Rd	569.06
άξονας z :			
καμπύλη $_{,z}$	c	$a_{,z}$	0.49
$Lcr_{,z}$	4.50 m	$\Phi_{,z}$	1.90
λ_z	127.83	X_z	0.32
$\bar{\lambda}_z$	1.47	$N_{z,b,Rd}$	279.60 kN

Πίνακας 3.23

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
$L_{cr,upp}$	4.50 m	καμπύλη $_{,LT}$	a
$L_{cr,low}$	4.50 m	$\alpha_{,LT}$	0.21
Mcr	51.54 kN*m	$\Phi_{,LT}$	1.04
λ_LT	0.96	X_{LT}	0.69

Πίνακας 3.73

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/My,c,Rd = 0.38 < 1.00 (6.2.5.(1))
$\frac{V_{z,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}}$ = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))

Πίνακας 3.74

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
λ,y =78,47< λ,max = 210.00 λ,z = 127,83< λ,max = 210.00
$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}}$ = 0.55 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}}$ =0.56< 1.00

Πίνακας 3.75

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δy max 0.0 cm < δy max = L/250.00 = 1.8 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 97 COMB50 (1+15)*1.00+2*0.70+3*0.50+16*0.60
δz = 1.5 cm < δz max = L/250.00 = 1.8 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 87 COMB40 (1+3)*1.00+2*0.70+(1+15)*0.60
$\delta_{,inst,y}$ = 0.0 cm < δ,inst,max,y = L/200.00 = 2.3 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 0.7*2 + 0.5*3 + 1*15 + 0.6*16
$\delta_{,inst,z}$ = 1.3 cm < δ,inst,max,z = L/200.00 = 2.3 cm

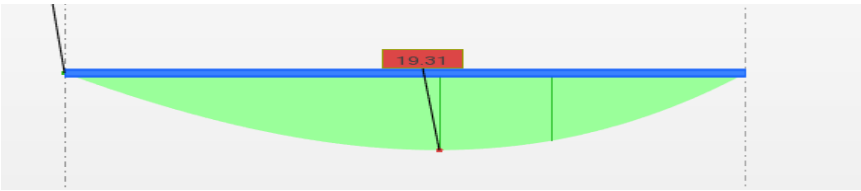
Δυσμενής Συνδυασμός: 0.7*2 + 1*3 + 0.6*15
Πίνακας 3.76

4.9.2 Τεγίδες βιομηχανικού κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 78 COMB40 (1+14+27)*1.35+16*1.50+(5+19)*0.90

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ



Σχήμα 3.21 Καμπτικές Ροπές

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **HEA 140**					
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ					
$N_{,Ed}$	11.25	kN	$V_{y,Ed}$	0.74	kN
$M_{y,Ed}$	17.00	kN*m	$V_{z,Ed}$	-4.31	kN
$M_{y,Ed,max}$	19.21	kN*m	$M_{z,Ed,max}$	1.48	kN*m
M_Z	1.48	kN*m			
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ					
$M_{y,pl,Rd}$	47.71	kN*m	$M_{z,pl,Rd}$	23.33	kN*m
$M_{y,el,Rd}$	42.72	kN*m	$M_{z,el,Rd}$	15.29	kN*m
$M_{y,c,Rd}$	47.71	kN*m	$M_{z,c,Rd}$	23.33	kN*m
$M_{N,y,Rd}$	47.71	kN*m	$MN_{,Z,Rd}$	23.33	kN
$V_{y,c,Rd}$	418.46	kN	$V_{z,c,Rd}$	160.73	kN
$V_{y,T,Rd}$	1502.69	kN			
$N_{c,Rd}$	863.94	kN			
$N_{b,Rd}$	133.77	kN			
$M_{b,Rd}$	25.41	kN*m			
Πίνακας 3.77					

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ

άξονας y:			
καμπύλη ,y	b	$\alpha_{,y}$	0.34
$L_{cr,y}$	7.00 m	$\Phi_{,y}$	1.69
λ_y	122.07	X_y	0.38
$\bar{\lambda}_y$	1.41	$N_{y,b,Rd}$	327.56 kN
άξονας z:			
καμπύλη ,z	c	$\alpha_{,z}$	0.49
$Lcr_{,z}$	7.00 m	$\Phi_{,z}$	3.64
λ_z	198.85	X_z	0.15
$\bar{\lambda}_z$	2.29	$N_{z,b,Rd}$	133.77 kN

Πίνακας 3.78

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
$L_{cr,upp}$	7.00 m	καμπύλη $_{,LT}$	a
$L_{cr,low}$	7.00 m	$\alpha_{,LT}$	0.21
Mcr	33.37 kN*m	$\Phi_{,LT}$	1.32
λ_LT	1.20	X_{LT}	0.53

Πίνακας 3.79

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}}\right]^b = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

$$\frac{V_{z,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Πίνακας 3.80

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ

λ,y = 122.07 < λ,max = 210.00 λ,z = 198.85 < λ,max = 210.00

$$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}} = 0.76 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0.89 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}} = 0.56 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Πίνακας 3.81

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δy max 0.9 cm < δy max = L/200.00 = 3.5 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 210 COMB177 (1+14+27+11)*1.00+17*0.50+19*0.60
δz = 3.3 cm < δz max = L/200.00 = 3.5 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 227 COMB194 (1+14+27+16)*1.00+(4+19)*0.60
$\delta_{,inst,y}$ = 0.9 cm < δ,inst,max,y = L/250.00 = 2.8 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 1*11 + 0.5*17 + 0.6*19
$\delta_{,inst,z}$ = 2.6 cm < δ,inst,max,z = L/250.00 = 2.8 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 0.6*5 + 1*18 + 0.6*19

Πίνακας 3.82

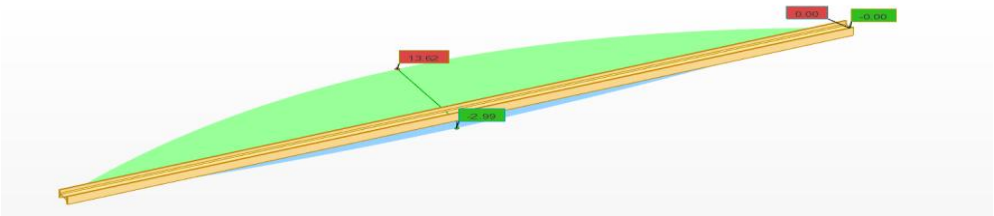
4.10 Μηκίδες

Οι μηκίδες έχουν παρόμοια λειτουργία με τις τεγίδες και η διαδικασίας επιλογής διατομής πραγματοποιήθηκε με την ίδια λογική. Ωστόσο οι μηκίδες καταπονούνται πιο σημαντικά από διαξονική κάμψη λογω της καταπόνησης από την πλαγιοκάλυψης επιβάλλοντας ροπές κατά τον ασθενή άξονα. Επίσης καταλήξαμε σε πλατύπελμες διατομές HEA140 και HEA160 ώστε να καταλήξουμε στην πιο ελαφριά διατομή. Όπως και στις τεγίδες η αγνοήθηκε η δυσκαμψία που μπορεί να προσφέρει η πλαγιοκάλυψη έναντι πλευρικής αστάθειας.

4.10.1 Μηκίδες Διώροφου κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 106 COMB8 1*1.35+2*1.05+3*0.75+16*1.50+15*0.90



Σχήμα 3.22 Διαξονικές Καμπτικές Ροπές

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **HEA 140**			
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ			
$N_{,Ed}$	21.00 kN		
$M_{y,Ed}$	13.62 kN*m	Vy,Ed	-0.02 kN
$M_{z,Ed}$	-2.99 kN*m	Vz,Ed	-0.16 kN
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ			
$M_{y,pl,Rd}$	47.71 kN*m	$M_{z,pl,Rd}$	23.33 kN*m
$M_{y,el,Rd}$	42.72 kN*m	$M_{z,el,Rd}$	15.29 kN*m
$M_{y,c,Rd}$	47.71 kN*m	$M_{z,c,Rd}$	23.33 kN*m
$V_{y,c,Rd}$	418.46 kN*m	$V_{z,c,Rd}$	160.73 kN
$M_{b,Rd}$	27.07 kN*m	Nc,Rd	863.94 kN
Πίνακας 3.83			

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
$L_{cr,upp}$	6.36 m	καμπύλη $_{,LT}$	a
$L_{cr,low}$	6.36 m	$\alpha_{,LT}$	0.21
Mcr	36.57 kN*m	$\Phi_{,LT}$	1.25
λ_LT	1.14	χ_{LT}	0.57
Πίνακας 3.84			

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.21 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

$$\frac{V_{z,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y / \sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Πίνακας 3.85

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
άξονας y:			
καμπύλη ,y	b	$\alpha_{,y}$	0.34
$L_{cr,y}$	6.36 m	$\Phi_{,y}$	1.50
λ_y	110.98	X_y	0.44
$\bar{\lambda}_y$	1.28	Ny,b,Rd	377.96
άξονας z :			
καμπύλη ,z	c	$\alpha_{,z}$	0.49
$Lcr_{,z}$	6.36 m	$\Phi_{,z}$	3.13
λ_z	180.78	X_z	0.18
$\bar{\lambda}_z$	2.08	$N_{z,b,Rd}$	158.08 kN

Πίνακας 3.23

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
Lambda,y = 110.98 < Lambda,max = 250.00 Lambda,z = 180.78 < Lambda,max = 250.00 ΣΤΑΘΕΡΟ N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.13 < 1.00 (6.3.1) $\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}} = 0.50 < 1.00$ (6.3.2.1.(1)) $\frac{N_{Ed}}{\frac{X_y \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma_{M1}}} = 0.73 < 1.00$ (6.3.3.(4)) $\frac{N_{Ed}}{\frac{X_Z \cdot N_{RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{ZZ} \cdot \frac{M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,RK}}{\gamma M_1}}) = 0.56 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Πίνακας 3.86

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

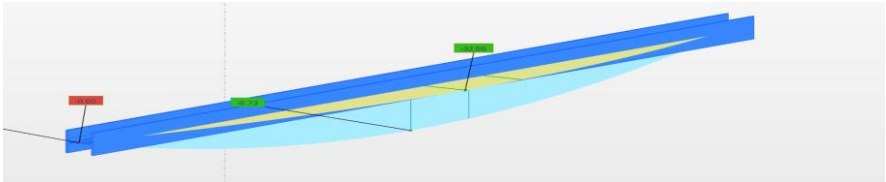
ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δy max 2.3 cm < δy max = L/250.00 = 2.5 cm

Δυσμενής Συνδυασμός: 81 COMB34 (1+1)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60
δz = 1.8 cm < δz max = L/250.00 = 2.5 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 79 COMB32 (1+16)*1.00+2*0.70+3*0.50+15*0.60
$\delta_{,inst,y}$ = 0.0 cm < δ,inst,max,y = L/200.00 = 3.2 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 0.7*2 + 0.5*3 + 1*15 + 0.6*16
$\delta_{,inst,z}$ = 1.8 cm < δ,inst,max,z = L/200.00 = 3.2 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 0.7*2 + 0.5*3 + 0.6*15 + 1*16
Πίνακας 3.87

4.10.2 Μηκίδες βιομηχανικού κτιρίου

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Δυσμενέστερος Συνδυασμός: 72 COMB34 (1+14+27)*1.35+11*1.50+18*0.75+19*0.90



Σχήμα 3.23 Διαξονικές Καμπτικές Ροπές

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **HEA 160**			
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ			
$N_{,Ed}$	-33.85 kN	Vy,Ed	-0.86 kN
$M_{y,Ed}$	-31.51 kN*m	Vz,Ed	4.91 kN
M_Z	-5.55 kN*m		
ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ			
$M_{y,pl,Rd}$	67.42 kN*m	$M_{z,pl,Rd}$	32.35 kN*m
$M_{y,el,Rd}$	60.54 kN*m	$M_{z,el,Rd}$	21.16 kN*m
$M_{y,c,Rd}$	67.42 kN*m	$M_{z,c,Rd}$	32.35 kN*m
$M_{N,y,Rd}$	67.42 kN*m	$MN_{,Z,Rd}$	32.35 kN
$V_{y,c,Rd}$	516.51 kN	$V_{z,c,Rd}$	209.76 kN
$N_{t,Rd}$	1066.21 kN		

$M_{b,Rd}$	46.52 kN*m

Πίνακας 3.88

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ			
$L_{cr,upp}$	4.75 m	καμπύλη $_{,LT}$	a
$L_{cr,low}$	4.75 m	$\alpha_{,LT}$	0.21
Mcr	72.39 kN*m	$\Phi_{,LT}$	1.05
λ_LT	0.97	X_{LT}	0.69

Πίνακας 3.89

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
N,Ed/Nt,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.3.(1))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.39 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
$\frac{V_{y,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}}$ = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
$\frac{V_{z,ed}}{\frac{A_v \cdot \left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}}}$ = 0.02 < 1.00 (6.2.6.(1))

Πίνακας 3.90

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ
$\frac{M_{y,Ed,max}}{M_{b,Rd}}$ = 0.70 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Πίνακας 3.91

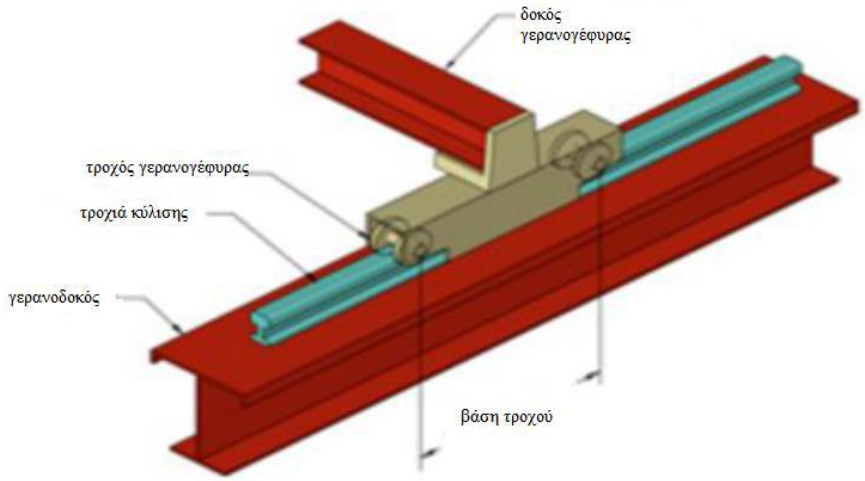
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ
δy max 0.8 cm < δy max = L/200.00 = 2.4 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 223 COMB190 (1+14+27+12)*1.00+18*0.50+19*0.60
δz = 1.5 cm < δz max = L/200.00 = 2.4 cm
Δυσμενής Συνδυασμός: 210 COMB177 (1+14+27+11)*1.00+17*0.50+19*0.60

$\delta_{,inst,y}$ = 0.0 cm < δ,inst,max,y = L/250.00 = 1.9 cm Δυσμενής Συνδυασμός: 0.6*11 + 0.5*17 + 1*19 $\delta_{,inst,z}$ = 1.5 cm < δ,inst,max,z = L/250.00 = 1.9 cm Δυσμενής Συνδυασμός: 1*11 + 0.5*17 + 0.6*19
Πίνακας 3.92

4.11 Δοκός Κύλισης

Η δοκός κυλίσεως ελέγχεται έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας, λειτουργικότητας και κόπωσης. Πρέπει δηλαδή να διαπιστώνεται ότι η διατομή της δοκού είναι επαρκής και ότι η δοκός ως μέλος ανταποκρίνεται στη σύνθετη καταπόνηση στην οποία υποβάλλεται. Σημαντική δράση λόγω του μεγάλου αριθμού κύκλων φόρτισης πρέπει να διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω κόπωσης. Επιλέγεται πλατύπελμη διατομή HEA500 για δοκό κύλισης που στηρίζεται ως αμφιέρειστη στα ανοίγματα των πλαισίων.



Σχήμα 3.24 δοκός κύλισης

Η καταπόνηση των δοκών κυλίσεως οφείλεται:

- σε κάμψη τόσο ως προς τον κύριο άξονα αδρανείας λόγω των κατακόρυφων φορτίων, όσο και ως προς το δευτερεύοντα άξονα λόγω των πλευρικών ωθήσεων που ασκεί η γερανογέφυρα.

- σε διάτμηση λόγω των τεμνουσών δυνάμεων που συνδέονται με την πιο πάνω καμπτική καταπόνηση

- σε αξονικές δυνάμεις λόγω των κατά μήκος συνιστωσών των οριζοντίων δυνάμεων

- σε στρέψη δεδομένου ότι οι μεν πλευρικές ωθήσεις ασκούνται στο ανώτερο σημείο της τροχιάς, οι δε κατακόρυφες δυνάμεις θεωρείται ότι ασκούνται έκκεντρα ως προς τη δοκό κυλίσεως προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι λόγω της ευθυγράμμισης της τροχιάς προκύπτουσες εκκεντρότητες.

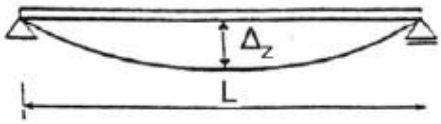
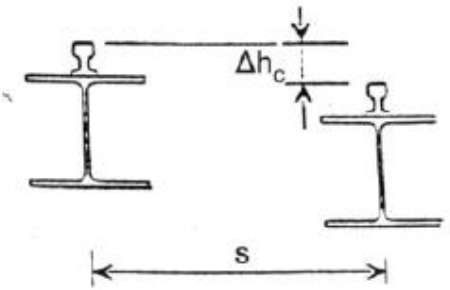
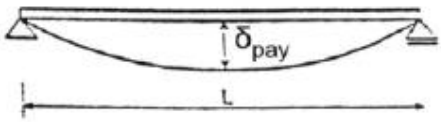
Οι έλεγχοι λειτουργικότητας αφορούν τόσο τη δοκό κυλίσεως καθεαυτή όσο και το κτίριο εντός του οποίου η γερανογέφυρα λειτουργεί. Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνονται είναι:

- Το μέγεθος των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δοκών κυλίσεως πρέπει να περιορίζεται ώστε να αποφεύγονται υπερβολικές ταλαντώσεις τους κατά την ανύψωση του φορτίου και τη λειτουργία της γερανογέφυρας καθώς και υπερβολικές κλίσεις της τροχιάς. Το μέγιστο βέλος πρέπει να είναι μικρότερο από το 1/600 του ανοίγματος και απολύτως των 25mm.

-οι διαφορικές κατακόρυφες παραμορφώσεις των απέναντι δοκών κυλίσεως πρέπει να περιορίζονται ώστε να αποφεύγεται υπερβολική κλίση της γερανογέφυρας. Ως κανόνας εφαρμογής θεωρείται η παραπάνω διαφορική παραμόρφωση να μην υπερβαίνει το 1/400 της αξονικής απόστασης των δύο δοκών.

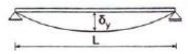
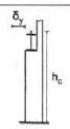
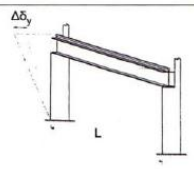
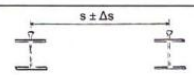
- οι οριζόντιες παραμορφώσεις των δοκών κυλίσεως περιορίζονται ώστε να αμβλύνονται οι επιπτώσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας. Ως όριο θεωρείται το 1/600 του ανοίγματος.

Στον παρακάτω πίνακα έχουμε αναλυτικά τα όρια μετακινήσεων και βελών.

Περιγραφή της αποκλίσεως (παραμόρφωση ή μετατόπιση	**Διάγραμμα**
α) Κατακόρυφη παραμόρφωση δ_z μιας δοκού κυλίσεως γερανογέφυρας: $\delta_z \leq L/600$ και $\delta_z \leq 25mm$ Η κατακόρυφη παραμόρφωση δ_z μπορεί να λαμβάνεται ως η συνολική παραμόρφωση που οφείλεται στα κατακόρυφα φορτία, μειωμένη κατά το ενδεχόμενο αρνητικό αρχικό βέλος, όπως για το δ_{max} στο σχήμα Α.1.1 του EN 1990.	
β) Διαφορά Δh_c μεταξύ των κατακορύφων παραμορφώσεων των δύο δοκών κυλίσεως που αντιστοιχούν σε δεδομένη γερανογέφυρα $\Delta h_c \leq s/600$	
γ) Κατακόρυφη Παραμόρφωση δ_{pay} της δοκού κυλίσεως ως προς τις στηρίξεις της, μιας μονοτροχιάς οφειλόμενη μόνο στο αναρτώμενο φορτίο, χωρίς εφαρμογή δυναμικού μεγεθυντικού συντελεστή. $\delta_{pay} \leq L/500$	

Πίνακας 3.3 Οριακές τιμές των κατακόρυφων παραμορφώσεων

Πίνακας 3.93

Περιγραφή της αποκλίσεως (παραμόρφωση ή μετατόπιση	Διάγραμμα
α) Οριζόντια παραμόρφωση δ_y της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς $\delta_y \leq L/600$	
β) Οριζόντια μετατόπιση δ_y πλαισίου (ή υποστυλώματος) στη στάθμη στηρίξεως της γερανογέφυρας $\delta_y \leq h_c/400$ όπου ύψος h_c το ύψος της στάθμης στην οποία η γερανογέφυρα στηρίζεται (τροχιά ή πέλμα)	
γ) Διαφορική οριζόντια μετατόπιση $\Delta\delta_y$ προσκειμένων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης στο εσωτερικό χώρου $\Delta\delta_y \leq L/600$	
δ) Διαφορική οριζόντια μετατόπιση $\Delta\delta_y$ προσκειμένων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης σε εξωτερικό χώρο: – οφειλόμενη σε συνδυασμό πλευρικών δυνάμεων της γερανογέφυρας και φορτίου ανέμου συνυπάρχοντος με τη λειτουργία της γερανογέφυρας: $\Delta\delta_y \leq L/600$ – οφειλόμενη σε φορτίο ανέμου μη συνδυαζόμενο με τη λειτουργία της γερανογέφυρας: $\Delta\delta_y \leq L/400$	
ε) Μεταβολή Δs της απόστασης μεταξύ των κέντρων των Τροχιών της γερανογέφυρας, περιλαμβανόμενης της επιρροής της μεταβολής της θερμοκρασίας: $\Delta s \leq 10$mm (βλέπε σημείωση)	
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι οριζόντιες παραμορφώσεις και αποκλίσεις των δοκών κυλίσεως γερανογεφυρών θεωρούνται μαζί κατά το σχεδιασμό. Οι αποδεκτές παραμορφώσεις και ανοχές εξαρτώνται από τις λεπτομέρειες και τα περιθώρια των μέσων καθοδήγησης της γερανογέφυρας. Εφ' όσον το περιθώριο c μεταξύ των πελμάτων του τροχού γερανογέφυρας και της τροχιάς (ή εναλλακτικά μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της δοκού κυλίσεως) είναι επαρκές για να εξασφαλίσει τις απαραίτητες ανοχές, μεγαλύτερα όρια παραμορφώσεων μπορεί να καθορίζονται στην προδιαγραφή του έργου μόνο κατόπιν συμφωνίας του πελάτου, του μελετητού και του προμηθευτή του γερανού.	

Πίνακας 3.94

Έλεγχοι για οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- **Ελεγχος 1**

Μεταβολή της απόστασης *s* μεταξύ των κέντρων των τροχιών:

$\Delta s \leq 10$ mm

$\Delta s = 8mm < 10$ mm

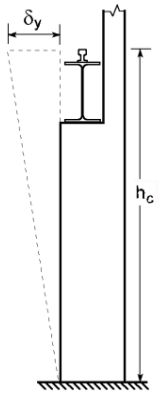
- **Ελεγχος 2**

Οριζόντια μετακίνηση δy ενός πλαισίου (ή ενός υποστυλώματος) στη στάθμη στήριξης της γερανογέφυρας, λόγω των φορτίων από τη γερανογέφυρα:

$\delta_y \leq hc/400$

$\delta y = 1.4cm$

$hc/400 = \frac{650}{400}$ cm=1.63≥1.4cm

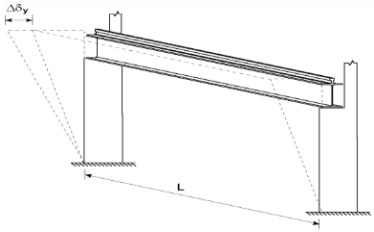


Επιλέχτηκε η τοποθέτηση του φορτίου της γερανογέφυρας στο δυσμενέστερο πλαίσιο οπου

έχουμε τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις κόμβου.

- **Ελεγχος 3**

Διαφορά Δδy μεταξύ των οριζοντίων μετακινήσεων γειτονικών πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως σε γερανογέφυρες εξωτερικού χώρου: Παρακάτω βλέπουμε την μέγιστη διαφορά των μετακινήσεων μεταξύ δυο πλαισίων



$$\Delta\delta y \le L/600$$

$$\Delta\delta y \le \frac{700}{600} = 1.17$$

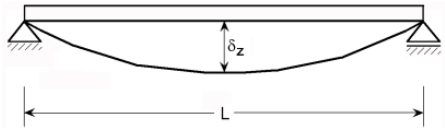
$$\Delta\delta y = 0{,}6cm < 1.17$$

Έλεγχοι Παραμορφώσεων για την δοκό κυλίσεως

- **Ελεγχος 1**

Παραμόρφωση υπό τα κατακόρυφα φορτία.

$\delta_{z,max} \le L/600$



-Κατακόρυφη παραμόρφωση λόγω των συγκεντρωμένων κινητών φορτίων

$$\delta_{z1} = \frac{P \cdot c}{24 \cdot E \cdot I_y}(3l^2 + 4c^2) = 0{,}23cm$$

-Κατακόρυφη παραμόρφωση λόγω του ιδίου βάρους της δοκού κυλίσεως

$$\delta_{z2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1{,}67 \cdot 700^2}{21797 \cdot I_y} = 0{,}29cm$$

Όπου

$$P = 0{,}5 \cdot (0{,}5 \cdot 3 \cdot 20 + (11 + 100) \cdot \frac{17}{18})$$

Κατακόρυφη παραμόρφωση λόγω του ιδίου βάρους της δοκού κυλίσεως

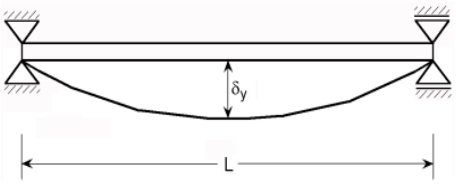
$$d_z = d_{z1} + d_{z2} = 0{,}52cm < 1{,}17cm$$

- **Ελεγχος 2**

Παραμορφωση υπο τα οριζόντια φορτία.

$I_z = 5175cm^3$

$$\frac{L}{600} = \frac{700}{600} = 0{,}86cm$$



$$\delta_y = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{15{,}82 \cdot 700^2}{48 \cdot E \cdot I} = 1{,}07 < 1{,}17$$

- **Ελεγχος 3**

Αποφυγή Ταλάντωσης του κάτω πέλματος

$L/i_{fz} \geq 250$ για αποφυγή κίνδυνου ταλάντωσης.

Ροπή αδράνειας του κάτω πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής:

$$I_{fz} = \frac{1}{12} \cdot 2,3 \cdot 30^3 = 5175cm^2$$

ακτίνα αδράνειας:

$$i_{fz} = \left(\frac{I_{fz}}{t_f \cdot d_f} \right)^{0,5} = 8,66cm$$

λυγηρότητα κάτω πέλματος:

$$L / i_z = \frac{700}{8,66} = 80,83 < 250$$

Ελεγχος διατομής σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

$$A_v = 74,72cm^2$$

Έλεγχος του κορμού σε διάτμηση

$$V_{y,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{74,72 - 27,5}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 1186,34KN$$

$$V_{y,Ed} = 135,41 + 7,89 = 143,38 < V_{y,Rd}$$

Έλεγχος του άνω πέλματος σε διάτμηση

$$V_{z,Rd} = \frac{69 \cdot 27,5}{1,00\sqrt{3}} = 1095,52kN > V_{Z,ed} = 31,4kN$$

$d/t_w = 390/12 < 72$ Δεν απαιτείται έλεγχος σε κύρτωση.

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική δύναμη για συνδυασμο 1

Τα οριζόντια φορτία κατά μήκος και εγκάρσια φορτία θεωρείται ότι αναλαμβάνονται μόνο από την λεπίδα του άνω πέλματος.

$$\sigma_{y,Ed} = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} + \sigma_{y3}$$

Καμπτική Ροπή περί ισχυρού άξονα και ορθή τάση

$$M_y = \max M_y + M_{Y,Ed} = 235,7 + 13,70 = 249,56kN$$

$$\sigma_{y1} = \frac{M_y}{\frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{249,56}{\frac{3944 \cdot 27,5}{1}} = 0,23$$

Ορθή Τάση για μεμονωμένο πέλμα

$$\sigma_{y2} = \frac{M_z}{\frac{w_{pl,z}}{w_{pl,fz}} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{25,60}{1,25 \cdot 691,1 \cdot 27,5} = 0,11$$

Ορθή τάση λογω της αξονικής δύναμης

$$\sigma_{y3} = \frac{N_{ed}}{A \cdot f_y} = \frac{5,6}{\frac{691,1 \cdot 27,5}{1,00}} = 0,03$$

Συνισταμένη ορθή τάση

$$\sigma_{y,ed} = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} + \sigma_{y3} = 0,23kN/cm^2 + 0,11kN/cm^2 + 0,33kN/cm^2 < 1$$

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική δύναμη για συνδυασμο 5

$$\sigma = \frac{M_y}{\frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_z}{\frac{w_{pl,z}}{w_{pl,fz}}} = 0,22 + 0,24 = 0,46 < 1$$

Έλεγχος Μέλους (έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού)

Οι αξονικές δυνάμεις επί της δοκού κύλισης, οι οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας, είναι σχετικά μικρές, επομένως κίνδυνος καμπτικού λυγισμού δεν υπάρχει. Αντιθέτως, πρέπει η δοκός να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Συνήθως η πλευρική παραμόρφωση των δοκών κύλισης παρεμποδίζεται μέσω των στοιχείων που τοποθετούνται ειδικά για το σκοπό αυτό, οπότε δεν αναπτύσσονται σημαντικές καμπτικές ροπές περί το δευτερεύοντα άξονα αδράνειας της διατομής ούτε υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Ο έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού μπορεί να εκτελεσθεί εναλλακτικώς, μέσω ελέγχου καμπτικού λυγισμού του θλιβόμενου πέλματος. Ως μήκος λυγισμού c, λαμβάνεται η απόσταση των πλευρικών στηρίξεων και ως διατομή, η διατομή του θλιβόμενου πέλματος + 1/5 του ύψους του κορμού.

-Χαρακτηριστικά Διατομής

$$I_{z,q} = \frac{t_f \cdot b^3}{12} = \frac{2,3 \cdot 30^3}{12} = 5175cm^3$$

$$A_{f,g} = 2,3 \cdot 30 + \frac{44,4 \cdot 12}{5} = 79,66cm^3$$

$$i_z = \left(\frac{I_z}{A}\right)^{0,5} = 8,06 \quad cm$$

$$i_z = \left(\frac{I_z}{A}\right)^{0,5} = 8,06 \quad cm$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{700}{8,06} = 86,84 = 1,00$$

$$x_z = 0,52$$

$$N_{Rd} = \frac{x_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,52 \cdot 79,86 \cdot 27,5}{1,00} = 1139,14$$

$$N_{f,ed} = \frac{(235,70 + 9,90)}{0,467} = 525,91$$

$$N_{f,ed} < N_{Rd}$$

Έλεγχος σε κόπωση

Η δοκός κύλισης, λόγω της φύσεως των φορτίων που την καταπονούν με μεγάλο αριθμό επαναλήψεων, πρέπει να ελέγχονται επίσης και έναντι κοπώσεως. Ευαίσθητο σημείο της δοκού κύλισης είναι το σημείο κορμού-άνω πέλματος. Οι διάφορες γερανογέφυρες, ανάλογα με τους προβλεπόμενους κύκλους φόρτισης και τη στάθμη των κύκλων αυτών ως προς τη μέγιστη ανυψωτική ικανότητά τους,

διακρίνονται, από πλευράς ευαισθησίας έναντι κόπωσης σε δέκα κατηγορίες (S0, S1…S9). Οι τάσεις που προκαλουνται από τα οριζόντια φορτία δεν λαμβανονται υποψη κατά τον ελεγχο δεδομενου ότι η επιρροη τους είναι αμελητέα

➢ Ιδεατά Φορτία κοπώσεως

Ο έλεγχος μπορεί να γίνεται μέσω ιδεατών φορτίων, τα οποία επαναλαμβανόμενα σε $2*10^6$ κύκλους θεωρείται ότι παράγουν, από πλευράς κόπωσης, ισοδύναμο αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φόρτισης της δοκού κύλισης, παρέχονται δε πληροφορίες και πίνακες για τον υπολογισμό των ιδεατών-ισοδύναμων αυτών φορτίων.

$$Q_e = \lambda_i \cdot \varphi_{fat} \cdot Q_{max,i}$$

Το ιδεατό φορτίο

Η γερανογέφυρα είναι κατηγορίας 6 S (Γερανοί αποθηκών, διασκόρπισης υλικών, μάντρες υλικών – με συνεχή λειτουργία) σύμφωνα με τον πίνακα Β.1 τον EN1993-6-Παράρτημα Β.

$$\lambda_i = 0,794$$

$$\lambda_\iota = 0,871$$

τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κοπώσεως προκύπτουν με βαση την παραπάνω σχεση και την μέγιστη αντίδραση του τροχού $Q_{max,i}$ λαμβάνεται για τον συνδυασμό 4.

$$\varphi_{fat} = \frac{(1+\varphi_2)}{2}$$

$$Q_{e,i} = 31,68\,\text{κN} \qquad Q_{e,i} = 34,75\text{kN}$$

➢ Σχεση Ελεγχου της επαρκειας έναντι κοπώσεως

$$\gamma_{F,f} \cdot \Delta\sigma_{E2} \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{fM}}$$

ο ελεγχος πραγματοποιειται με τον ελεγχο επαρκειας από ορθες τάσεις ένατι κοπωσης

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η φθορά, το ονομαστικό ύψος της τροχιάς πρέπει να απομειώνεται όταν υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά της διατομής. Η απομείωση αύτη μπορεί γενικά να λαμβάνεται ως το 25 % του ελάχιστου ονομαστικού πάχους tr κάτω από την φθειρόμενη επιφάνεια. Για έλεγχους έναντι κόπωσης το ήμισυ μόνον της μειώσεως αυτής χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη

$$\Delta t_r = 0,375\text{cm}$$

$$d_r = t_r - \Delta t_r + t_f = 4,945\text{cm}$$

Ενεργό πλάτος διατομης

$$b_{eff} = b_r + d_r = 9,925\text{cm}$$

$$I_{f,beff} = \frac{b_{eff} \times t_f^3}{12}$$

$$I_r = \frac{b_r \cdot Dt_r^3}{12}$$

$$I_{rf} = I_r + I_{f,beff} = 17,6\text{cm}^4$$

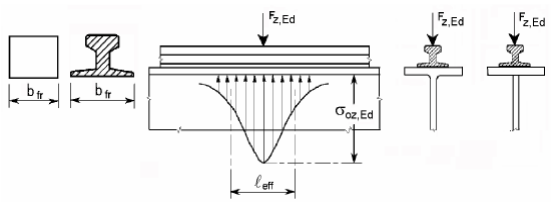
Το ενεργό φορτιζόμενο μήκος l_{eff} προκύπτει τη τροχιά

δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα

$$l_{eff} = 3,25 \times (I_{rf} + t_w)^{1/3} = 7,96\text{cm}$$

Οι τοπικές θλιπτικές τάσεις επί του κορμού της δοκού κύλισης κάτω από το φορτίο τροχού

θεωρούνται ότι διανέμονται ομοιόμορφα στο ενεργό μήκος l_{eff}



➢ Τοπική ορθή τάση στο κορμό της δοκού

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6T_{Ed}}{a \cdot t_w} \cdot n \cdot \tanh(n) = 3,98 kN/cm^2 \qquad n = \left[\frac{0,75 \cdot a \cdot t_w^3}{I_t} \cdot \frac{\sinh^2(p \cdot h_w / a)}{\sinh(2p \cdot h_w / a - 2ph_w / a)} \right]^{0,5}$$

- Ορθή τάση λόγω στροφής του άνω πέλματος

$$T_{ed} = F_{z,Ed} \times e_y = 39,60$$

Λόγω της έκκεντρης δράσης του κατακόρυφου φορτίου δημιουργείται μια στρεπτική ροπή

- Ορθή τάση λόγω συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού

$$s_1 = s_{z,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff} \times t_w} = 3,32$$

$$\Delta\sigma_{E2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 4,34 kN/cm^2$$

Για κατηγορία λεπτομέρειας 160, δηλαδή για ελατές διατομες προκύπτει

$$\Delta\sigma_c = 16 kN/m^2$$

$$\gamma_{F,f} \cdot \Delta\sigma_{E2} \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{fM}}$$

- Έλεγχος έναντι διατμητικών τάσεων

$$\tau_1 = 0,92 kN/cm^2$$

ενεργούσα σε κάθε πλευρά της θέσεως του φορτιού τροχού, μπορεί να υποτεθεί ότι είναι ίση προς το 20% της μέγιστης τοπικής κατακόρυφης τάσης σ_1 στη συγκεκριμένη στάθμη του κορμού.

$$\tau_2 = 0,2 \cdot \sigma_1 = 0,66 kN/cm^2$$

$$\Delta\tau_{E2} = \tau_1 + \tau_2 = 1,63 kN/cm^2$$

$$\frac{\gamma_{F,f} \cdot \Delta\tau_{f,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{fM}} = 0,13 \le 1$$

- Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων

$$\left[\frac{\gamma_{F,f} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right]^3 + \left[\frac{\gamma_{F,f} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta T_c / \gamma_{Mf}} \right]^5 = \left[\frac{1,0 \cdot 4,34}{16 / 1,25} \right]^3 + \left[\frac{1,00 \cdot 1,63}{16 / 1,25} \right]^5 = 0,34^3 + 0,13^5 < 1$$

4.12 Αρμός

Μετά τη διαστασιολόγηση και των δύο τμημάτων του συγκροτήματος έγινε έλεγχος μετακινήσεων στη πλευρά οπου τα δυο κτίρια τέμνονται ώστε να τοποθετηθεί καταλλήλως αρμός

Κατά τη διεύθυνση Χ, η μέγιστη μετατόπιση του βιομηχανικού κτιρίου στη θέση σύνδεσης είναι 2.4 cm, ενώ η αντίστοιχη του διώροφου είναι 5,00 cm. Από SRSS έχουμε: $\sqrt{2,4^2 + 3,00^2}$ = 3,9 cm.

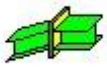
Επομένως ένας αρμός πλάτους 5 cm, κατά μήκος της πλευρά του διώροφου τμήματος, που επικοινωνεί με το βιομηχανικό κτίριο.

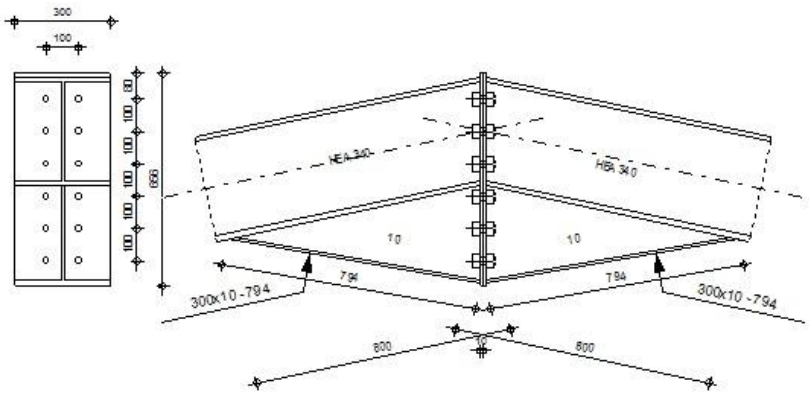
5 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

5.1 Γενικά

Οι συνδέσεις αποτελούν ένα πολύ σημαντικό κομμάτι της διαστασιολόγησης του φορέα διότι αναλαμβάνουν τη μεταφορά των εντατικών μεγεθών ανάμεσα στα μέλη που τον αποτελούν. Η διαμόρφωσή τους απαιτεί ιδιαίτερη λεπτομέρεια ώστε τα φορτία να μεταβιβάζονται σωστά από μέλος σε μέλος και η συμπεριφορά του φορέα να είναι ικανοποιητική. Στη συγκεκριμένη κατασκευή οι συνδέσεις μεταξύ των μελών γίνονται με απλούς κοχλίες και πραγματοποιούνται στο εργοτάξιο, ενώ τα επιπλέον ελάσματα, όπου χρειάζονται, συγκολλούνται στα εκάστοτε μέλη. Η διαδικασία της συγκόλλησης πραγματοποιείται στο εργοστάσιο κάτω από ιδανικές συνθήκες περιβάλλοντος ώστε να εξασφαλίζονται οι ελάχιστες δυνατές κατασκευαστικές ατέλειες.

5.2 Σύνδεση Ζυγώματος του βιομηχανικού κτιρίου

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 **ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΚΤΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ** EN 1993-1-8:2005/AC:2009	OK ΛΟΓΟΣ **0.87**



ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΘΛΙΨΗ

A_b = 133.47 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$N_{cb,Rd}$ = 3670.51 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ EN1993-1-1:[6.2.4]

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

A_{vb} = 74.95 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 1190.00 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0.00 < 1.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.00)

ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ(ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)

W_{plb} = 1850.62 [cm^3] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 508.92 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

ΚΑΜΨΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η'ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ

W_{pl} = 2882.89 [cm^3] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 792.80 [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

ΠΕΛΜΑ-ΚΟΡΜΟΣ ΘΛΙΨΗ

$M_{cb,Rd}$ = 792.80 [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 624 [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 1271.06 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

ΚΟΡΜΟΣ Η ΕΛΑΣΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ - ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

γ = 11.9 [Deg] ΓΩΝΙΑ ΜΕΤΑΞΥ ΜΠΡΟΣΤΙΝΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

· = 11.9 [Deg] ΓΩΝΙΑ ΜΕΤΑΞΥ ΜΠΡΟΣΤΙΝΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

· = 9.8 [Deg] ΕΠΙΚΛΙΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$b_{eff,c,wb}$ = 273 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ

A_{vb} = 44.95 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

· = 0.84 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$·_{com,Ed}$ = 0.00 [MPa] ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ

k_{wc} = 1.00 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ

$F_{c,wb,Rd1}$ = [· k_{wc} $b_{eff,c,wb}$ t_{wb} f_{yb} / $·_{M0}$] cos(·) / sin(· - ·)

$F_{c,wb,Rd1}$ = 1588.29 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

d_{wb} = 243 [mm] ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]

$·_p$ = 0.91 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]

· = 0.85 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2}$ = [· k_{wc} · $b_{eff,c,wb}$ t_{wb} f_{yb} / $·_{M1}$] cos(·) / sin(· - ·)

$F_{c,wb,Rd2}$ = 1357.34 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

$F_{c,wb,Rd3}$ = b_b t_b f_{yb} / (0.8*$·_{M0}$)

$F_{c,wb,Rd3}$ = 1031.25 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ [6.2.6.7.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$F_{c,wb,Rd,low}$ = Min ($F_{c,wb,Rd1}$, $F_{c,wb,Rd2}$, $F_{c,wb,Rd3}$)

$F_{c,wb,Rd,low}$ = 1031.25 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ-ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	37	-	100	-	100	235	299	235	299	217	211	211	211
2	37	-	100	-	100	235	274	235	274	200	100	100	100
3	37	-	100	-	100	235	274	235	274	200	100	100	100
4	37	-	100	-	100	235	274	235	274	200	100	100	100
5	37	-	100	-	100	235	274	235	274	200	100	100	100

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
6	37	-	100	-	100	235	274	235	274	217	187	187	187

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$N_{j,Rd}$ = Min ($N_{cb,Rd}$2 $F_{c,wb,Rd,low}$)

$N_{j,Rd}$ = 2062.50 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ [6.2]

$N_{b1,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0 0.03 < 1.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.03)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$F_{t,Rd}$ = 196.34 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$B_{p,Rd}$ = 213.98 [kN] Διατρητική διατμητική αντοχή κοχλία [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{t,wc,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{t,ep,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΠΛΑΚΑΣ

$F_{t,wb,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$F_{t,fc,Rd}$ = Min ($F_{T,1,fc,Rd}$, $F_{T,2,fc,Rd}$, $F_{T,3,fc,Rd}$) [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd}$ = · $b_{eff,t,wc}$ t_{wc} f_{yc} / ·$_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd}$ = Min ($F_{T,1,ep,Rd}$, $F_{T,2,ep,Rd}$, $F_{T,3,ep,Rd}$) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd}$ = $b_{eff,t,wb}$ t_{wb} f_{yb} / ·$_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	**$F_{t1,Rd,comp}$**	**ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ**
$F_{t1,Rd}$ = Min ($F_{t1,Rd,comp}$)	172.79	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(1)}$ = 172.79	172.79	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(1)}$ = 612.77	612.77	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd}$ = 427.96	427.96	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd}$ = 1271.06	1271.06	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	**$F_{t2,Rd,comp}$**	**ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ**
$F_{t2,Rd}$ = Min ($F_{t2,Rd,comp}$)	56.67	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 172.79	172.79	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ

$F_{t2,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t2,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 612.77	612.77	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd}$ = 427.96	427.96	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd}$ - Σ_1^1 $F_{tj,Rd}$ = 1271.06 - 172.79	1098.27	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(2+1)}$ - Σ_1^1 $F_{tj,Rd}$ = 229.46 - 172.79	56.67	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(2+1)}$ - Σ_1^1 $F_{tj,Rd}$ = 813.75 - 172.79	640.96	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t3,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t3,Rd}$ = Min ($F_{t3,Rd,comp}$)	73.67	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(3)}$ = 172.79	172.79	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(3)}$ = 612.77	612.77	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd}$ = 427.96	427.96	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd}$ - Σ_1^2 $F_{tj,Rd}$ = 1271.06 - 229.46	1041.60	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(3+2)}$ - Σ_2^2 $F_{tj,Rd}$ = 147.33 - 56.67	90.66	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2)}$ - Σ_2^2 $F_{tj,Rd}$ = 522.50 - 56.67	465.83	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)}$ - Σ_2^1 $F_{tj,Rd}$ = 303.12 - 229.46	73.67	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)}$ - Σ_2^1 $F_{tj,Rd}$ = 1075.00 - 229.46	845.54	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t4,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t4,Rd}$ = Min ($F_{t4,Rd,comp}$)	73.67	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(4)}$ = 172.79	172.79	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(4)}$ = 612.77	612.77	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd}$ = 427.96	427.96	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd}$ - Σ_1^3 $F_{tj,Rd}$ = 1271.06 - 303.12	967.93	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(4+3)}$ - Σ_3^3 $F_{tj,Rd}$ = 147.33 - 73.67	73.67	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3)}$ - Σ_3^3 $F_{tj,Rd}$ = 522.50 - 73.67	448.83	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)}$ - Σ_3^2 $F_{tj,Rd}$ = 221.00 - 130.34	90.66	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)}$ - Σ_3^2 $F_{tj,Rd}$ = 783.75 - 130.34	653.41	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)}$ - Σ_3^1 $F_{tj,Rd}$ = 376.79 - 303.12	73.67	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ

$F_{t4,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t4,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1336.25 - 303.12$	1033.12	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t5,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	73.67	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(5)} = 172.79$	172.79	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(5)} = 612.77$	612.77	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 427.96$	427.96	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1271.06 - 376.79$	894.27	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 147.33 - 73.67$	73.67	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 522.50 - 73.67$	448.83	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 221.00 - 147.33$	73.67	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 783.75 - 147.33$	636.42	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 294.67 - 204.00$	90.66	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1045.00 - 204.00$	841.00	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 450.46 - 376.79$	73.67	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1597.50 - 376.79$	1220.71	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 6

$F_{t6,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t6,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	137.87	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,ep,Rd(6)} = 172.79$	172.79	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(6)} = 612.77$	612.77	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 427.96$	427.96	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1271.06 - 450.46$	820.60	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 211.54 - 73.67$	137.87	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 750.21 - 73.67$	676.54	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 285.21 - 147.33$	137.87	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 1011.46 - 147.33$	864.12	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 358.87 - 221.00$	137.87	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ

$F_{t6,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t6,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \Sigma_5^3 F_{tj,Rd} = 1272.71 - 221.00$	1051.71	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \Sigma_5^2 F_{tj,Rd} = 432.54 - 277.67$	154.87	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \Sigma_5^2 F_{tj,Rd} = 1533.96 - 277.67$	1256.29	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \Sigma_5^1 F_{tj,Rd} = 588.33 - 450.46$	137.87	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \Sigma_5^1 F_{tj,Rd} = 2086.46 - 450.46$	1636.00	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	562	172.79	-	-	172.79	612.77	392.69	427.96
2	462	56.67	-	-	172.79	612.77	392.69	427.96
3	362	73.67	-	-	172.79	612.77	392.69	427.96
4	262	73.67	-	-	172.79	612.77	392.69	427.96
5	162	73.67	-	-	172.79	612.77	392.69	427.96
6	62	137.87	-	-	172.79	612.77	392.69	427.96

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

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

$M_{j,Rd}$ = 189.49 [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0.87 < 1.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.87)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$\cdot_v$ = 0.60 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{v,Rd}$ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$\cdot_{Lf}$ = 0.96 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ [3.8]

$F_{v,Rd}$ = 157.87 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{t,Rd,max}$ = 196.34 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{b,Rd,int}$ = 189.20 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΔΙΑΜΕΣΟΥ ΚΟΧΛΙΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{b,Rd,ext}$ = 189.20 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΠΙΟ ΑΠΟΜΑΚΡΥΣΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	392.69	-9.27	172.79	149.68	140.41	235.10
2	392.69	-9.27	56.67	49.09	39.82	292.87
3	392.69	-9.27	73.67	63.82	54.55	284.42

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
4	392.69	-9.27	73.67	63.82	54.55	284.42
5	392.69	-9.27	73.67	63.82	54.55	284.42
6	392.69	-9.27	137.87	119.44	110.17	252.47

$F_{tj,Rd,N}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$F_{tj,Ed,N}$ – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{tj,Rd,M}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΗ ΚΑΜΨΗ

$F_{tj,Ed,M}$ – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΡΟΠΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{tj,Ed}$ – ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{vj,Rd}$ – ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \mathrm{Min}\ (n_h\ F_{v,Ed}\ (1 - F_{tj,Ed}/\ (1.4\ n_h\ F_{t,Rd,max}),\ n_h\ F_{v,Rd}\ ,\ n_h\ F_{b,Rd}))$

$V_{j,Rd} = n_h\ \Sigma_1^n\ F_{vj,Rd}$ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$V_{j,Rd} =$ 1633.70 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0.00 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.00)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$A_w =$ 207.85 [cm^2] ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ

$A_{wy} =$ 132.50 [cm^2] ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ

$A_{wz} =$ 75.35 [cm^2] ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ

$I_{wy} =$ 99191.28 [cm^4] ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ

$\cdot_{\cdot max} = \cdot_{\cdot max} =$ -35.58 [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ

$\cdot_{\cdot} = \cdot_{\cdot} =$ 35.39 [MPa] ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

$\cdot_{II} =$ 0.47 [MPa] ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ

$\cdot_w =$ 0.85 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ

$\cdot[\cdot_{\cdot max}^2 + 3*(\cdot_{\cdot max}^2)] \leq f_u/(\cdot_w*\cdot_{M2})$	71.16 < 404.71	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.18)
$\cdot[\cdot_{\cdot}^2 + 3*(\cdot_{\cdot}^2+\cdot_{II}^2)] \leq f_u/(\cdot_w*\cdot_{M2})$	70.79 < 404.71	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.17)
$\cdot_{\cdot} \leq 0.9*f_u/\cdot_{M2}$	35.58 < 309.60	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.11)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

t_{wash} = 5 [mm] Washer ΠΑΧΟΣ [6.2.6.3.(2)]

h_{head} = 16 [mm] ΥΨΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ ΚΟΧΛΙΑ [6.2.6.3.(2)]

h_{nut} = 22 [mm] ΥΨΟΣ ΠΕΡΙΚΟΧΛΙΟΥ ΚΟΧΛΙΑ [6.2.6.3.(2)]

L_b = 56 [mm] ΜΗΚΟΣ ΚΟΧΛΙΑ [6.2.6.3.(2)]

k_{10} = 9 [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ [6.3.2.(1)]

ΑΚΑΜΨΙΑ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

Nr	hj	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j}\ h_j$	$k_{eff,j}\ h_j^2$
					ΣΥΝΟΛΟ	19.14	827.16
1	562	·	·	4	2	8.49	477.01
2	462	·	·	2	1	3.63	167.68
3	362	·	·	2	1	2.85	102.90
4	262	·	·	2	1	2.06	53.85
5	162	·	·	2	1	1.27	20.55
6	62	·	·	3	1	0.84	5.18

$k_{eff,j} = 1 / (\Sigma_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \Sigma_j k_{eff,j} h_j^2 / \Sigma_j k_{eff,j} h_j$

z_{eq} = 432 [mm] ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΔΥΝΑΜΗ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑ [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \Sigma_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

k_{eq} = 4 [mm] ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΔΙΕΥΘΕΤΗΣΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E\ z_{eq}^2\ k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini}$ = 173704.02 [kN*m] ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

· = 2.03 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini}$ / · [6.3.1.(4)]

S_j = 85643.11 [kN*m] ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$S_{j,rig}$ = 47922.58 [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2995.16 [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

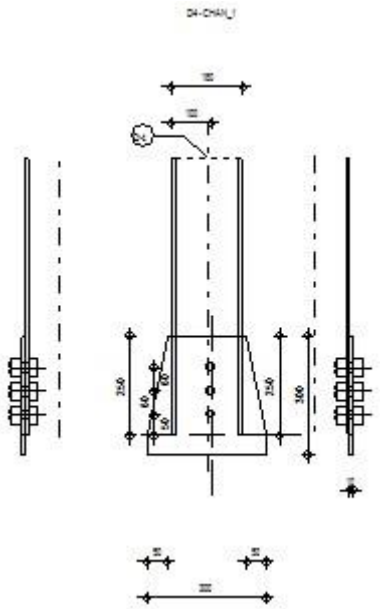
$S_{j,ini}$ · $S_{j,rig}$ ΣΤΑΘΕΡΗ

5.2.1 ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ	ΛΟΓΟΣ	0.87

5.3 Σύνδεση συνδέσμου δυσκαμψίας με έλασμα ελάσματος



ΓΕΝΙΚΟ

ΡΑΒΔΟΙ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΡΑΒΔΟΣ 4

5.3.1.1 ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd}$ = 145.97 [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία $F_{v,Rd}$= 0.6*f_{ub}*A_v*m/·$_{M2}$

Κοχλίες στη ράβδο

Διεύθυνση x

k_{1x} = 2.50 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

k_{1x} > 0.0 2.50 > 0.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

α_{bx} = 0.58 $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

α_{bx} > 0.0 0.58 > 0.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1x}$ = 100.10 $F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

k_{1z} = 1.80 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

k_{1z} > 0.0 1.80 > 0.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

α_{bz} = 1.00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

α_{bz} > 0.0 1.00 > 0.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1z}$ = 123.55 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Κοχλίες στην πλάκα

Διεύθυνση x

k_{1x} = 2.50 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_1=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

k_{1x} > 0.0 2.50 > 0.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

α_{bx} = 0.58 $\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

α_{bx} > 0.0 0.58 > 0.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2x}$ = 94.97 [kN]

Διεύθυνση z

k_{1z} = 1.80 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

k_{1z} > 0.0 1.80 > 0.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

α_{bz} = 1.00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

α_{bz} > 0.0 1.00 > 0.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2z}$ = 117.22 [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

5.3.1.2 Έλεγχος σύνδεσης σύμφωνα με τις δυνάμεις που εφαρμόζονται στους κοχλίες

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

e = 10 [mm]

M_0 = 0.80 [kN*m] $M_0=N_{b4,Ed}*e$

$e =$ 10 [mm]

$F_{NSd} =$ 26.67 [kN] $F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$

$F_{MSd} =$ 6.67 [kN] $F_{MSd}=M_0*x_{max}/\cdot x_i^2$

$F_{x,Ed} =$ 26.67 [kN] $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} =$ 6.67 [kN] $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} =$ 27.49 [kN] $F_{Ed} = \cdot(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)$

$F_{Rdx} =$ 94.97 [kN] $F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} =$ 117.22 [kN] $F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$\lvert F_{x,Ed}\rvert \le F_{Rdx}$	$\lvert 26.67\rvert < 94.97$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.28)
$\lvert F_{z,Ed}\rvert \le F_{Rdz}$	$\lvert 6.67\rvert < 117.22$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.06)
$F_{Ed} \le F_{vRd}$	$27.49 < 145.97$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.19)

Έλεγχος διατομής μειωμένης αντοχής λόγω ανοιγμάτων

$A_{net} =$ 17.60 [cm^2] Περιοχή καθαρής διατομής $A_{net} = A-t*d_0$

$N_{uRd} =$ 494.21 [kN] Σχεδιαστική πλαστική αντοχή καθαρής διατομής $N_{u,Rd} = (0.9*A_{net}*f_{u4})/\cdot_{M2}$

$N_{plRd} =$ 550.00 [kN] Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής $N_{plRd}=A*f_{y4}/\cdot_{M0}$

$\lvert N_{b4,Ed}\rvert \le N_{tRd}$	$\lvert 80.00\rvert < 494.21$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.16)
$\lvert N_{b4,Ed}\rvert \le N_{pl,Rd}$	$\lvert 80.00\rvert < 550.00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.15)

Έλεγχος ράβδου – απόσχιση

$A_{nt} =$ 6.80 [cm^2] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$A_{nv} =$ 11.00 [cm^2] ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{effRd} =$ 280.73 [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\cdot_{M2} + (1/\cdot 3)*f_y*A_{nv}/\cdot_{M0}$

$\lvert N_{b4,Ed}\rvert \le V_{effRd}$	$\lvert 80.00\rvert < 280.73$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.28)

ΣΥΝΔΕΣΗ ΠΛΑΚΑΣ

Έλεγχος συγκολλήσεων εξωραφής

$e =$ 1 [mm] Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με το μόρφωμα της συγκόλλησης

$M_0 =$ 0.03 [kN*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ $M_0 = 0.5*N$

$A_w =$ 15.00 [cm^2] Εμβαδόν συγκόλλησης

$\cdot =$ 27.09 [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ $\cdot =0.5*N_{b1,Ed}*\sin(\cdot)$

Έλεγχος συγκολλήσεων εξωραφής

e = 1 [mm] Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με το μόρφωμα της συγκόλλησης

·. = 19.16 [MPa] Ονομαστική ορθή τάση στη συγκόλληση

$\lvert ·. \rvert \le 0.9 * f_u / ·_{M2}$	$\lvert 19.16 \rvert < 266.40$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.07)

·. = 19.16 [MPa] ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ·.=·.

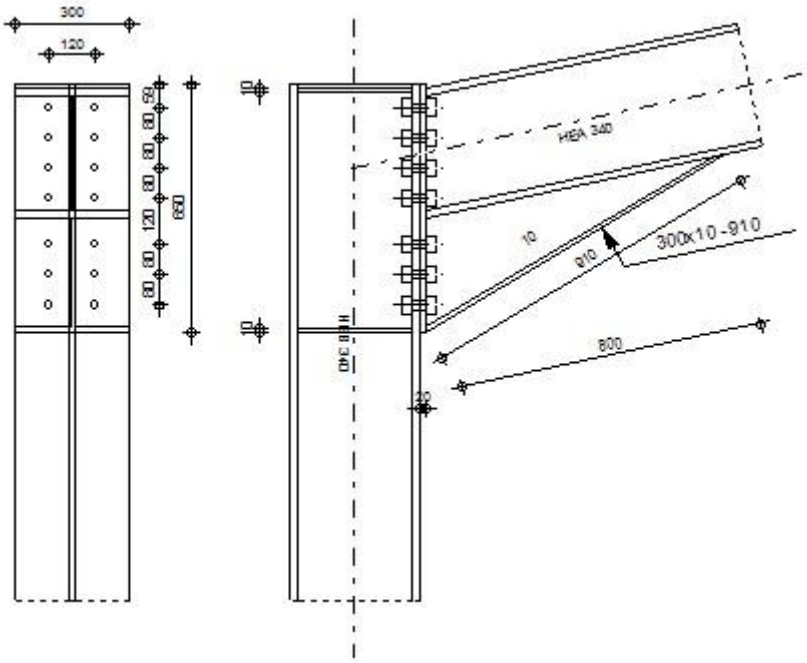
$·_w$ = 0.85 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1]

$·[·.^2+3*·.^2] \le f_u/(·_w*·_{M2})$	$38.32 < 348.24$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.11)

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ	ΛΟΓΟΣ	0.28

5.4 Σύνδεση ζύγωμα με υποστύλωμα του βιομηχανικού κτιρίου

		OK ΛΟΓΟΣ **0.62**



ΓΕΝΙΚΟ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΘΛΙΨΗ

A_b = 133.47 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$N_{cb,Rd}$ = 3670.51 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ EN1993-1-1:[6.2.4]

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

A_{vb} = 74.95 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd}$ = 1190.00 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0.10 < 1.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.10)

ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ(ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)

W_{plb} = 1850.62 [cm^3] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd}$ = 508.92 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

ΚΑΜΨΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η'ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ

W_{pl} = 3098.14 [cm^3] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd}$ = 851.99 [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

ΠΕΛΜΑ-ΚΟΡΜΟΣ ΘΛΙΨΗ

$M_{cb,Rd}$ = 851.99 [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

h_f = 623 [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd}$ = 1367.58 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

ΚΟΡΜΟΣ Η ΕΛΑΣΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ - ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

γ = 11.9 [Deg] ΓΩΝΙΑ ΜΕΤΑΞΥ ΜΠΡΟΣΤΙΝΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

· = 11.9 [Deg] ΓΩΝΙΑ ΜΕΤΑΞΥ ΜΠΡΟΣΤΙΝΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

· = 30.7 [Deg] ΕΠΙΚΛΙΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$b_{eff,c,wb}$ = 282 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]

A_{vb} = 44.95 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

· = 0.83 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.2.(1)]

$·_{com,Ed}$ = 120.89 [MPa] ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ [6.2.6.2.(2)]

k_{wc} = 1.00 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1}$ = [· k_{wc} $b_{eff,c,wb}$ t_{wb} f_{yb} / $·_{M0}$] cos(·) / sin(· - ·)

$F_{c,wb,Rd1}$ = 1626.72 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

d_{wb} = 243 [mm] ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]

$·_p$ = 0.93 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]

· = 0.84 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2}$ = [· k_{wc} · $b_{eff,c,wb}$ t_{wb} f_{yb} / $·_{M1}$] cos(·) / sin(· - ·)

$F_{c,wb,Rd2}$ = 1372.90 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

$F_{c,wb,Rd3}$ = b_b t_b f_{yb} / (0.8*$·_{M0}$)

$F_{c,wb,Rd3}$ = 1031.25 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ [6.2.6.7.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$F_{c,wb,Rd,low}$ = Min ($F_{c,wb,Rd1}$, $F_{c,wb,Rd2}$, $F_{c,wb,Rd3}$)

$F_{c,wb,Rd,low}$ = 1031.25 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$M_{b1,Ed}$ = 260.13 [kN*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ) [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed}$ = 0.00 [kN*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ) [5.3.(3)]

ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$M_{b1,Ed}$ = 260.13 [kN*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ) [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed}$ = -57.38 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ) [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed}$ = 0.00 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΑΝΩΤΕΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ) [5.3.(3)]

z = 543 [mm] ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ [6.2.5]

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

$V_{wp,Ed}$ = 507.82 [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ [5.3.(3)]

A_{vs} = 56.09 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ EN1993-1-1:[6

A_{vc} = 56.09 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6

d_s = 620 [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ [6.2

$M_{pl,fc,Rd}$ = 9.53 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2

$M_{pl,stu,Rd}$ = 1.76 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΥΨΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2

$M_{pl,stl,Rd}$ = 1.76 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΧΑΜΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2

$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs}*f_{y,wc}) / (\cdot 3 \cdot_{M0}) + Min(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd}$ = 837.90 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0.61 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.61)

ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

t_{wc} = 12 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc}$ = 328 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]

A_{vc} = 56.09 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\cdot$ = 0.78 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.2.(1)]

$\cdot_{com,Ed}$ = 92.85 [MPa] ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ [6.2.6.2.(2)]

k_{wc} = 1.00 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ [6.2.6.2.(2)]

A_s = 28.80 [cm^2] ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \cdot k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \cdot_{M0} + A_s f_{ys} / \cdot_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ = 1522.07 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

d_{wc} = 243 [mm] ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]

$\cdot_p$ = 0.79 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]

$\cdot$ = 0.94 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]

$\cdot_s$ = 2.75 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\cdot_s$ = 1.00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = \cdot\ k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \cdot_{M1} + A_s \cdot_s f_{ys} / \cdot_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 1473.52 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$F_{c,wc,Rd,low} = \mathrm{Min}\ (F_{c,wc,Rd1}\ ,\ F_{c,wc,Rd2})$

$F_{c,wc,Rd}$ = 1473.52 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]

ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΦΕΡΩΝ:

t_{wc} = 12 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc}$ = 333 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]

A_{vc} = 56.09 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\cdot$ = 0.78 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.2.(1)]

$\cdot_{com,Ed}$ = 92.85 [MPa] ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ [6.2.6.2.(2)]

k_{wc} = 1.00 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ [6.2.6.2.(2)]

A_s = 28.80 [cm^2] ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = \cdot\ k_{wc}\ b_{eff,c,wc}\ t_{wc}\ f_{yc} / \cdot_{M0} + A_s\ f_{ys} / \cdot_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1}$ = 1530.21 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

d_{wc} = 243 [mm] ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]

$\cdot_p$ = 0.80 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

d_{wc} = 243 [mm] ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]

· = 0.94 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]

$·_s$ = 2.75 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$·_s$ = 1.00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2}$ = · k_{wc} · $b_{eff,c,wc}$ t_{wc} f_{yc} / $·_{M1}$ + A_s $·_s$ f_{ys} / $·_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2}$ = 1476.97 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$F_{c,wc,Rd,upp}$ = Min ($F_{c,wc,Rd1}$, $F_{c,wc,Rd2}$)

$F_{c,wc,Rd,upp}$ = 1476.97 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ-ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

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

$N_{j,Rd}$ = 2062.50 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ [6.2]

$N_{b1,Ed}$ / $N_{j,Rd}$ ≤ 1,0	0.04 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.04)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$F_{t,Rd}$ = 174.53 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$B_{p,Rd}$ = 388.15 [kN] Διατρητική διατμητική αντοχή κοχλία [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{t,wc,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{t,ep,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΠΛΑΚΑΣ

$F_{t,wb,Rd}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$F_{t,fc,Rd}$ = Min ($F_{T,1,fc,Rd}$, $F_{T,2,fc,Rd}$, $F_{T,3,fc,Rd}$) [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd}$ = · $b_{eff,t,wc}$ t_{wc} f_{yc} / $·_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd}$ = Min ($F_{T,1,ep,Rd}$, $F_{T,2,ep,Rd}$, $F_{T,3,ep,Rd}$) [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd}$ = $b_{eff,t,wb}$ t_{wb} f_{yb} / $·_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t1,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t1,Rd}$ = Min ($F_{t1,Rd,comp}$)	349.06	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(1)}$ = 349.06	349.06	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(1)}$ = 601.69	601.69	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(1)}$ = 349.06	349.06	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(1)}$ = 776.92	776.92	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd}$ = 776.30	776.30	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}$/▪ = 837.90	837.90	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd}$ = 1473.52	1473.52	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd}$ = 1367.58	1367.58	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd}$ = 1031.25	1031.25	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t2,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t2,Rd}$ = Min ($F_{t2,Rd,comp}$)	218.38	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(2)}$ = 349.06	349.06	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(2)}$ = 601.69	601.69	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(2)}$ = 349.06	349.06	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(2)}$ = 776.92	776.92	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd}$ = 776.30	776.30	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}$/▪ - $\sum_1^1 F_{ti,Rd}$ = 837.90 - 349.06	488.85	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 1473.52 - 349.06	1124.46	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 1367.58 - 349.06	1018.53	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 1031.25 - 349.06	682.19	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 612.91 - 349.06	263.86	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 720.87 - 349.06	371.81	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 567.43 - 349.06	218.38	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(2+1)}$ - $\sum_1^1 F_{tj,Rd}$ = 908.45 - 349.06	559.39	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t3,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ

$F_{t3,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t3,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t3,Rd}$ = Min ($F_{t3,Rd,comp}$)	153.48	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(3)}$ = 349.06	349.06	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(3)}$ = 601.69	601.69	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(3)}$ = 349.06	349.06	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(3)}$ = 776.92	776.92	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd}$ = 776.30	776.30	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}$/▪ - $\Sigma_1^2 F_{ti,Rd}$ = 837.90 - 567.43	270.47	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd}$ - $\Sigma_1^2 F_{tj,Rd}$ = 1473.52 - 567.43	906.08	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd}$ - $\Sigma_1^2 F_{tj,Rd}$ = 1367.58 - 567.43	800.15	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd}$ - $\Sigma_1^2 F_{tj,Rd}$ = 1031.25 - 567.43	463.82	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(3+2)}$ - $\Sigma_2^2 F_{tj,Rd}$ = 527.34 - 218.38	308.96	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2)}$ - $\Sigma_2^2 F_{tj,Rd}$ = 491.86 - 218.38	273.49	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)}$ - $\Sigma_2^1 F_{tj,Rd}$ = 876.58 - 567.43	309.15	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)}$ - $\Sigma_2^1 F_{tj,Rd}$ = 860.82 - 567.43	293.39	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2)}$ - $\Sigma_2^2 F_{tj,Rd}$ = 371.85 - 218.38	153.48	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2)}$ - $\Sigma_2^2 F_{tj,Rd}$ = 418.00 - 218.38	199.62	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)}$ - $\Sigma_2^1 F_{tj,Rd}$ = 802.67 - 567.43	235.24	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)}$ - $\Sigma_2^1 F_{tj,Rd}$ = 1117.45 - 567.43	550.02	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t4,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t4,Rd}$ = Min ($F_{t4,Rd,comp}$)	116.99	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(4)}$ = 349.06	349.06	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(4)}$ = 601.69	601.69	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(4)}$ = 349.06	349.06	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(4)}$ = 776.92	776.92	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd}$ = 776.30	776.30	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}$/▪ - $\Sigma_1^3 F_{ti,Rd}$ = 837.90 - 720.91	116.99	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd}$ - $\Sigma_1^3 F_{tj,Rd}$ = 1473.52 - 720.91	752.61	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd}$ - $\Sigma_1^3 F_{tj,Rd}$ = 1367.58 - 720.91	646.67	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

$F_{t4,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t4,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{c,wb,Rd}$ - $\sum_1^3 F_{tj,Rd}$ = 1031.25 - 720.91	310.34	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 544.78 - 153.48	391.30	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 543.88 - 153.48	390.40	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 808.45 - 371.85	436.59	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 724.56 - 371.85	352.70	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 1157.69 - 720.91	436.78	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 987.84 - 720.91	266.93	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 418.34 - 153.48	264.86	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3)}$ - $\sum_3^3 F_{tj,Rd}$ = 470.25 - 153.48	316.77	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 604.26 - 371.85	232.41	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)}$ - $\sum_3^2 F_{tj,Rd}$ = 679.25 - 371.85	307.40	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 1048.23 - 720.91	327.32	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)}$ - $\sum_3^1 F_{tj,Rd}$ = 1378.70 - 720.91	657.79	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ No. 5

$F_{t5,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t5,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t5,Rd}$ = Min ($F_{t5,Rd,comp}$)	0.00	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(5)}$ = 349.06	349.06	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(5)}$ = 601.69	601.69	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(5)}$ = 349.06	349.06	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(5)}$ = 776.92	776.92	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd}$ = 776.30	776.30	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}$/▪ - $\sum_1^4 F_{ti,Rd}$ = 837.90 - 837.90	0.00	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd}$ - $\sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 1473.52 - 837.90	635.61	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd}$ - $\sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 1367.58 - 837.90	529.68	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd}$ - $\sum_1^4 F_{tj,Rd}$ = 1031.25 - 837.90	193.35	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(5+4)}$ - $\sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 562.21 - 116.99	445.22	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4)}$ - $\sum_4^4 F_{tj,Rd}$ = 593.17 - 116.99	476.17	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)}$ - $\sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 825.88 - 270.47	555.41	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)}$ - $\sum_4^3 F_{tj,Rd}$ = 763.00 - 270.47	492.53	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ

$F_{t5,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t5,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \Sigma_4^2 F_{tj,Rd} = 1089.55 - 488.85$	600.70	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \Sigma_4^2 F_{tj,Rd} = 892.65 - 488.85$	403.80	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \Sigma_4^1 F_{tj,Rd} = 1438.80 - 837.90$	600.89	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \Sigma_4^1 F_{tj,Rd} = 1076.13 - 837.90$	238.23	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \Sigma_4^4 F_{tj,Rd} = 464.82 - 116.99$	347.82	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \Sigma_4^4 F_{tj,Rd} = 522.50 - 116.99$	405.51	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \Sigma_4^3 F_{tj,Rd} = 650.74 - 270.47$	380.27	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \Sigma_4^3 F_{tj,Rd} = 731.50 - 270.47$	461.03	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \Sigma_4^2 F_{tj,Rd} = 836.67 - 488.85$	347.82	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \Sigma_4^2 F_{tj,Rd} = 940.50 - 488.85$	451.65	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \Sigma_4^1 F_{tj,Rd} = 1293.80 - 837.90$	455.90	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \Sigma_4^1 F_{tj,Rd} = 1639.95 - 837.90$	802.05	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΟΙ ΕΝΑΠΟΜΙΝΑΝΤΕΣ ΚΟΧΛΙΕΣ ΕΙΝΑΙ ΑΝΕΝΕΡΓΟΙ (ΔΕΝ ΜΕΤΑΦΕΡΟΥΝ ΦΟΡΤΙΑ)ΓΙΑΤΙ Η ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΕΞΑΡΤΗΜΑΤΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΕΧΕΙ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΕΙ Η ΟΙ ΚΟΧΛΙΕΣ ΑΥΤΟΙ ΕΧΟΥΝ ΤΟΠΟΘΕΤΗΘΕΙ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ ΣΤΡΕΨΗΣ.

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

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

$M_{j,Rd}$ = 418.33 [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	0.62 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.62)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$\cdot_v$ =	0.60	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{v,Rd}$	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$\cdot_{Lf}$ =	0.96	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	[3.8]
$F_{v,Rd}$ =	139.67 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{t,Rd,max}$ =	174.53 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{b,Rd,int}$ =	295.53 [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΔΙΑΜΕΣΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{b,Rd,ext}$ =	330.51 [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΠΙΟ ΑΠΟΜΑΚΡΥΣΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	349.06	-12.90	349.06	217.05	204.16	162.64

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
2	349.06	-12.90	218.38	135.79	122.90	209.09
3	349.06	-12.90	153.48	95.44	82.54	232.15
4	349.06	-12.90	116.99	72.75	59.85	245.12
5	349.06	-12.90	0.00	0.00	-12.90	279.34
6	349.06	-12.90	0.00	0.00	-12.90	279.34
7	349.06	-12.90	0.00	0.00	-12.90	279.34

$F_{tj,Rd,N}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$F_{tj,Ed,N}$ – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{tj,Rd,M}$ – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΗ ΚΑΜΨΗ

$F_{tj,Ed,M}$ – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΡΟΠΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{tj,Ed}$ – ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{vj,Rd}$ – ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed}\ F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \mathrm{Min}\ (n_h\ F_{v,Ed}\ (1 - F_{tj,Ed}/\ (1.4\ n_h\ F_{t,Rd,max}),\ n_h\ F_{v,Rd}\ ,\ n_h\ F_{b,Rd}))$

$V_{j,Rd} = n_h\ \Sigma_1^n\ F_{vj,Rd}$ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$V_{j,Rd} =$ 1687.01 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0.07 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.07)

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$A_w =$ 198.14 [cm^2] ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ

$A_{wy} =$ 123.00 [cm^2] ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ

$A_{wz} =$ 75.14 [cm^2] ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ

$I_{wy} =$ 77491.99 [cm^4] ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ

$\cdot_{\cdot max} = \cdot_{\cdot max} =$ -77.08 [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ

$\cdot_{\cdot} = \cdot_{\cdot} =$ -77.08 [MPa] ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

$\cdot_{II} =$ 15.80 [MPa] ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ

$\cdot_w =$ 0.85 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ

$\cdot[\cdot_{max}^2 + 3*(\cdot_{max}^2)] \leq f_u/(\cdot_w*\cdot_{M2})$	154.16 < 367.06	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.42)

$\cdot[\cdot_{\cdot max}^2 + 3*(\cdot_{\cdot max}^2)] \le f_u/(\cdot_w*\cdot_{M2})$	154.16 < 367.06	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.42)
$\cdot[\cdot_{\cdot}^2 + 3*(\cdot_{\cdot}^2+\cdot_{II}^2)] \le f_u/(\cdot_w*\cdot_{M2})$	156.57 < 367.06	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.43)
$\cdot_{\cdot} \le 0.9*f_u/\cdot_{M2}$	77.08 < 280.80	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.27)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

t_{wash} = 5 [mm] Washer ΠΑΧΟΣ [6.2.6.3.(2)]

h_{head} = 16 [mm] ΥΨΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ ΚΟΧΛΙΑ [6.2.6.3.(2)]

h_{nut} = 22 [mm] ΥΨΟΣ ΠΕΡΙΚΟΧΛΙΟΥ ΚΟΧΛΙΑ [6.2.6.3.(2)]

L_b = 71 [mm] ΜΗΚΟΣ ΚΟΧΛΙΑ [6.2.6.3.(2)]

k_{10} = 7 [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ [6.3.2.(1)]

ΑΚΑΜΨΙΑ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$k_{eff,j} = 1 / (\Sigma_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \Sigma_j k_{eff,j} h_j^2 / \Sigma_j k_{eff,j} h_j$

z_{eq} = 440 [mm] ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΔΥΝΑΜΗ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑ [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \Sigma_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

k_{eq} = 8 [mm] ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΔΙΕΥΘΕΤΗΣΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ [6.3.3.1.(1)]

A_{vc} = 56.09 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

$\cdot$ = 1.00 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ

z = 440 [mm] ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ

k_1 = 5 [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

k_2 = ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ

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

$S_{j,ini}$ = 124006.65 [kN*m] ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

$\cdot$ = 1.00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [6.3.1.(6)]

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

S_j = 124006.65 [kN*m] ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$S_{j,rig}$ = 47922.58 [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

$S_{j,pin}$ = 2995.16 [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

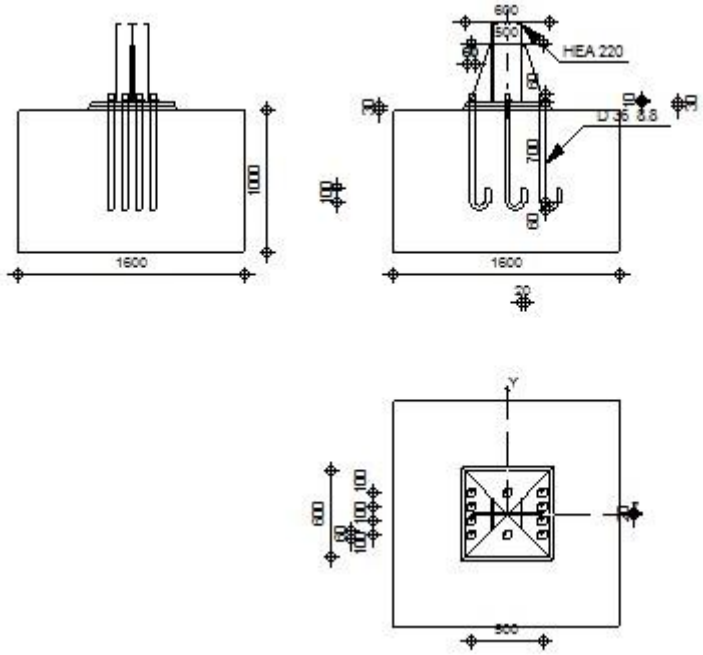
$S_{j,ini}$ ▪ $S_{j,rig}$ ΣΤΑΘΕΡΗ

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ- ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ	ΛΟΓΟΣ	0.62

5.5 Συνδεση θεμελίωσης διωροφου κτιρίου



ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 15

Όνομα σύνδεσης: Fixed column base

ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 3

ΛΟΓΟΣ
0.83

ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 336

ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 220

ΡΑΒΔΟΣ no.: 336

L_c = 4.00 [m] ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

· = 0.0 [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

h_c = 210 [mm] ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

b_{fc} = 220 [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

t_{wc} = 7 [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

t_{fc} = 11 [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

r_c = 18 [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

A_c = 64.34 [cm^2] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

I_{yc} = 5409.70 [cm^4] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S 275

f_{yc} = 275.00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

f_{uc} = 430.00 [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

l_{pd} = 600 [mm] ΜΗΚΟΣ

b_{pd} = 600 [mm] ΠΛΑΤΟΣ

t_{pd} = 30 [mm] ΠΑΧΟΣ

ΥΛΙΚΟ S 275 M/ML

f_{ypd} = 275.00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

f_{upd} = 370.00 [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

ΑΓΚΥΡΩΣΗ

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 8.8 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

f_{yb} = 640.00 [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

f_{ub} = 800.00 [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

d = 36 [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

A_s = 8.17 [cm^2] ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ

A_v = 10.18 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

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

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 8.8 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

n_H = 3 ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

n_V = 4 ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ e_{Hi} = 250 [mm]

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ e_{Vi} = 100;100 [mm]

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 700 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

ΔΑΚΤΥΛΙΟΣ

l_{wd} = 60 [mm] ΜΗΚΟΣ

b_{wd} = 60 [mm] ΠΛΑΤΟΣ

t_{wd} = 10 [mm] ΠΑΧΟΣ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ

l_s = 500 [mm] ΜΗΚΟΣ

h_s = 400 [mm] ΥΨΟΣ

t_s = 20 [mm] ΠΑΧΟΣ

d_1 = 20 [mm] ΤΟΜΗ

d_2 = 20 [mm] ΤΟΜΗ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

γ_{M0} = 1.00 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

γ_{M2} = 1.25 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

γ_C = 1.50 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

L = 1600 [mm] ΜΗΚΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

B = 1600 [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

H = 1000 [mm] ΥΨΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΠΟΙΟΤΗΤΑ C20/25

f_{ck} = 20.00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

ΣΤΡΩΣΗ ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑΤΟΣ

t_g = 30 [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑ)

$f_{ck,g}$ = 12.00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$C_{f,d}$ = 0.30 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

a_p = 8 [mm] ΠΛΑΚΑ ΠΕΔΙΛΟΥ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

a_s = 8 [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 106: COMB8 1*1.35+2*1.05+3*0.75+16*1.50+15*0.90

$N_{j,Ed}$ = -53.82 [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,y}$ = 6.90 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{j,Ed,z}$ = 47.05 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$M_{j,Ed,y}$ = -105.73 [kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

$M_{j,Ed,z}$ = 0.00 [kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

ΘΛΙΨΗ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

f_{cd} = 13.33 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 23.70 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΠΟ ΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΒΑΣΕΩΣ [6.2.5.(7)]

$c = t_p \cdot (f_{yp}/(3*f_j*\cdot_{M0}))$

c = 59 [mm] [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 338 [mm] [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 435.98 [cm^2] EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 3923.80 [cm^2] EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\cdot(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

F_{rdu} = 1743.91 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\cdot_j$ = 0.67 ΘΛΙΠΤΙΚΟΣ ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \cdot_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 26.67 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 1334.81 [cm^2] ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y}$ = 623.65 [cm^2] ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΝΤΟΧΗΣ ΓΙΑ ΡΟΠΗ My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z}$ = 435.98 [cm^2] ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΝΤΟΧΗΣ ΓΙΑ ΡΟΠΗ Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 3559.49 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y}$ = 1663.07 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z}$ = 1162.61 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ Mz [6.2.8.3.(1)]

ΠΕΛΜΑ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

CL = 2.00 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y}$ = 1598.00 [cm^3] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y}$ = 439.45 [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y}$ = 279 [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y}$ = 1576.53 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z}$ = 299.60 [cm^3] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z}$ = 82.39 [kN*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z}$ = 169 [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$

$F_{c,fc,Rd,z}$ = 487.53 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 3559.49 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ [6.2.8.2.(1)]

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y}$ = 1576.53 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ [6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z}$ = min($F_{c,Rd,z}$,$F_{c,fc,Rd,z}$)

$F_{C,Rd,z}$ = 487.53 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ [6.2.8.3]

ΖΩΝΗ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΥ

ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ

A_b = 8.17 [cm^2] ΕΝΕΡΓΟΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

f_{ub} = 800.00 [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

Beta = 0.85 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗΣ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΗΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ [3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1}$ = beta*0.9*f_{ub}*A_b/γ_{M2}

$F_{t,Rd,s1}$ = 400.00 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

γ_{Ms} = 1.20 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.2]

f_{yb} = 640.00 [MPa] ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s2}$ = f_{yb}*A_b/γ_{Ms}

$F_{t,Rd,s2}$ = 435.73 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ CEB [9.2.2]

$F_{t,Rd,s}$ = min($F_{t,Rd,s1}$,$F_{t,Rd,s2}$)

$F_{t,Rd,s}$ = 400.00 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΕ ΑΣΤΟΧΙΑ ΧΑΛΥΒΑ

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΕΞΟΛΚΕΥΣΗΣ

f_{ck} = 20.00 [MPa] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ EN 1992-1:[3.1.2]

f_{ctd} = 0.7*0.3*$f_{ck}^{2/3}$/γ_C

f_{ctd} = 1.03 [MPa] EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

γ_1 = 1.00 EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

γ_2 = 0.96 EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

f_{bd} = 2.25*γ_1*γ_2*f_{ctd}

f_{bd} = 2.23 [MPa] ΤΙΜΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΗΣ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

h_{ef} = 700 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$F_{t,Rd,p}$ = γ*d*h_{ef}*f_{bd}

$F_{t,Rd,p}$ = 176.39 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

h_{ef} = 433 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0$ = 7.5[$N^{0.5}/mm^{0.5}$]*f_{ck}*$h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0$ = 302.56 [kN] ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ CEB [9.2.4]

$s_{cr,N}$ = 1300 [mm] ΚΡΙΣΙΜΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.4]

$c_{cr,N}$ = 650 [mm] ΚΡΙΣΙΜΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΗ CEB [9.2.4]

$A_{c,N0}$ = 28800.00 [cm^2] ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.4]

$A_{c,N}$ = 25600.00 [cm^2] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.4]

$\cdot_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\cdot_{A,N}$ = 0.89

c = 550 CEB [9.2.4]

$\cdot_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr.N} \leq 1.0$

$\cdot_{s,N}$ = 0.95 CEB [9.2.4]

$\cdot_{ec,N}$ = 1.00 CEB [9.2.4]

$\cdot_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\cdot_{re,N}$ = 1.00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΡΥΜΑΤΙΣΜΟΥ ΚΕΛΥΦΟΥΣ CEB [9.2.4]

$\cdot_{ucr,N}$ = 1.00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ ΥΠΟΨΗ ΑΝ ΤΟ ΑΓΚΥΡΙΟ ΒΡΙΣΚΕΤΑΙ ΣΤΟ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟ Ή ΤΟ ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΟ ΤΜΗΜΑ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.4]

$\cdot_{Mc}$ = 2.16 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \cdot_{A,N} * \cdot_{s,N} * \cdot_{ec,N} * \cdot_{re,N} * \cdot_{ucr,N} / \cdot_{Mc}$

$F_{t,Rd,c}$ = 118.76 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΛΟΓΩ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ

h_{ef} = 700 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ CEB [9.2.5]

$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}]*f_{ck}*h_{ef}^{1.5}$

$N_{Rk,c}^0$ = 621.19 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ CEB [9.2.5]

$s_{cr,N}$ = 1400 [mm] ΚΡΙΣΙΜΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

$c_{cr,N}$ = 700 [mm] ΚΡΙΣΙΜΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΗ CEB [9.2.5]

$A_{c,N0}$ = 32300.00 [cm^2] ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

$A_{c,N}$ = 25600.00 [cm^2] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

$\cdot_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$

$\cdot_{A,N}$ = 0.79 CEB [9.2.5]

c = 550 [mm] CEB [9.2.5]

$\cdot_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr.N} \leq 1.0$

$\cdot_{s,N}$ = 0.94 CEB [9.2.5]

$\cdot_{ec,N}$ = 1.00 CEB [9.2.5]

$\cdot_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$

$\cdot_{re,N}$ = 1.00 CEB [9.2.5]

$\cdot_{ucr,N}$ = 1.00 CEB [9.2.5]

$\cdot_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$

$\cdot_{h,N}$ = 0.80 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΧΕΤΙΖΟΜΕΝΟΣ ΜΕ ΤΟ ΥΨΟΣ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ CEB [9.2.5]

$\cdot_{M,sp}$ = 2.16 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}{}^{0}*\cdot_{A,N}*\cdot_{s,N}*\cdot_{ec,N}*\cdot_{re,N}*\cdot_{ucr,N}*\cdot_{h,N}/\cdot_{M,sp}$

$F_{t,Rd,sp}$ = 170.42 [kN] ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ CEB [9.2.5]

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd}$ = 118.76 [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

ΚΑΜΨΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΕΩΣ

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1}$ = 300 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2}$ = 300 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2 [6.2.6.5]

m = 136 [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΑΚΡΗ [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd}$ = 18.56 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd}$ = 18.56 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd}$ = 546.16 [kN] ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd}$ = 327.39 [kN] ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd}$ = 475.05 [kN] ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y}$ = 327.39 [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ [6.2.4]

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1}$ = 300 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2}$ = 300 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2 [6.2.6.5]

m = 137 [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΑΚΡΗ [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd}$ = 18.56 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 1 [6.2.4]

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1}$ = 300 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1 [6.2.6.5]

$M_{pl,2,Rd}$ = 18.56 [kN*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd}$ = 540.20 [kN] ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd}$ = 315.08 [kN] ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd}$ = 356.29 [kN] ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΤΥΠΟΥ 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z}$ = 315.08 [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΠΛΑΚΑΣ [6.2.4]

ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,y}$

t_{wc} = 7 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.3.(8)]

$b_{eff,t,wc}$ = 300 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [6.2.6.3.(2)]

A_{vc} = 20.67 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

· = 0.65 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.3.(4)]

$F_{t,wc,Rd,y}$ = · $b_{eff,t,wc}$ t_{wc} f_{yc} / ·$_{M0}$

$F_{t,wc,Rd,y}$ = 377.39 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.3.(1)]

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,z}$

t_{wc} = 7 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.3.(8)]

$b_{eff,t,wc}$ = 300 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [6.2.6.3.(2)]

A_{vc} = 20.67 [cm^2] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

· = 0.65 ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.3.(4)]

$F_{t,wc,Rd,z}$ = · $b_{eff,t,wc}$ t_{wc} f_{yc} / ·$_{M0}$

$F_{t,wc,Rd,z}$ = 377.39 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.3.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ

$F_{T,Rd,y} = \min(F_{t,pl,Rd,y}, F_{t,wc,Rd,y})$

$F_{T,Rd,y}$ = 327.39 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$

$F_{T,Rd,z}$ = 315.08 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΤΗΝ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗ ΖΩΝΗ [6.2.8.3]

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0.02 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.02)

e_y =	1965	[mm]	ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	[6.2.8.3]
$z_{c,y}$ =	139	[mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y}$ =	250	[mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y}$ =	137.21	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0.77 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.77)

e_z =	0	[mm]	ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	[6.2.8.3]
$z_{c,z}$ =	84	[mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z}$ =	150	[mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z}$ =	0.00	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0.06 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.06)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0.83 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.83)

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

ΠΙΕΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΣΤΗ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

$\cdot_{d,y}$ =	0.63	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$\cdot_{b,y}$ =	0.63	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$k_{1,y}$ =	2.50	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \cdot_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \cdot_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 501.25 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$

$\cdot_{d,z}$ =	0.44	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$\cdot_{b,z}$ =	0.44	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$k_{1,z}$ =	2.50	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \cdot_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \cdot_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 350.53 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΓΙΑ ΠΙΕΣΗ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΕΩΣ [6.2.2.(7)]

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΓΚΥΡΙΟΥ

$\cdot_b$ =	0.25		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
A_{vb} =	10.18	[cm^2]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ	[6.2.2.(7)]

$\cdot_b$ = 0.25 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΑΝΤΟΧΗΣ $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

f_{ub} = 800.00 [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ [6.2.2.(7)]

$\cdot_{M2}$ = 1.25 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \cdot_b * f_{ub} * A_{vb} / \cdot_{M2}$

$F_{2,vb,Rd}$ = 161.56 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΧΩΡΙΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟ [6.2.2.(7)]

$\cdot_M$ = 2.00 CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s}$ = 3.82 [kN*m] CEB [9.3.2.2]

l_{sm} = 63 [mm] CEB [9.3.2.2]

$\cdot_{Ms}$ = 1.20 CEB [3.2.3.2]

$F_{v,Rd,sm} = \cdot_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \cdot_{Ms})$

$F_{v,Rd,sm}$ = 100.93 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ - ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$N_{Rk,c}$ = 256.53 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΑΝΥΨΩΣΗ CEB [9.2.4]

k_3 = 2.00 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ ΜΕ ΤΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ CEB [9.3.3]

$\cdot_{Mc}$ = 2.16 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \cdot_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp}$ = 237.53 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΠΟΚΟΛΛΗΣΗ CEB [9.3.1]

ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΡΗΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$ = 1569.70 [kN] CEB [9.3.4.(a)]

$\cdot_{A,V,y}$ = 0.56 CEB [9.3.4]

$\cdot_{h,V,y}$ = 1.00 CEB [9.3.4.(c)]

$\cdot_{s,V,y}$ = 0.87 CEB [9.3.4.(d)]

$\cdot_{ec,V,y}$ = 1.00 CEB [9.3.4.(e)]

$\cdot_{\cdot,V,y}$ = 1.00 CEB [9.3.4.(f)]

$\cdot_{ucr,V,y}$ = 1.00 CEB [9.3.4.(g)]

$\cdot_{Mc}$ = 2.16 ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \cdot_{A,V,y} * \cdot_{h,V,y} * \cdot_{s,V,y} * \cdot_{ec,V,y} * \cdot_{\cdot,V,y} * \cdot_{ucr,V,y} / \cdot_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y}$ = 356.33 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^{0}$ = 1221.78 [kN]

$\gamma_{A,V,z}$ = 0.79

$\gamma_{h,V,z}$ = 1.00

$\gamma_{s,V,z}$ = 0.94

$\gamma_{ec,V,z}$ = 1.00

$\gamma_{\alpha,V,z}$ = 1.00

$\gamma_{ucr,V,z}$ = 1.00

γ_{Mc} = 2.16

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^{0} * \gamma_{A,V,z} * \gamma_{h,V,z} * \gamma_{s,V,z} * \gamma_{ec,V,z} * \gamma_{\alpha,V,z} * \gamma_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z}$ = 417.29 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΚΜΗΣ CEB [9.3.1]

ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΥ

$C_{f,d}$ = 0.30 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed}$ = 53.82 [kN] ΟΛΙΠΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd}$ = 16.14 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ [6.2.2.(6)]

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

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

$V_{j,Rd,y}$ = 1025.42 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0.01 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.01)

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

$V_{j,Rd,z}$ = 1025.42 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0.05 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.05)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0.05 < 1.00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0.05)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

M_1 = 36.58 [kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΔΡΩΣΑ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

Q_1 = 252.28 [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΔΡΩΣΑ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

z_s = 83 [mm] ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΟΥΔΕΤΕΡΟΥ ΑΞΟΝΑ (ΑΠΟ ΤΗΝ ΒΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ)

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

M_1 = 36.58 [kN*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΔΡΩΣΑ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

I_s = 36129.92 [cm^4] ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΜΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

$\cdot_d$ = 5.34 [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ

$\cdot_g$ = 35.16 [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΙΣ ΑΝΩ ΙΝΕΣ

$\cdot$ = 31.54 [MPa] ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$\cdot_z$ = 54.88 [MPa] ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ

max ($\cdot_g$, $\cdot$ / (0.58), $\cdot_z$) / ($f_{yp}/\cdot_{M0}$) ≤ 1.0 (6.1) 0.20 < 1.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.20)

ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ

$\cdot_.$ =	38.27	[MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\cdot_.$ =	38.27	[MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\cdot_{yII}$ =	1.00	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\cdot_{zII}$ =	6.15	[MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\cdot_W$ =	0.85		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]

$\cdot_.$ / (0.9*$f_u/\cdot_{M2}$)) ≤ 1.0 (4.1) 0.14 < 1.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.14)

$\cdot(\cdot_.^2 + 3.0\ (\cdot_{yII}^2 + \cdot_.^2))$ / ($f_u/(\cdot_W*\cdot_{M2})$)) ≤ 1.0 (4.1) 0.22 < 1.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.22)

$\cdot(\cdot_.^2 + 3.0\ (\cdot_{zII}^2 + \cdot_.^2))$ / ($f_u/(\cdot_W*\cdot_{M2})$)) ≤ 1.0 (4.1) 0.19 < 1.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.19)

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$\cdot_.$ =	60.63	[MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\cdot_.$ =	60.63	[MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\cdot_{II}$ =	39.42	[MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\cdot_z$ =	139.15	[MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$\cdot_W$ =	0.85		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]

max ($\cdot_.$, $\cdot_{II}$ * $\cdot$3, $\cdot_z$) / ($f_u/(\cdot_W*\cdot_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1) 0.40 < 1.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.40)

ΕΓΚΑΡΣΙΕΣ ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

·. =	76.89	[MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
·. =	76.89	[MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$·_{II}$ =	52.42	[MPa]	ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$·_z$ =	178.59	[MPa]	ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$·_W$ =	0.85		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]

max (·., $·_{II}$ * ·3, $·_z$) / (f_u/($·_W$*$·_{M2}$)) ≤ 1.0 (4.1) 0.51 < 1.00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.51)

ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,y}$

b_{eff} = 129 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 338 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΖΩΝΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ [6.2.5.(3)]

$k_{13,y}$ = E_c*·(b_{eff}*l_{eff})/(1.275*E)

$k_{13,y}$ = 23 [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

l_{eff} = 300 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2 [6.2.6.5]

m = 136 [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΑΚΡΗ [6.2.6.5]

$k_{15,y}$ = 0.850*l_{eff}*t_p^3/(m^3)

$k_{15,y}$ = 3 [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

L_b = 376 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

$k_{16,y}$ = 1.6*A_b/L_b

$k_{16,y}$ = 3 [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

$·_{0,y}$ = 0.50 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y}$ = 32898.88 [kN*m] ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.12]

$S_{j,rig,y}$ = 85202.78 [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y}$ < $S_{j,rig,y}$ ΗΜΙΣΤΑΘΕΡΗ [5.2.2.5.(2)]

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z}$ = E_c*·($A_{c,z}$)/(1.275*E)

$k_{13,z}$ = 23 [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

l_{eff} = 300 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2 [6.2.6.5]

m = 137 [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗ ΑΚΡΗ [6.2.6.5]

$k_{15,z}$ = 0.850*l_{eff}*t_p^3/(m^3)

$k_{15,z}$ = 3 [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΒΑΛΛΟΜΕΝΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

L_b = 376 [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΣ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

$k_{16,z} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,z}$ = 3 [mm] ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΑΓΚΥΡΙΟΥ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [ΠΙΝΑΚΑΣ 6.11]

$\cdot_{0,z}$ = 0.84 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z}$ = 70155.80 [kN*m] ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z}$ = 30784.32 [kN*m] ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \cdot S_{j,rig,z}$ ΣΤΑΘΕΡΗ [5.2.2.5.(2)]

ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΠΛΑΚΑ ΕΔΣΡΑΣΗΣ - ΚΑΜΨΗ

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ	ΛΟΓΟΣ	0.83

5.6 Συνδεση διατμησης των δοκών του διωροφου κτιριου

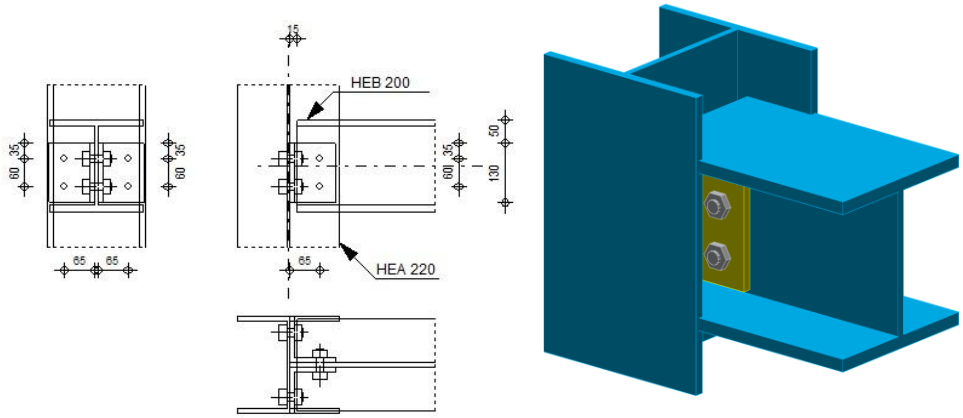
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

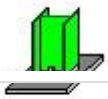
EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

ΛΟΓΟΣ **0.97**



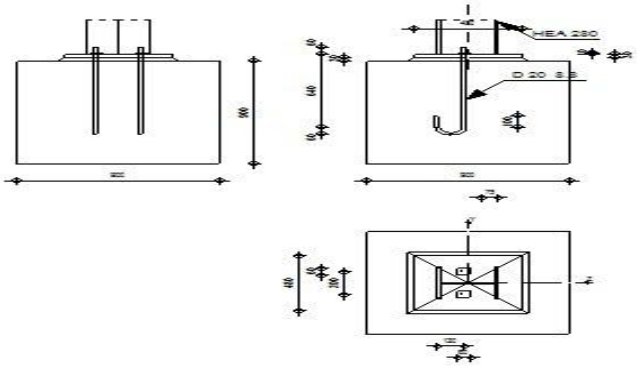
5.7 Συνδεση μετωπικών στύλων



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

OK

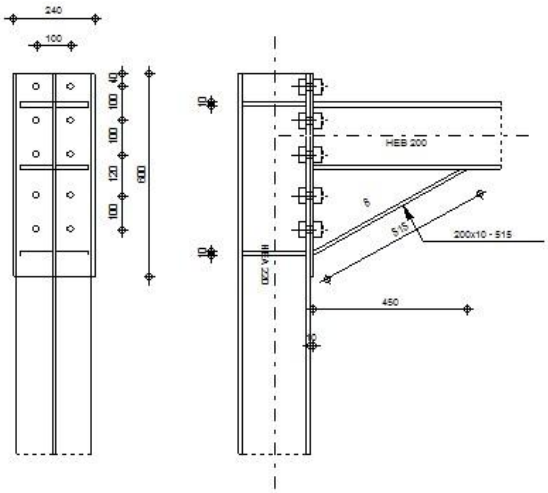
	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΡΘΡΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	ΛΟΓΟΣ **0.77**

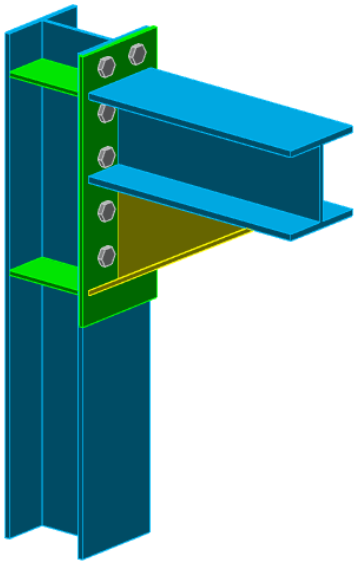


Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ	ΛΟΓΟΣ	0.77

5.8 Σύνδεση υποστυλώματος με δοκό ισογείου διώροφου

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 **ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΚΤΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ** EN 1993-1-8:2005/AC:2009	OK ΛΟΓΟΣ **0.95**





6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Βάγιας Ι., (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων.». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Ερμόπουλος Ι., (2005). «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
- EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003.
- EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
- EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Μάιος 2005.
- EN 1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
- http://www.mycourses.ntua.gr