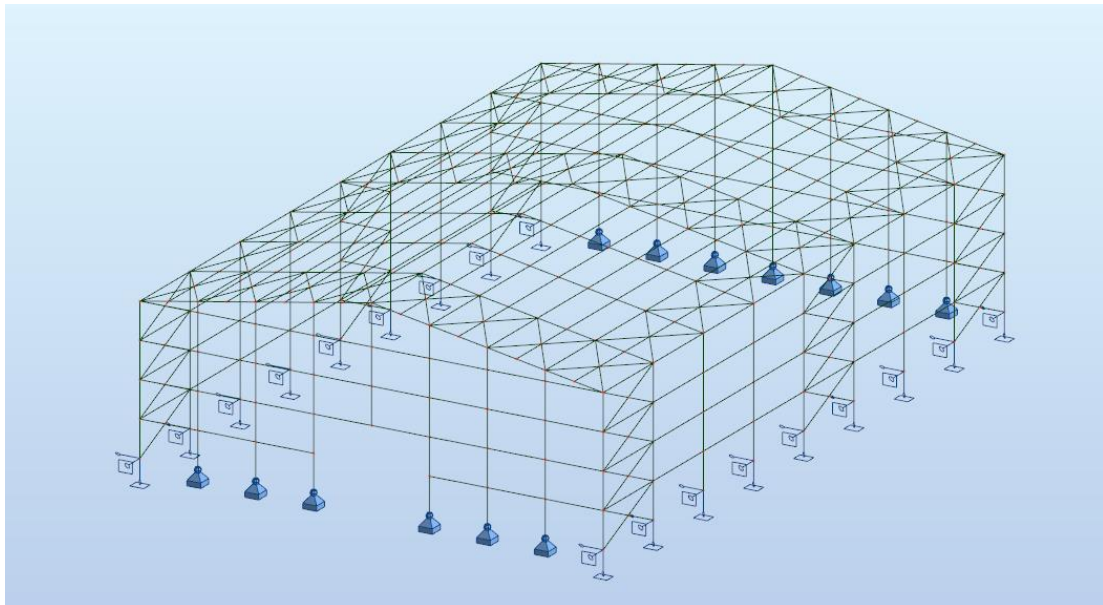




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Σχεδιασμός Μεταλλικού Βιομηχανικού Κτηρίου με Γερανογέφυρα



Διπλωματική Εργασία
Ελισσάβητ Σιδηροπούλου

EMK ΔΕ 2025 26

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, καθηγητής Ε.Μ.Π.

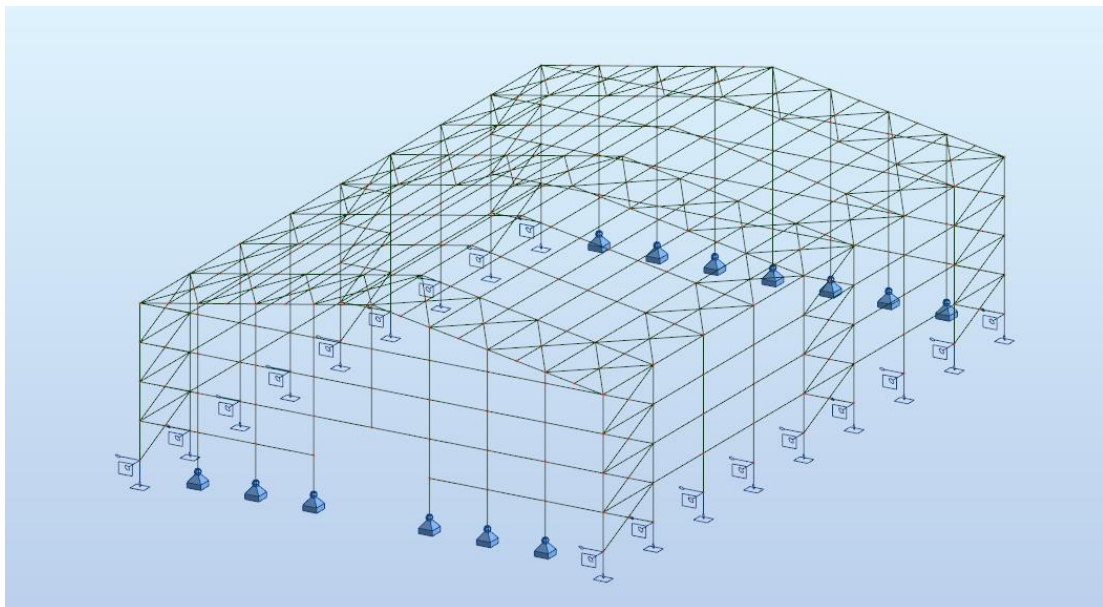
Αθήνα, Νοέμβριος 2025



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Σχεδιασμός Μεταλλικού Βιομηχανικού Κτηρίου με Γερανογέφυρα



Διπλωματική Εργασία
Ελισσάβητ Σιδηροπούλου

EMK ΔΕ 2025 26

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Νοέμβριος 2025

Copyright © Ελισσάβητ Σιδηροπούλου, 2025
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 της συγγραφέως. 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 την συγγραφέα.

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

Copyright © Elissavet Sidiropoulou, 2025
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).

Ελισσάβητ Σιδηροπούλου (2025)
Σχεδιασμός Μεταλλικού Βιομηχανικού Κτηρίου με Γερανογέφυρα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2025 26
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Elissavet Sidiropoulou (2025)
Diploma Thesis EMK ΔΕ 2025 26
Design of a Steel Industrial Building with an Overhead Crane
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Παύλο Θανόπουλο, καθηγητή του τομέα Δομοστατικής της σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. Η καθοδήγησή του ήταν πολύτιμη καθ' όλη την διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας. Επίσης οι συμβουλές που μου παρείχε ήταν καθοριστικές για την ολοκλήρωσή της και με βοήθησαν να αναπτύξω βαθύτερη κατανόηση του θέματος.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2025 26

Σχεδιασμός μεταλλικού βιομηχανικού κτηρίου με γερανογέφυρα

Ελισσάβητ Σιδηροπούλου

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η εργασία έχει ως σκοπό τη μελέτη και τον σχεδιασμό ενός μεταλλικού βιομηχανικού κτηρίου, στο εσωτερικό του οποίου λειτουργεί γερανογέφυρα για τη μεταφορά και την ανύψωση φορτίων. Το κτήριο διαστάσεων 48x32m θεωρείται πως βρίσκεται στον νομό Αχαΐας και χρησιμοποιείται ως χώρος αποθήκευσης βιομηχανικών υλικών. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του φέροντος οργανισμού της κατασκευής έγινε με τη χρήση του στατικού προγράμματος Robot Structural Analysis, και με βάση τους ισχύοντες Ευρωκώδικες καθώς και τα σχετικά Εθνικά Προσαρτήματα. Επίσης με χρήση του ίδιου προγράμματος πραγματοποιήθηκε ο σχεδιασμός των συνδέσεων των κύριων μελών του φορέα της κατασκευής.



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



DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2025 26

Design of a steel industrial building with an overhead crane

Supervisor: Pavlos Thanopoulos, Professor N.T.U.A.

ABSTRACT

The purpose of this thesis is the study and design of an industrial steel building, equipped with an interior crane bridge, which operates for the transfer and lifting of various types of cargo. The building, with dimensions of 48x32 meters, is supposed to be located in the prefecture of Achaia in Greece and is used mainly as a warehouse for industrial materials. The analysis and dimensioning of the structure were performed using the Robot Structural Analysis software, and based on the applicable Eurocodes and the relevant National Annexes. Additionally, the same software was used to design the connections of the main members of the building's frame.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΑ ΚΤΗΡΙΑ	1
1.1	Γενικά.....	1
1.2	Περιγραφή κτηρίου μελέτης.....	1
1.3	Υλικό κατασκευής.....	1
2	ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ	3
2.1	Κύριοι φορείς.....	3
2.2	Κεφαλοδοκοί.....	4
2.3	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	4
2.4	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	5
2.5	Τεγίδες.....	5
2.6	Μηκίδες.....	6
2.7	Μετωπικοί στύλοι	7
3	ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ.....	8
3.1	Γενικά.....	8
3.2	Φορτία γερανογέφυρας	9
3.2.1	Κατακόρυφα φορτία	12
3.2.2	Οριζόντια φορτία	18
4	ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΗΣ	25
4.1	Γενικά.....	25
4.2	Διαστασιολόγηση δοκού κύλισης	27
4.3	Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού.....	28
4.4	Έλεγχος διατομής στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)	31
4.5	Έλεγχος τοπικής έντασης υπό το φορτίο τροχού	34
4.6	Έλεγχος μέλους έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	38
4.7	Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	39
4.8	Έλεγχος σε κόπωση.....	43
5	ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	49
5.1	Μόνιμα φορτία (G)	49
5.2	Κινητά φορτία (Q).....	50
5.2.1	Φορτίο στέγης.....	50
5.2.2	Φορτίο χιονιού (S)	51
5.2.3	Φορτία ανέμου (W).....	54

5.3	Σεισμικά φορτία	67
5.3.1	Συντελεστής σπουδαιότητας.....	67
5.3.2	Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού	68
5.3.3	Κατηγορία εδάφους	69
5.3.4	Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού.....	69
5.3.5	Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.....	71
5.4	Συνδυασμοί φορτίσεων	72
5.4.1	Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ).....	72
5.4.2	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	73
6	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ ΦΟΡΕΑ	74
6.1	Υποστυλώματα	74
6.2	Μετωπικοί στύλοι	75
6.3	Ζυγώματα.....	76
6.4	Οριζόντιοι σύνδεσμοι	77
6.5	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι	78
6.6	Κεφαλοδοκοί.....	79
6.7	Τεγίδες	80
6.8	Μηκίδες	81
6.9	Μετωπικές μηκίδες	82
6.10	Μηκίδες πάνω από τη θύρα.....	83
7	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	84
7.1	Σύνδεση υποστυλώματος – ζυγώματος.....	84
7.2	Σύνδεση ζυγώματος – ζυγώματος.....	87
7.3	Έδραση υποστυλώματος.....	90
8	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	92
9	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	94
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ : ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΚΑΙ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΑΠΟ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ROBOT	99

1 ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΑ ΚΤΗΡΙΑ

1.1 Γενικά

Τα βιομηχανικά κτήρια εξυπηρετούν κυρίως την παραγωγή και την αποθήκευση προϊόντων, ενώ χρησιμεύουν και ως χώροι φύλαξης μηχανημάτων και οχημάτων. Πολλές σύγχρονες βιομηχανικές εγκαταστάσεις στεγάζονται σε κτήρια τέτοιου τύπου λόγω των αυστηρών απαιτήσεων για αποθηκευτικούς χώρους και χώρους παραγωγής. Τα κτήρια με μεταλλικούς φορείς επιτρέπουν τον σχεδιασμό μεγάλων ανοιγμάτων εξασφαλίζοντας έτσι μεγάλους ενιαίους χώρους χωρίς παρεμβολές από υποστυλώματα.

1.2 Περιγραφή κτηρίου μελέτης

Το κτήριο που μελετάται είναι ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων 48m x 32m και απαρτίζεται από 9 κύριους φορείς-πλαίσια, διατεταγμένα παράλληλα μεταξύ τους ανά 6m. Εντός του κτηρίου λειτουργεί γερανογέφυρα, η οποία βρίσκεται σε ύψος 6.5m από το έδαφος, και διατρέχει κατά μήκος το κτήριο. Η δοκός κύλισης της γερανογέφυρας στηρίζεται σε βραχείς προβόλους, ύψους 6.5m από το δάπεδο του κτηρίου, οι οποίοι συνδέονται στα υποστυλώματα των πλαισίων. Επίσης υπάρχει θύρα στην μετωπική πλευρά του κτηρίου, ύψους 5m και πλάτους 8m, ώστε να επιτρέπεται η είσοδος και η έξοδος βαρέων οχημάτων.

1.3 Υλικό κατασκευής

Επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας S275. Οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1 και παρουσιάζονται στον πίνακα 1-1.

Πίνακας 1-1: Όριο διαρροής f_y και όριο θραύσης f_u (EN 1993-1-1:2005, Πίνακας 3.1)

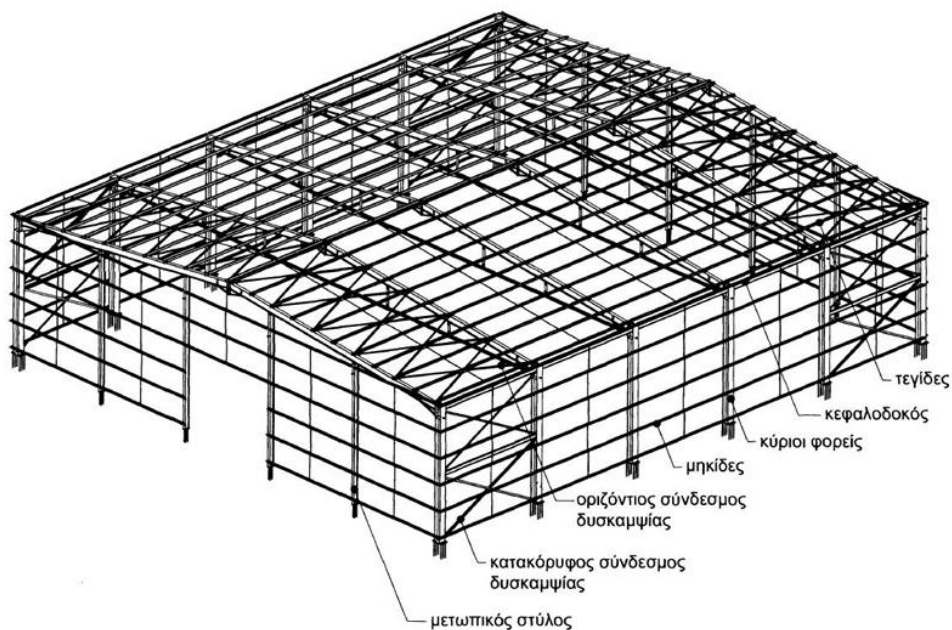
Κατηγορία κατά EN 10025	Ονομαστικό πάχος στοιχείο t (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 80\text{mm}$	
	f_y (Mpa)	f_u (Mpa)	f_y (Mpa)	f_u (Mpa)
S275	275	430	255	410

Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού:

- μέτρο ελαστικότητας : $E = 210.000\text{MPa}$
- μέτρο διάτμησης : $G \approx 81.000\text{MPa}$
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή : $\nu = 0.30$
- ειδικό βάρος : $\gamma = 78.5 \text{ KN/m}^3$
- συντελεστές ασφαλείας: $\gamma_{M0} = 1$, $\gamma_{M1} = 1$, $\gamma_{M2} = 1.25$

2 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται αναλυτικά τα επιμέρους στοιχεία ενός τυπικού μονώροφου μεταλλικού κτηρίου, όπως επισημαίνονται και στο Σχήμα 2-1.

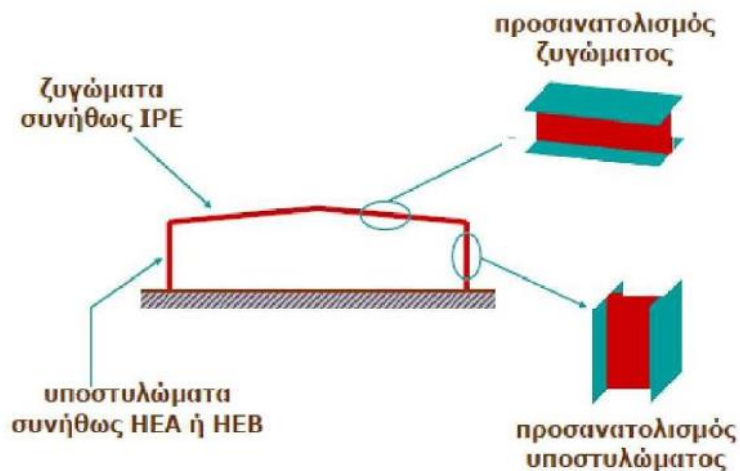


Σχήμα 2-1: Στοιχεία φέροντος οργανισμού τυπικού μεταλλικού κτηρίου

2.1 Κύριοι φορείς

Κύριοι φορείς είναι τα πλαίσια που σχηματίζονται από τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα. Το άνοιγμα των κύριων φορέων είναι 32m, η κλίση των ζυγωμάτων 10° , το ύψος υποστυλωμάτων 10m και το ύψος της κορυφής της στέγης (κορυφιάς) 12.80m. Επιλέχθηκε η βέλτιστη απόσταση 6m μεταξύ των κύριων φορέων, όπως ορίζεται με βάση την οικονομία του υλικού. Τα πλαίσια παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία της κατασκευής εντός του επιπέδου τους και εν συνεχεία μέσω της θεμελίωσής τους τα μεταφέρουν στο έδαφος. Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών διαμορφώνονται έτσι ώστε να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών. Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στη βάση τους, εντός του

επιπέδου του πλαισίου και αρθρωτά εκτός. Επιλέχθηκαν αμφίπακτα υποστυλώματα διότι σε σύγκριση με τα αμφιαρθρωτά παρουσιάζουν ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροών και μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα όσο και υπό τα οριζόντια φορτία, γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Για τα υποστυλώματα και για τα ζυγώματα χρησιμοποιήθηκαν διατομές από την σειρά HEA διότι προσφέρουν μια ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού χωρίς να αυξάνουν σημαντικά το βάρος. Οι διατομές αυτές είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο ώστε κατά τη δράση των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων να ενεργοποιείται ο ισχυρός τους άξονας εντός του πλαισίου (Σχήμα 2-2).



Σχήμα 2-2: Προσανατολισμός διατομών κύριων φορέων

2.2 Κεφαλοδοκοί

Οι κεφαλοδοκοί είναι οριζόντια γραμμικά στοιχεία που συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων και τα ζυγώματα στο σημείο του κορφιά, διατρέχοντας κατά μήκος το κτήριο με διεύθυνση κάθετη προς τα επίπεδα των επιμέρους πλαισίων. Σκοπός των κεφαλοδοκών είναι η μεταφορά σεισμικών και λοιπών οριζοντίων δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης της στέγης και παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Οι δυνάμεις αυτές ισοκατανέμονται στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση σε περισσότερες θέσεις στήριξης και στο ενδεχόμενο σεισμικής δράσης να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Οι κεφαλοδοκοί διευκολύνουν σε σημαντικό βαθμό τη φάση της ανέγερσης της κατασκευής καθώς συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους κύριους φορείς, παρέχοντας με αυτόν τον τρόπο σταθερότητα στον φορέα που οικοδομείται. Επιπλέον η σύνδεση ενός νέου υποστυλώματος απλουστεύεται καθώς η ένωση του με το προηγούμενο υποστυλώμα πραγματοποιείται μέσω της κεφαλοδοκού εξασφαλίζοντάς έτσι τη τήρηση της ακριβούς θέσης του, τόσο υψομετρικά όσο και οριζοντιογραφικά.

2.3 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κυρίως δικτυωτοί φορείς με εύρος όσο δύο διαδοχικών ζυγμάτων και διατάσσονται στο ίδιο επίπεδο με αυτά. Το δικτύωμα που διαμορφώνεται αποτελείται από τα εκατέρωθεν ζυγώματα, τις ενδιάμεσες τεγίδες, καθώς και από τους διαγώνιους συνδέσμους που τοποθετούνται στην άνω όψη των κύριων φορέων. Επιλέχθηκαν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας γωνιακής ισοσκελής διατομής. Οι σύνδεσμοι αυτοί τοποθετήθηκαν σε ένα ενδιάμεσο φάτνωμα συμμετρικά ως προς το κέντρο της κατασκευής, όπως συνήθως, καθώς επίσης και στα δυο ακραία

φατνώματα, όπως είναι υποχρεωτικό, όπου παραλαμβάνουν τα φορτία ανέμου μέσω των μετωπικών στύλων. Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας καταπονούνται μόνο αξονικά (δηλαδή παρουσιάζουν μόνο εφελκυσμό ή θλίψη) καθώς όπως προαναφέρθηκε είναι δικτυωτοί φορείς. Από την άλλη δεν παραλαμβάνουν κάμψη εφόσον δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη της στέγης. Η επικάλυψη της στέγης είναι τοποθετημένη πάνω στις τεγίδες, οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται πάνω στους κύριους φορείς. Παρόλα αυτά για τις τεγίδες όπως και για τους κύριους φορείς γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται μόνο αξονικά όταν συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας εξασφαλίζουν τις ακόλουθες ενέργειες:

- Μεταφέρουν στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας τα οριζόντια φορτία ανέμου τα οποία ασκούνται στις μετωπικές πλευρές του κτηρίου.
- Μεταφέρουν στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας τα οριζόντια σεισμικά φορτία τα οποία ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων.
- Προσφέρουν εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στα ζυγώματα μέσω των τεγίδων.
- Συνεισφέρουν στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη φάση της ανέγερσης.

2.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, όπως και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, είναι κυρίως δικτυωτοί φορείς με εύρος όσο δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και διατάσσονται στο ίδιο επίπεδο με αυτά. Το δικτύωμα που διαμορφώνεται αποτελείται από τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, τις ενδιάμεσες μηκίδες, καθώς και από τους διαγώνιους συνδέσμους που τοποθετούνται στις πλαϊνές όψεις των κύριων φορέων. Επιλέχθηκαν σύνδεσμοι δυσκαμψίας κοίλης διατομής. Οι σύνδεσμοι αυτοί τοποθετήθηκαν στα ίδια φατνώματα όπου διατάχθηκαν οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, όπως γενικώς συνίσταται, έτσι ώστε η μεταφορά των οριζοντίων δυνάμεων (σεισμός, άνεμος) να γίνεται άμεσα και ταυτόχρονα να διευκολύνεται η διαδικασία της ανέγερσης. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας καταπονούνται, όπως και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι, μόνο αξονικά (δηλαδή παρουσιάζουν μόνο εφελκυσμό ή θλίψη) καθώς όπως προαναφέρθηκε είναι δικτυωτοί φορείς. Από την άλλη δεν παραλαμβάνουν κάμψη διότι δεν έρχονται σε επαφή με την πλάγια επικάλυψη. Η πλάγια επικάλυψη είναι τοποθετημένη πάνω στις μηκίδες, οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται στους κύριους φορείς. Ωστόσο για τις μηκίδες καθώς και για τους κύριους φορείς γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται μόνο αξονικά όταν συμμετέχουν στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.

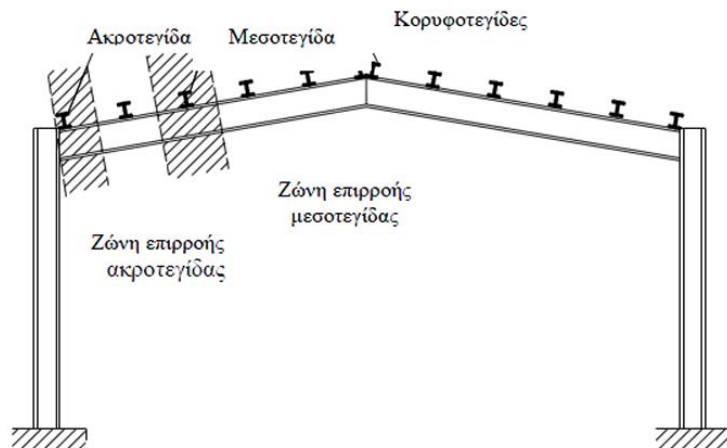
Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ικανοποιούν τις εξής λειτουργίες:

- Παραλαμβάνουν από τους οριζοντίους συνδέσμους δυσκαμψίας μέσω των κεφαλοδοκών τα φορτία ανέμου που δρουν κατά την διαμήκη διεύθυνση του κτηρίου και τα μεταφέρουν στη θεμελίωση.
- Προσφέρουν εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στα υποστυλώματα μέσω των μηκίδων.
- Συμβάλλουν στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη φάση της ανέγερσης.

2.5 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι οριζόντιες δοκοί που ενώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των ζυγωμάτων της κατασκευής. Σκοπός του είναι να μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία (βάρος της επικάλυψης της στέγης, φορτίο ανέμου, φορτίο χιονιού, κινητό φορτίο στέγης) στους κύριους φορείς. Επιπλέον συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας προσφέροντας πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα. Διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις, από 1.30m έως 4.0m. Στο παρόν κτήριο είναι διατεταγμένες ανά 2m. Επίσης η τοποθέτησή τους γίνεται με το κάτω πέλμα τους να εδράζεται στο άνω

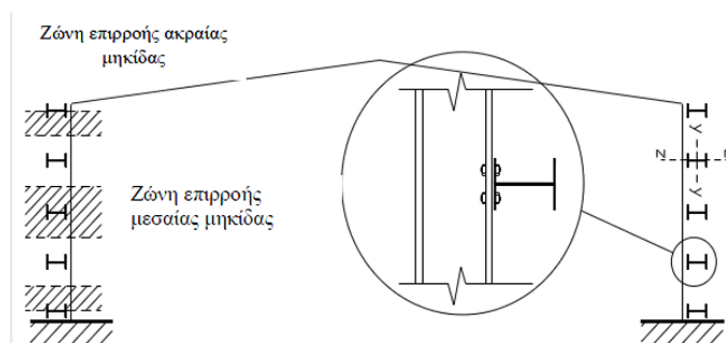
πέλμα των δοκών του ζυγώματος (Σχήμα 2-3). Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση του ισχυρού τους άξονα έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων. Λόγω της καταπόνησης σε κάμψη επιλέχθηκε διατομή από τη σειρά ΙΡΕ, όπως συνηθίζεται, ενώ το μήκος τους είναι 6m όσο δηλαδή είναι η απόσταση μεταξύ των κύριων φορέων. Τέλος, επιλέχθηκαν να σχεδιαστούν ως αμφιέριστες δοκοί λόγω της μεγάλης ευκολίας σύνδεσης και ανέγερσης έστω και αν αποτελεί τη δυσμενέστερη περίπτωση από πλευράς κατανομής καμπτικών ροπών και παραμορφώσεων.



Σχήμα 2-3: Τυπική διάταξη και πλάτη επιρροής των τεγίδων

2.6 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που ενώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιωτών και μετωπικών) της κατασκευής. Έχουν παρόμοια λειτουργία με αυτήν των τεγίδων. Πιο συγκεκριμένα, σκοπός τους είναι να μεταφέρουν το φορτίο ανέμου και το βάρος πλευρικής επικάλυψης στους κύριους φορείς. Επιπλέον συμμετέχουν στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας προσφέροντας πλευρική εξασφάλιση στα υποστυλώματα. Διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις, από 1.50m έως 2.5m. Στο παρόν κτήριο είναι διατεταγμένες ανά 2.5m. Επίσης η τοποθέτησή τους γίνεται με το ένα πέλμα τους να εδράζεται στα υποστυλώματα (Σχήμα 2-4). Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση του ισχυρού τους άξονα έναντι της κύριας δράσης των φορτίων του ανέμου. Λόγω της καταπόνησης σε κάμψη, ομοίως με τις τεγίδες, επιλέχθηκε διατομή από τη σειρά ΙΡΕ, όπως συνηθίζεται. Το μήκος των μηκίδων που βρίσκονται στην μεγάλη διεύθυνση του κτηρίου είναι 6m, όσο δηλαδή είναι η απόσταση μεταξύ των κύριων φορέων, ενώ το μήκος των μηκίδων που βρίσκονται στην μικρή διεύθυνση του κτηρίου είναι 4m (συνήθως 4 έως 7m). Τέλος, επιλέχθηκαν να σχεδιαστούν ως αμφιέριστες δοκοί για τον ίδιο λόγο όπως και οι τεγίδες.



Σχήμα 2-4: Τυπική διάταξη και πλάτη επιρροής των μηκίδων

2.7 Μετωπικοί στύλοι

Οι μετωπικοί στύλοι τοποθετούνται στα μέτωπα του κτηρίου, δηλαδή στις μικρές διευθύνσεις του. Η θέση τους καθορίζεται σε συνδυασμό με τη διάταξη των τεγίδων και των οριζόντιων συστημάτων δυσκαμψίας. Επιδιώκεται να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας. Στο υπό μελέτη κτήριο διατάσσονται ανά 4m (όσο δηλαδή το μήκος των μετωπικών μηκίδων). Επίσης επιλέχθηκε η διατομή τους να είναι από την σειρά HEA. Κύρια φόρτιση τους είναι η ανεμοπίεση (δηλαδή καταπονούνται κυρίως σε κάμψη), επομένως τα πέλματά τους είναι προσανατολισμένα παράλληλα προς την όψη του μετώπου ώστε ο ισχυρός τους άξονας να παραλαμβάνει τον άνεμο. Μπορεί επίσης να είναι πακτωμένα ή αρθρωτά στη βάση τους. Στο συγκεκριμένο κτήριο σχεδιάστηκαν αρθρωτά στο έδαφος προκειμένου να είναι μια κατασκευαστικά απλή έδραση και για να μην επιβαρύνεται με ροπή το θεμέλιο.

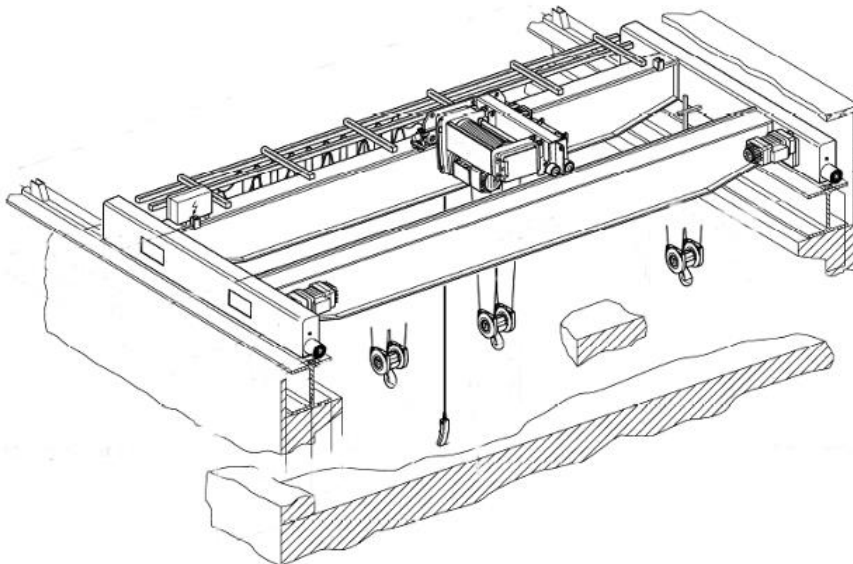
3 ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ

3.1 Γενικά

Η γερανογέφυρα είναι πολύ χρήσιμη στα βιομηχανικά κτήρια καθώς διευκολύνεται σε σημαντικό βαθμό η μετακίνηση προϊόντων και μηχανήματων στο εσωτερικό τους. Η ανάρτηση του φορτίου πραγματοποιείται συνήθως μέσω αγκίστρου. Η γερανογέφυρα είναι βιομηχανικό προϊόν με τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων βάσει του ανοίγματος και της φέρουσας ικανότητα της, ενώ διατίθεται μαζί με τον αντίστοιχο μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα, άγκιστρο ανάρτησης, κινητήρες). Επίσης δεν αποτελεί, κατά γενικό κανόνα, αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Απαρτίζεται συνήθως από δύο παράλληλους φορείς με κιβωτοειδή διατομή οι οποίοι καταλήγουν στα φορεία. Κάθε φορείο διαθέτει συνήθως δύο τροχούς, ενώ σε περιπτώσεις γερανογεφυρών με μεγάλη ανυψωτική ικανότητα διαθέτει τέσσερις. Οι τροχοί κυλινδρικοί πάνω σε τροχιές οι οποίες εδράζονται στις δοκούς κυλίσεως της γερανογέφυρας. Οι δοκοί κυλίσεως πάνω στις οποίες κυλινδρικοί οι γερανογέφυρες αποτελούν αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού καθώς η συμπεριφορά των δοκών αυτών έχει άμεση επίδραση στη στατική συμπεριφορά του κτηρίου. Μια τυπική διάταξη γερανογέφυρας φαίνεται στο Σχήμα 3-1. Οι γερανογέφυρες μεταφέρουν τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία στις δοκούς κυλίσεως, τα οποία στη συνέχεια μέσω των υποστυλωμάτων μεταφέρονται στο έδαφος. Για τον υπολογισμό των μέγιστων και ελάχιστων αντιδράσεων επί των δοκών κύλισης για την ακραία δυνατή θέση του αναρτημένου φορτίου χρησιμοποιείται ο πίνακας του κατασκευαστή της γερανογέφυρας. Οι γερανογέφυρες ανάλογα με τη χρήση και τον τρόπο λειτουργίας τους χωρίζονται σε τέσσερις κατηγορίες ανύψωσης, από HC1 έως HC4, και σε δέκα κατηγορίες κόπωσης, από S0 έως S9. Οι ταχύτητες ανύψωσης ποικίλουν και εξαρτώνται από τη χρήση της γερανογέφυρας, συνήθως μεταξύ 6 και 8m/min. Στο υπό μελέτη κτήριο χρησιμοποιείται γερανογέφυρα της εταιρείας DEMAG.

Χαρακτηριστικά της γερανογέφυρας που θα χρησιμοποιηθεί:

- ανυψωτική ικανότητα: 10tn
- απόσταση ακραίας θέσης αγκίστρου από τον άξονα της δοκού κύλισης: 900 mm
- απόσταση μεταξύ των δύο τροχών σε κάθε πλευρά: $a=2.5$ m
- ταχύτητα ανύψωσης του αναρτημένου φορτίου: 6m/min
- κατηγορία ανύψωσης HC2
- κατηγορία κόπωσης S4
- διατομή τροχιάς κύλισης: συμπαγής ορθογωνική 50mm x 30mm
- σύστημα IFF: οι κινητήριοι τροχοί έχουν ανεξάρτητη κίνηση ο ένας από τον άλλο και οι άξονες όλων των τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι επί αυτών.



Σχήμα 3-1: Τυπική διάταξη γερανογέφυρας

3.2 Φορτία γερανογέφυρας

Τα φορτία επί των δοκών κυλίσεως προέρχονται κατά κύριο λόγο από την ύπαρξη και την λειτουργία της γερανογέφυρας. Διακρίνονται σε κατακόρυφα και οριζόντια φορτία, τα οποία μεταφέρονται από την δοκό κύλισης στα υποστυλώματα και έπειτα μέσω αυτών στο έδαφος. Η επιβολή τους γίνεται με δυναμικό τρόπο μέσω της εφαρμογής δυναμικών συντελεστών επί των στατικών δράσεων.

Δυναμικοί συντελεστές

Οι δυναμικοί συντελεστές λαμβάνουν υπόψη τον τύπο ανάρτησης, το είδος του αναρτώμενου φορτίου και την ταχύτητα ανύψωσης (Πίνακας 3-1).

Πίνακας 3-1: Δυναμικοί συντελεστές φόρτισης (EN 1991-3, Πίνακας 2.1)

Δυναμικοί συντελεστές ασφάλειας	Επιδράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη	Εφαρμόζονται στο:
φ1	διέγερση του φορέα του γερανού λόγω ανύψωσης του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος	ίδιο βάρος του γερανού
φ2 ή φ3	δυναμικές επιδράσεις λόγω μεταφοράς του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος στο γεράνο δυναμικές επιδράσεις λόγω απότομης απελευθέρωσης του ανηρτημένου φορτίου εάν για παράδειγμα χρησιμοποιούνται δαγκάνες ή μαγνητικοί έλκτες	φορτίο βαρούλκου
φ4	δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του γερανού σε τροχιές ή δοκούς κυλίσεως	ίδιο βάρος του γερανού και του φορτίου βαρούλκου
φ5	δυναμικές επιδράσεις λόγω δυνάμεων οδήγησης	δράσεις οδήγησης
φ6	δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του φορτίου δοκιμής σε οδηγούς κατά τον τρόπο που χρησιμοποιείται ο γερανός	φορτίο δοκιμής
φ7	δυναμικές ελαστικές επιδράσεις λόγω πρόσκρουσης στα προστατευτικά άκρων	φορτία πρόσκρουσης

Πίνακας 3-2: Τιμές δυναμικών συντελεστών φ (EN1991-3:2006, Πίνακας 2.4)

	Τιμές των δυναμικών συντελεστών
φ ₁	$0,9 < \phi_1 < 1,1$ Οι τιμές 1,1 και 0,9 αντικατοπτρίζουν τις ανώτερες και τις κατώτερες τιμές των παλμών δόνησης
φ ₂	$\phi_2 = \phi_{2,min} + \beta_2 \cdot V_h$ Όπου: V_h , η ταχύτητα ανύψωσης του φορτίου σε m/s $\phi_{2,min}$ και β_2 προκύπτουν σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα
φ ₃	$\phi_3 = 1 - (\Delta m/m) \cdot (1 + \beta_3)$ Όπου: Δm , μέρος του ανυψούμενου φορτίου που έχει πέσει ή ελευθερωθεί m , η συνολική μάζα ανύψωσης $\beta_3 = 0,5$, για γερανογέφυρες με αρπαγές $\beta_3 = 1$, για γερανογέφυρες με μαγνήτες ή παρόμοιες ξαφνικής αποδέσμευσης συσκευές
φ ₄	$\phi_4 = 1$, εφόσον έχουν τηρηθεί οι ανοχές για τα φορεία τροχών που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα (EN1991-3:2006)

Εύρεση δυναμικών συντελεστών (με βάση τον Πίνακα 3-2)

- φ₁

Ισχύει: $0.9 < \phi_1 < 1.1$

Λαμβάνεται το δυσμενέστερο, άρα $\phi_1 = 1.1$

- φ_2

Ισχύει: $\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 * V_h$

$\varphi_{2,\min}$, β_2 : λαμβάνονται με βάση την κατηγορία ανύψωσης της γερανογέφυρας (Πίνακας 3-3).

Πίνακας 3-3: Τιμές των συντελεστών β_2 και $\varphi_{2,\min}$ (EN1991-3:2006, Πίνακας 2.5)

Hoisting class of appliance	β_2	$\varphi_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

NOTE: Cranes are assigned to Hoisting Classes HC1 to HC4 to allow for the dynamic effects of transferring the load from the ground to the crane. The selection depends on the particular type of crane, see recommendation in annex B.

για κατηγορία ανύψωσης HC2: $\varphi_{2,\min} = 1.10$ και $\beta_2 = 0.34$

V_h : ταχύτητα ανύψωσης του φορτίου. Ορίστηκε 6m/min

Άρα $\varphi_2 = 1.10 + 0.34 * 6/60 \Rightarrow \varphi_2 = 1.134$

- φ_3

Ισχύει: $\varphi_3 = 1 - (\Delta_m/m) * (1 + \beta_3)$

Θεωρείται πως δεν υπάρχει απελευθερωμένο ή πίπτον τμήμα της μάζας ανύψωσης, δηλαδή $\Delta_m = 0$.

Επομένως $\varphi_3 = 1$

- φ_4

Θεωρείται πως τηρούνται οι ανοχές για τις τροχιές κυλίσεως που καθορίζονται στον EN1993-6.

Οπότε $\varphi_4 = 1$

- φ_5

Πίνακας 3-4: Συντελεστής φ_5 (EN1991-3:2006, Πίνακας 2.6)

Τιμές του δυναμικού συντελεστή φ_5	Συγκεκριμένη χρήση
$\varphi_5 = 1$	Για φυγόκεντρες δυνάμεις
$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$	Συστήματα στα οποία οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά
$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$	Για απότομες αλλαγές δυνάμεων
$\varphi_5 = 3$	Καθοδήγηση με σημαντικές νεκρές διαδρομές

Θεωρείται πως οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά.

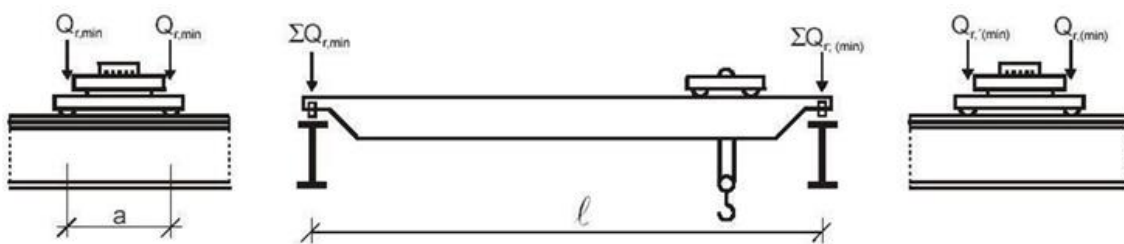
Λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή, άρα $\varphi_5 = 1.5$

3.2.1 Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία οφείλονται στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας, στο βάρος του βαρουλκοφορείου και στο φορτίο της ανύψωσης. Επειδή το βαρουλκοφορείο και το φορτίο της ανύψωσης κινούνται μεταξύ των δυο άκρων της γερανογέφυρας, στη διαστασιολόγηση των δοκών κύλισης επιλέγεται η δυσμενέστερη κατάσταση. Όταν σε περίπτωση ανάρτησης του ονομαστικού ωφέλιμου φορτίου προκαλούνται επί της μίας τροχιάς οι μέγιστες δράσεις, επί της απέναντι τροχιάς προκαλούνται οι ελάχιστες.

Για τον προσδιορισμό των κατακόρυφων φορτίων διακρίνονται οι εξής δυο περιπτώσεις:

A) Ελάχιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα αφόρτιστη με το φορείο στην ακραία θέση)



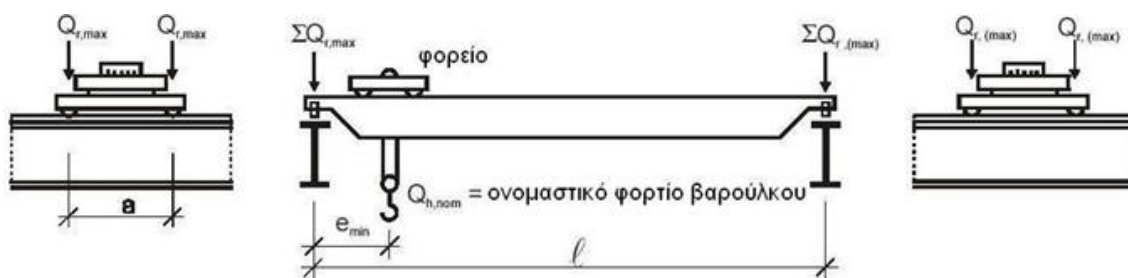
Σχήμα 3-2: Διάταξη φορτίων στην αφόρτιστη γερανογέφυρα για επίτευξη της ευμενέστερης φόρτισης της δοκού κυλίσεως

όπου

$Q_{r,min}$: το ελάχιστο φορτίο ανά τροχό για αφόρτιστη γερανογέφυρα

$Q_{r,(min)}$: το συνοδευτικό φορτίο ανά τροχό για αφόρτιστη γερανογέφυρα

B) Μέγιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα φορτισμένη με το φορείο στην ακραία θέση)



Σχήμα 3-3: Διάταξη φορτίων στην φορτισμένη γερανογέφυρα για επίτευξη της δυσμενέστερης φόρτισης της δοκού κυλίσεως

όπου

$Q_{r,max}$: το μέγιστο φορτίο ανά τροχό για φορτισμένη γερανογέφυρα

$Q_{r,(max)}$: το συνοδευτικό φορτίο ανά τροχό για φορτισμένη γερανογέφυρα

Ίδιο βάρος γερανογέφυρας

Παραδοχές

- φορτίο ανύψωσης 10tn $\rightarrow Q_{\text{rnom}} = 10 * 9.81 = 98.1\text{kN}$
- βάρος βαρουλκοφορείου 1.1tn $\rightarrow G_C = 1.1 * 9.81 = 10.8\text{kN}$

Μήκος γερανογέφυρας:

$$S = L_x - 2[(l_{\text{υποστ}}/2) + l_1]$$
$$= 32 - 2[(0.59/2) + 0.50] = 30.40\text{m}$$

όπου

L_x : μήκος κύριου φορέα

l_1 : αποσταση από το υποσύλωμα ως το άκρο της γερανογέφυρας, θεώρηση $l_1 = 0.50\text{m}$

από Πίνακα 3-5 για μήκος γερανογέφυρας $S = 30\text{m}$ και ανυψωτικό φορτίο 10tn:

$$\text{max}V = 8.95\text{tn} \text{ και } \text{min}V = 3.35\text{tn}$$

Υπάρχουν δύο τροχοί σε κάθε πλευρά, άρα

$$Q_{\text{ολικό}} = 2 * (8.95 + 3.35) = 24.6\text{tn} \text{ ή } 24.6 * 9.81 = 241.33\text{kN}$$

$$\text{Ισχύει: } Q_{\text{ολικό}} = Q_C + Q_{\text{rnom}} + G_C$$

Οπότε το φορτίο γερανογέφυρας, εκτός του φορείου, ανηγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο θα είναι:

$$Q_C = Q_{\text{ολικό}} - Q_{\text{rnom}} - G_C \Rightarrow Q_C = 132.43\text{kN}$$

Και ανηγμένο στο μήκος της : $q_c = Q_C/S = 132.43/30.40 = 4.36 \text{ kN/m}$

Πίνακας 3-5: Μέγιστες και ελάχιστες αντιδράσεις γερανογέφυρας επί των τροχών της (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Πίνακας 7.2)

		20 m	22 m	24 m	26 m	28 m	30 m
2,0 t	max	2250	2950	3050	3350	3600	3900
	min	1050	1700	1850	2100	2400	2300
3,2 t	max	3100	3600	3900	4150	4300	4600
	min	1250	1750	2000	2250	2400	2700
4,0 t	max	3550	4050	4300	4600	4850	5150
	min	1300	1750	2000	2250	2550	2800
5,0 t	max	4150	4650	4850	5200	5400	5750
	min	1350	1850	2000	2400	2550	2900
6,3 t	max	4900	5350	5600	5900	6150	6450
	min	1500	1900	2150	2400	2650	2900
8,0 t	max	6300	6550	6800	7100	7500	7800
	min	1800	2000	2250	2550	2900	3200
10,0 t	max	7450	7650	7950	8350	8650	8950
	min	2000	2150	2400	2750	3050	3350
12,5 t	max	8650	9000	9300	9700	10100	10550
	min	2150	2450	2700	3000	3400	3850
16,0 t	max	11000	11300	11700	12150	12600	13000
	min	2550	2750	3100	3500	3900	4250
20,0 t	max	13150	13550	14100	14400	15250	15550
	min	2850	3200	3650	3900	4650	4950
25,0 t	max	16000	16550	16950			
	min	3500	3900	4150			

Φορτία και ροπές γερανογέφυρας που εισάγονται στο Robot

$$G_{\text{γεραν}} = \frac{Q_c}{2} = \frac{132.43}{2} = 66.21 \text{ kN}$$

$$M_{\text{γεραν}} = 66.21 * 0.5 = 33.10 \text{ kNm}$$

$$Q_{\text{γεραν}} = G_c + Q_{\text{ρομ}} = 98.1 + 10.8 = 108.9 \text{ kN}$$

$$M_{\text{γεραν}} = 108.9 * 0.5 = 54.45 \text{ kNm}$$

Παραδοχές

- το μόνιμο φορτίο της γερανογέφυρας κατανέμεται ισομερώς στα άκρα της
- η γερανογέφυρα τοποθετείται σε απόσταση 0.5m από τα άκρα των υποστυλωμάτων
- το βάρος του βαρουλκοφορείου G_c εφαρμόζεται ως κινητό φορτίο

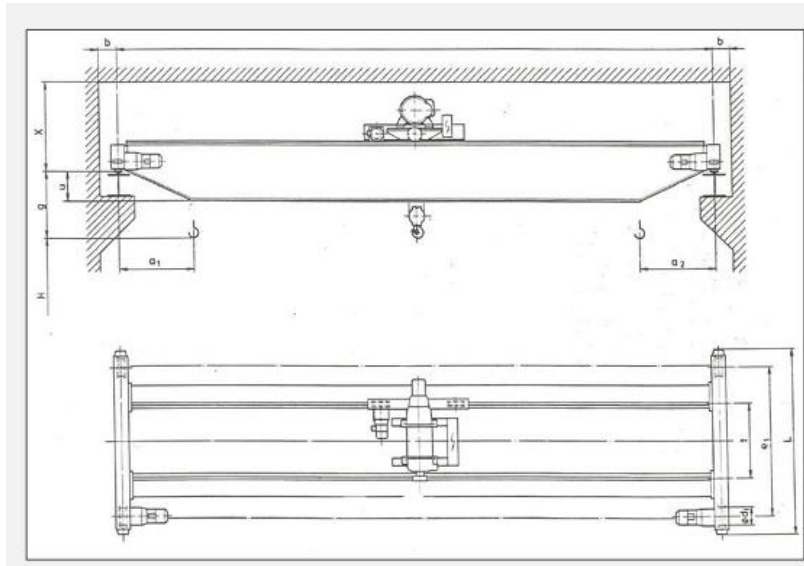
• **Ελάχιστες τιμές - Γερανογέφυρα αφόρτιστη**

➤ Συνδυασμοί φορτίων 1,2

$$\varphi_1 * q_c = 1.10 * 4.36 = 4.80$$

$$\varphi_1 * G_c = 1.10 * 10.80 = 11.88$$

Έστω ότι το φορείο βρίσκεται στη θέση 2 (Σχήμα 3-4). Οπότε η ελάχιστη απόσταση του αγκίστρου από τον άξονα της δοκού κύλισης θα είναι $a_2 = 0.9m$ (Πίνακας 3-6).



Σχήμα 3-4: Όψη γερανογέφυρας

Πίνακας 3-6: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γερανογεφυρών (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Πίνακας 7.1)

	H	S	g	a ₁	a ₂	e ₁	L	d ₁	t	x	b
	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
	4	14	-150	900	900	2500	3150	400	1400	1385	200
	20	-150	900	900	3150	3800	400	1400	1385	200	
	25	-150	1000	900	4000	4650	400	2240	1385	200	
	30	-250	1100	900	4560	5350	500	2800	1485	250	
12,5 t	6	14	50	900	900	2500	3150	400	1400	1500	200
	20	50	900	900	3150	3800	400	1400	1500	200	
	25	50	1000	900	4000	4650	400	2240	1500	200	
	30	-50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250	
	6	11	50	900	900	2500	3150	400	1400	1470	200
16,0 t	25	-50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250	
	30	-50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250	
20,0 t	6	25	-50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250
	30	-50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250	

- Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{r,\min} &= \frac{1}{2} * (\varphi * q_c) * l + (\varphi * G_c) * (l - \alpha_2)/l \\ &= \frac{1}{2} * 4.80 * 30.4 + 11.88 * (30.40 - 0.9)/30.40 \\ &= 84.49\text{kN}\end{aligned}$$

Φορτίο ανά τροχή:

$$Q_{r,\min} = \Sigma Q_{r,\min}/2 = 42.24\text{kN}$$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{r,\min} &= \frac{1}{2} * (\varphi * q_c) * l + (\varphi * G_c) * \alpha_2/l \\ &= \frac{1}{2} * 4.80 * 30.4 + 11.88 * 0.9/30.40 \\ &= 73.31\text{kN}\end{aligned}$$

Φορτίο ανά τροχή:

$$Q_{r,\min} = \Sigma Q_{r,\min}/2 = 36.66\text{kN}$$

➤ Συνδυασμοί φορτίων 3,4,5

$$\varphi_3 * q_c = 1 * 4.36 = 4.36$$

$$\varphi_3 * G_c = 1 * 10.80 = 10.80$$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{r,\min} &= \frac{1}{2} * 4.36 * 30.4 + 10.80 * (30.40 - 0.9)/30.40 \\ &= 76.75\text{kN}\end{aligned}$$

Φορτίο ανά τροχή:

$$Q_{r,\min} = 38.37\text{kN}$$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{r,\min} &= \frac{1}{2} * 4.36 * 30.4 + 10.80 * 0.9/30.40 \\ &= 66.59\text{kN}\end{aligned}$$

Φορτίο ανά τροχή:

$$Q_{r,\min} = 33.29\text{kN}$$

• **Μέγιστες τιμές - Γερανογέφυρα φορτισμένη**

➤ Συνδυασμός φορτίων 1

$$\varphi_1 * q_c = 1.10 * 4.36 = 4.80$$

$$\varphi_1 * G_c = 1.10 * 10.80 = 11.88$$

$$Q_h = \varphi_2 * Q_{rnom} = 1.134 * 98.1 = 111.24$$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{rmax} &= \frac{1}{2} * (\varphi * q_c) * l + (\varphi * G_c + Q_h) * (l - \alpha_2) / l \\ &= \frac{1}{2} * 4.80 * 30.4 + (11.88 + 111.24) * (30.40 - 0.9) / 30.40 \\ &= 192.43 \text{ kN} \end{aligned}$$

Φορτίο ανά τροχή:

$$Q_{rmax} = \Sigma Q_{rmax} / 2 = 96.21 \text{ kN}$$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,max} &= \frac{1}{2} * (\varphi * q_c) * l + (\varphi * G_c + Q_h) * \alpha_2 / l \\ &= \frac{1}{2} * 4.80 * 30.4 + (11.88 + 111.24) * 0.9 / 30.40 \\ &= 76.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

Φορτίο ανά τροχή:

$$Q_{r,max} = \Sigma Q_{r,max} / 2 = 38.30 \text{ kN}$$

➤ Συνδυασμός φορτίων 2

$$\varphi_1 * q_c = 1.10 * 4.36 = 4.80$$

$$\varphi_1 * G_c = 1.10 * 10.80 = 11.88$$

$$Q_h = \varphi_3 * Q_{rnom} = 1 * 98.1 = 98.1$$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{rmax} &= \frac{1}{2} * 4.80 * 30.4 + (11.88 + 98.1) * (30.40 - 0.9) / 30.40 \\ &= 179.68 \text{ kN} \end{aligned}$$

Φορτίο ανά τροχή:

$$Q_{rmax} = 89.84 \text{ kN}$$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{r,\max} &= \frac{1}{2} * 4.80 * 30.4 + (11.88 + 98.1) * 0.9/30.40 \\ &= 76.21\text{kN}\end{aligned}$$

Φορτίο ανά τροχό:

$$Q_{r,\max} = 38.10\text{kN}$$

➤ Συνδυασμοί φορτίων 4,5

$$\varphi_4 * q_C = 1 * 4.36 = 4.36$$

$$\varphi_4 * G_C = 1 * 10.80 = 10.80$$

$$Q_h = \varphi_4 * Q_{rnom} = 1 * 98.1 = 98.1$$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{r,\max} &= \frac{1}{2} * 4.36 * 30.4 + (10.80 + 98.1) * (30.40 - 0.9)/30.40 \\ &= 171.95\text{kN}\end{aligned}$$

Φορτίο ανά τροχό:

$$Q_{r,\max} = 85.98\text{kN}$$

- Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\begin{aligned}\Sigma Q_{r,\max} &= \frac{1}{2} * 4.36 * 30.4 + (10.80 + 98.1) * 0.9/30.40 \\ &= 69.50\text{kN}\end{aligned}$$

Φορτίο ανά τροχό:

$$Q_{r,\max} = 34.75\text{kN}$$

3.2.2 Οριζόντια φορτία

Διαμήκεις δυνάμεις

$$H_{Li} = \varphi_5 * K * \frac{1}{n_r}$$

όπου

n_r : αριθμός των δοκών κύλισης

K : κινητήρια δύναμη

φ_5 : δυναμικός συντελεστής

i : δείκτης για την αρίθμηση των δοκών κυλίσεως ($i = 1,2$)

Κινητήρια δύναμη

$$K = \mu * \Sigma Q_{rmin} = \mu * m_w * Q_{rmin} = 0.20 * 2 * 33.29 = 13.32 \text{ kN}$$

όπου

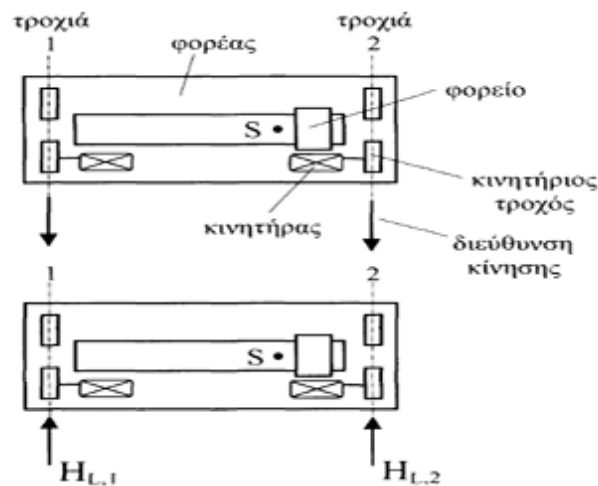
$\mu = 0.20$, συντελεστή τριβής τροχού – τροχιάς για διεπιφάνεια χάλυβα – χάλυβα

$m_w = 2$, για έναν κινητήριο τροχό με ανεξάρτητη κίνηση σε κάθε τροχιά

$Q_{rmin} = 33.29 \text{ kN}$, φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως για τον συνδυασμό 3,4,5

Οπότε οι οριζόντιες κατά μήκος δυνάμεις θα είναι

$$H_{L1} = H_{L2} = \varphi_5 * K * \frac{1}{n_r} = 1.5 * 13.32 * \frac{1}{2} = 9.99 \text{ kN}$$



Σχήμα 3-5: Διαμήκειες οριζόντιες δυνάμεις H_{Li} (EN1991-3:2006, Σχήμα 2.5)

Εγκάρσιες δυνάμεις

$$H_{T1} = \varphi_5 * \xi_2 * \frac{M}{\alpha}$$

$$H_{T2} = \varphi_5 * \xi_1 * \frac{M}{\alpha}$$

όπου

$$\xi_1 = \frac{\Sigma Q_{rmax}}{\Sigma Q_r} = \frac{\Sigma Q_{rmax}, \text{περισ(συνδ 4,5)}}{\Sigma Q_{rmax}, \text{περισ(συνδ 4,5)} + \Sigma Q_{r,max}, \text{λιγοτ(συνδ 4,5)}} = \frac{171.95}{171.95 + 69.50} = 0.71$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0.71 = 0.29$$

Απόσταση του κέντρου βάρους S του συστήματος από τον άξονα κίνησης:

$$l_s = (\xi_1 - 0.5) * l = (0.71 - 0.5) * 30.40 = 6.38\text{m}$$

Ροπή στροφής που προκαλείται από την κινητήρια δύναμη:

$$M = K * l_s = 13.32 * 6.38 = 84.98\text{kNm}$$

Επομένως

Οριζόντια δύναμη στη λιγότερο φορτισμένη τροχιά 1:

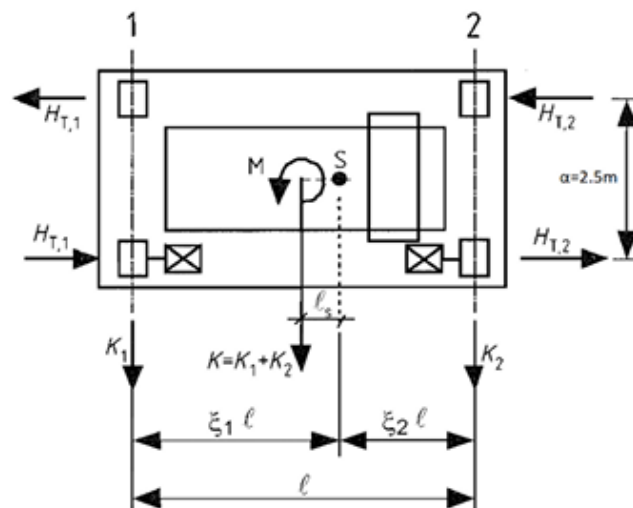
$$H_{T1} = \varphi_5 * \xi_2 * (M/\alpha) = 1.5 * 0.29 * (84.98/2.5) = 14.79\text{kN}$$

όπου α η απόσταση μεταξύ των τροχών της γερανογέφυρας:

$$\alpha = e_1 = 2.5\text{m}$$

Οριζόντια δύναμη στη περισσότερο φορτισμένη τροχιά 2:

$$H_{T2} = \varphi_5 * \xi_1 * (M/\alpha) = 1.5 * 0.71 * (84.98/2.5) = 36.20\text{kN}$$



Σχήμα 3-6: Εγκάρσιες δυνάμεις H_{Ti} (EN1991-3:2006, Σχήμα 2.6)

Οριζόντιες δυνάμεις

$$H_{S,1,j,L} = f * \lambda_{S,1,j,T} * \Sigma Q_{rmax}$$

$$H_{S,2,j,L} = f * \lambda_{S,2,j,T} * \Sigma Q_{rmax}$$

$$H_{S,1,j,T} = f * \lambda_{S,1,j,T} * \Sigma Q_{rmax}$$

$$H_{S,2,j,T} = f * \lambda_{S,2,j,T} * \Sigma Q_{rmax}$$

Οδηγούσα δύναμη

$$S = f * \lambda_S * \Sigma Q_{rmax}$$

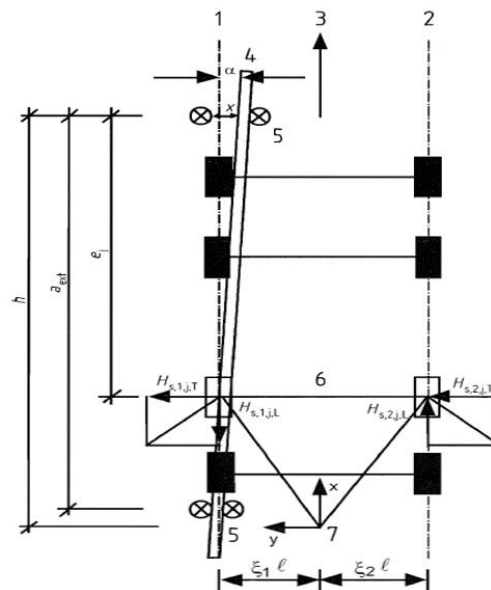
όπου

j : ζεύγος τροχών

f : συντελεστής εξαρτώμενος από την γωνία λοξότητας α

λ_S : συντελεστής δυνάμεων

ΣQ_{rmax} : ΣQ_{rmax} , περισ(συνδ 4,5)



Σχήμα 3-7: Καθορισμός της γωνίας λοξότητας α και της απόστασης h (EN1991-3:2006, Σχήμα 2.8)

$$f = 0.3 * [1 - \exp(-250 * \alpha)] \leq 0.3$$

$$= 0.3 * [1 - \exp(-250 * 0.015)] = 0.293 \leq 0.3$$

όπου $\alpha = 0.015$ rad (δυσμενέστερη τιμή)

Πίνακας 3-7: Απόσταση h συναρτήσει συστήματος κίνησης (EN1991-3:2006, Πίνακας 2.8)

Fixing of wheels according to lateral movements	Combination of wheel pairs		h
	coupled (c)	independent (i)	
Fixed/Fixed FF			$\frac{m \xi_1 \xi_2 l^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$
Fixed/Movable FM			$\frac{m \xi_1 l^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$

$$e_1 = 0$$

$$e_2 = 2.5m$$

$m = 0$ (δεν υπάρχουν ζεύγη συζευγμένων τροχών)

οπότε

$$h = (m * \xi_1 * \xi_2 * l^2 + \sum e_i^2) / \sum e_i = \sum e_i^2 / \sum e_i = 2.5m$$

Πίνακας 3-8: Συντελεστές $\lambda_{S,i,j,T}$ (EN1991-3:2006, Πίνακας 2.9)

System	$\lambda_{S,i}$	$\lambda_{S,i,L}$	$\lambda_{S,i,T}$	$\lambda_{S,2,L}$	$\lambda_{S,2,T}$
CFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{1}{h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{1}{h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
CFM	$\xi_2 \left(1 - \frac{\sum e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{1}{h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n} \frac{1}{h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	0

$$\lambda_S = 1 - (e/(n * e)) = 1 - (2.5/(2 * 2.5)) = 0.5$$

για το πρώτο ζεύγος τροχών:

$$\lambda_{S,1,L} = 0$$

$$\lambda_{S,1,T} = (\xi_2/n) * (1 - e_1/h) = 0.29/2 = 0.14$$

$$\lambda_{S,2,L} = 0$$

$$\lambda_{S,2,T} = (\xi_1/n) * (1 - e_1/h) = 0.71/2 = 0.36$$

για το δεύτερο ζεύγος τροχών:

$$\lambda_{S,1,L} = 0$$

$$\lambda_{S,1,T} = (\xi_2/n) * (1 - e_2/h) = (0.29/2) * (1 - 2.5/2.5) = 0$$

$$\lambda_{S,2,L} = 0$$

$$\lambda_{S,2,T} = (\xi_1/n) * (1 - e_2/h) = (0.71/2) * (1 - 2.5/2.5) = 0$$

Επομένως η οδηγούσα δύναμη θα είναι

$$S = f * \lambda_S * \Sigma Q_{rmax} , \text{περισ} = 0.293 * 0.5 * 171.95 = 25.19\text{kN}$$

Οριζόντιες δυνάμεις

για το πρώτο ζεύγος τροχών:

$$H_{S,1,1,L} = 0$$

$$H_{S,2,1,L} = 0$$

$$\begin{aligned} H_{S,1,1,T} &= f * \lambda_{S,1,1,T} * \Sigma Q_{rmax} , \text{περισ} \\ &= 0.293 * 0.14 * 171.95 \\ &= 7.05\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{S,2,1,T} &= f * \lambda_{S,2,1,T} * \Sigma Q_{rmax} , \text{περισ} \\ &= 0.293 * 0.36 * 171.95 \\ &= 18.14\text{kN} \end{aligned}$$

για το δεύτερο ζεύγος τροχών:

$$H_{S,1,2,L} = 0$$

$$H_{S,2,2,L} = 0$$

$$H_{S,1,2,T} = 0$$

$$H_{S,2,2,T} = 0$$

στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών:

$$\text{τροχιά 1: } H_{S,1,T} = H_{S,1,1,T} - S = 7.05 - 25.19 = -18.14\text{kN}$$

$$\text{τροχιά 2: } H_{S,2,T} = H_{S,2,1,T} - S = 18.14\text{kN}$$

Στον Πίνακα 3-9 συνοψίζονται όλα τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία για κάθε συνδυασμό φορτίων.

Όλα τα φορτία υπολογίστηκαν ως φορτία λειτουργίας με συντελεστή $\gamma=1.0$, ενώ πολλαπλασιάζονται με $\gamma=1.35$ για την μετατροπή τους σε φορτία σχεδιασμού.

Η πρώτη γραμμή κάθε φορτίου στον πίνακα, αντιστοιχεί σε φορτίο λειτουργίας, και η δεύτερη σε φορτίο σχεδιασμού.

Πίνακας 3-9: Κατακόρυφα και οριζόντια φορτία

Συνδυασμοί φορτίων			1	2	3	4	5
Κατακόρυφα φορτία	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας	Q_{rmin}	42.24	42.24	38.37	38.37	38.37
			57.02	57.02	51.80	51.80	51.80
		$Q_{r,min}$	36.66	36.66	33.29	33.29	33.29
			49.49	49.49	44.94	44.94	44.94
	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο	Q_{rmax}	96.21	89.84	-	85.98	85.98
			129.88	121.28	-	116.07	116.07
		$Q_{r,max}$	38.30	38.10	-	34.75	34.75
			51.70	51.43	-	46.91	46.91
Οριζόντια φορτία	Επιτάχυνση και επιβράδυνση γερανογέφυρας	H_{L1}	9.99	9.99	9.99	9.99	-
			13.49	13.49	13.49	13.49	-
		H_{L2}	9.99	9.99	9.99	9.99	-
			13.49	13.49	13.49	13.49	-
		H_{T1}	14.79	14.79	14.79	14.79	-
			19.97	19.97	19.97	19.97	-
	H_{T2}	36.20	36.20	36.20	36.20	-	
		48.87	48.87	48.87	48.87	-	
	Λοξή κίνηση γερανογέφυρας	$H_{S,1,T}$	-	-	-	-	18.14
			-	-	-	-	24.49
		$H_{S,2,T}$	-	-	-	-	18.14
			-	-	-	-	24.49

4 ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΗΣ

4.1 Γενικά

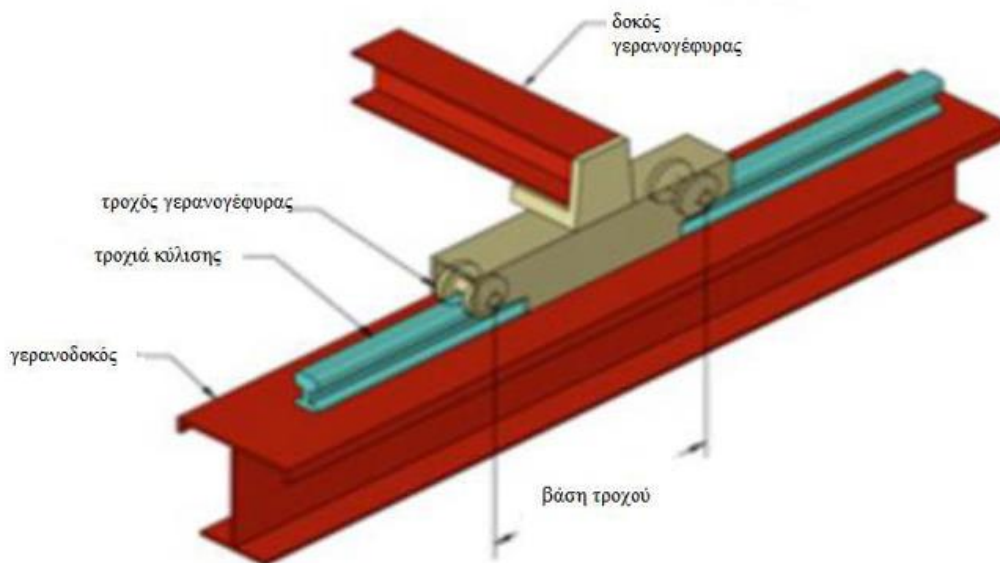
Οι δοκοί κύλισης αποτελούν τα δομικά στοιχεία που παραλαμβάνουν τα φορτία της γερανογέφυρας, τα οποία στη συνέχεια μεταφέρονται μέσω των υποστυλωμάτων στο έδαφος. Η σωστή επιλογή διαστάσεων και η διατήρηση επαρκούς αντοχής των δοκών κύλισης είναι ιδιαίτερα σημαντικές τόσο από στατική όσο και από λειτουργική άποψη. Από στατική άποψη διότι θα διασφαλιστεί η αποφυγή πιθανής αστοχίας από φαινόμενα κόπωσης καθώς οι δοκοί κύλισης αποτελούν στοιχεία που υφίστανται συνεχείς δυναμικές φορτίσεις με συχνές εναλλαγές μεταξύ των μέγιστων τιμών. Και από λειτουργική άποψη διότι σε περίπτωση ελαττωματικής λειτουργίας, ο χρόνος και το κόστος επισκευών και συντήρησης, καθώς και η χρήση άλλων μέσων μεταφοράς για τη διακίνηση φορτίων, ενδέχεται να επιφέρουν σοβαρές οικονομικές συνέπειες στην επιχείρηση.

Οι δοκοί κύλισης κατασκευάζονται συνήθως ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων, ή ως συνεχείς δοκοί επί δύο ίσων ανοιγμάτων. Στην πρώτη περίπτωση η δοκός κύλισης διευκολύνει τη διαδικασία ανέγερσης και η εγκατάστασή της εξασφαλίζει τη σταθερότητα κάθε νέου πλαισίου που ανεγείρεται. Στη δεύτερη περίπτωση οι παραμορφώσεις μειώνονται, κάτι που είναι κρίσιμο για τη διαστασιολόγηση, και τα δυσμενή μεγέθη παραμορφώσεως εμφανίζονται όταν και οι δύο τροχοί της γερανογέφυρας βρίσκονται στο ίδιο άνοιγμα με φορτίο, ενώ το άλλο άνοιγμα παραμένει χωρίς φορτίο. Οι διατομές των δοκών κύλισης είναι ελατές ή συγκολλητές. Η διάταξη της δοκού κύλισης φαίνεται στο Σχήμα 4-1.

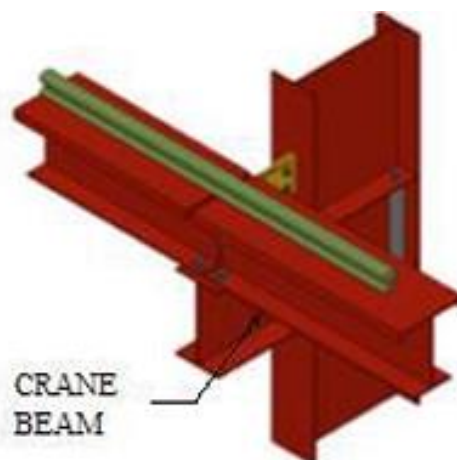
Για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας (έως 20 τόνους) επιλέγονται ελατές διατομές από την κατηγορία των πλατύπελμων διατομών (όπως HEA, HEB ή HEM), και μέχρι μεσαίου μεγέθους HEB500, λόγω της υψηλότερης αντοχής και της αυξημένης δυσκαμψίας τους περί τον ασθενή άξονα που απαιτείται για την παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Αντιθέτως, για γερανογέφυρες μεγάλης ανυψωτικής ικανότητας (πάνω από 20 τόνους) επιλέγονται συγκολλητές διατομές, οι οποίες διαθέτουν το πλεονέκτημα ότι οι διαστάσεις τους διαμορφώνονται έτσι ώστε να διασφαλίζουν επαρκή αντοχή έναντι της υπάρχουσας φόρτισης, ενώ παράλληλα έχουν μικρότερο βάρος, πάρα το προσθετό κόστος και την επιμέλεια κατασκευής τους (κυρίως στην εκτέλεση των ραφών συγκόλλησης κορμού-άνω πέλματος). Επίσης για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας (έως 20 τόνους), οι δοκοί κύλισης

μπορεί να εδράζονται σε βραχείς προβόλους από τα υποστυλώματα τύπου ολόσωμου πλαισίου. Η σύνδεση δοκού κύλισης με το υποστύλωμα φαίνεται στο Σχήμα 4-2.

Η αξιολόγηση των δοκών κύλισης περιλαμβάνει τον έλεγχο της επάρκειάς τους έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας, λειτουργικότητας και κόπωσης. Συγκεκριμένα, πρέπει να διασφαλίζεται ότι η διατομή της δοκού είναι επαρκής και ότι η δοκός ως στοιχείο μπορεί να αντέξει τις σύνθετες καταπονήσεις που υφίσταται χωρίς να προκαλούνται παραμορφώσεις που θα δυσχεραίνουν την κίνηση και τη λειτουργία της γερανογέφυρας. Επιπλέον, λόγω του μεγάλου αριθμού επαναλαμβανόμενων φορτίσεων, είναι απαραίτητο να εξασφαλίζεται η αντοχή του υλικού έναντι κόπωσης.



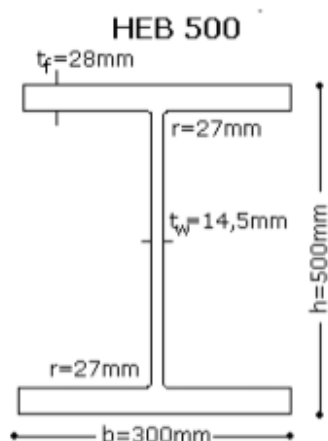
Σχήμα 4-1: Διάταξη δοκού κύλισης



Σχήμα 4-2: Σύνδεση δοκού κύλισης με το υποστύλωμα

4.2 Διαστασιολόγηση δοκού κύλισης

Επιλέχθηκε αμφιέριστη δοκό κύλισης, ελατής διατομής HEB500.



Σχήμα 4-3: Διατομή HEB500

Πίνακας 4-1: Χαρακτηριστικά διατομής HEB500

ύψος	$h = 500\text{mm}$
πλάτος πέλματος	$b = 300\text{mm}$
πάχος κορμού	$t_w = 14.5\text{mm}$
πάχος πέλματος	$t_f = 28\text{mm}$
καμπυλότητα	$r = 27\text{mm}$
ύψος κορμού με καμπυλότητα	$h_w = 444\text{mm}$
ύψος κορμού χωρίς καμπυλότητα	$d = 390\text{mm}$
εμβαδόν διατομής	$A = 239\text{cm}^2$
ίδιο βάρος	$G = 187 \text{ Kg/m} = 1.83 \text{ kN/m}$
ροπή αδρανείας y	$I_y = 107200\text{cm}^4$
ελαστική ροπή αδρανείας y	$W_{el,y} = 4290\text{cm}^3$
πλαστική ροπή αδρανείας y	$W_{pl,y} = 4815\text{cm}^3$
ροπή αδρανείας z	$I_z = 12620\text{cm}^4$
ελαστική ροπή αδρανείας z	$W_{el,z} = 842\text{cm}^3$
πλαστική ροπή αδρανείας z	$W_{pl,z} = 1292\text{cm}^3$
σταθερά στρέψης	$I_t = 540\text{cm}^4$
σταθερά στρέβλωσης	$I_w = 7018000\text{cm}^6$

Κατάταξη διατομής HEB500

$$\text{για S275 (} f_y = 275 \text{): } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/275} = 0.92$$

κορμός (τμήμα που υπόκειται σε κάμψη):

$$d/t_w = 390/14.5 = 26.90 < 72 * \varepsilon = 66.24$$

πέλμα (τμήμα που υπόκειται σε θλίψη):

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b - t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{\frac{300 - 14.5}{2} - 27}{28} = 4.13 < 9 * \varepsilon = 8.28$$

Άρα η διατομή είναι κατηγορίας 1.

4.3 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

- **Συνδυασμός φορτίων 1** (μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας)

Μέγιστη καμπτική ροπή

Μέγιστο κατακόρυφο φορτίο από συνδυασμό φορτίων 1:

$$Q_{rmax} = 129.88 \text{ kN}$$

Το μήκος της δοκού κυλίσεως είναι όσο η απόσταση των πλαισίων, άρα $l = 6 \text{ m}$

Η απόσταση μεταξύ των τροχών της γερανογέφυρας είναι $a = 2.5 \text{ m}$

Έλεγχος

$$a = 2.5 \text{ m} < 0.586 * l = 3.516 \text{ m}$$

Άρα η μέγιστη καμπτική ροπή $\max M_y$ πραγματοποιείται όταν το ένα από τα δύο φορτία απέχει από το άκρο της δοκού απόσταση x :

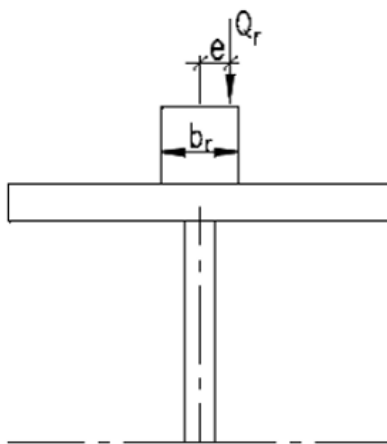
$$x = \frac{2 * l - a}{4} = \frac{2 * 6 - 2.5}{4} = 2.37$$

Επομένως η μέγιστη καμπτική ροπή θα είναι:

$$\max M_y = \frac{Q_{rmax}}{8l} * (2 * l - a)^2 = \frac{129.88}{8 * 6} * (2 * 6 - 2.5)^2 = 244.20 \text{ kNm}$$

Εκκεντρότητα κατακόρυφου φορτίου στην τροχιά

Επειδή η τροχιά σταθμίζεται και ευθυγραμμίζεται μετά την ανέγερση του κτηρίου και την τοποθέτηση των δοκών κυλίσεως, ενδεχομένως το κατακόρυφο φορτίο να ασκείται έκκεντρα ως προς τη δοκό κυλίσεως. Η εκκεντρότητα αυτή e_y , όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4-4, λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς σύμφωνα με αυτά που έχουν καθορισθεί στον κανονισμό. Συνηθέστατα λαμβάνει την τιμή $\frac{1}{4}$ του πλάτους της τροχιάς b_r , με βάση τον Ευρωκώδικα. Λόγω της μικρής ανυψωτικής ικανότητας (10t), επιλέχθηκε ως διατομή τροχιάς συμπαγή ορθογωνική 30mmx50mm ($h_r = 30\text{mm}$, $b_r = 50\text{mm}$). Επομένως η εκκεντρότητα είναι: $e_y = (1/4) * b_r = (1/4) * 50 = 12.5\text{mm}$



Σχήμα 4-4: Εκκεντρότητα φορτίων e_y

Οριζόντια δύναμη

Η δοκός κύλισης έχει πρόσθετη ένταση λόγω εγκάρσιου φορτίου H_T , επιβαλλόμενο στο ανώτερο σημείο της τροχιάς με μέγιστη τιμή $H_{T2} = 48.87\text{kN}$. Λόγω της εκκεντρότητας του οριζόντιου αυτού φορτίου ως προς το κέντρο βάρους της διατομής αναπτύσσονται συγκεντρωμένες στρεπτικές ροπές:

$$M_{t\alpha} = M_{t\beta} = H_{T2} * \left(\frac{h}{2} + h_r \right) = 48.87 * \left(\frac{50}{2} + 3 \right) = 1368\text{kNcm} = 13.68\text{kNm}$$

Οι ροπές αυτές αναλύονται σε ζεύγος δυνάμεων με μοχλοβραχίονα την απόσταση των κέντρων των δύο πελμάτων δίνοντας πρόσθετη οριζόντια δύναμη H_t .

$$H_t = \frac{M_{t\alpha}}{h - \frac{t_f}{2} - \frac{t_f}{2}} = \frac{1368}{50 - \frac{2.8}{2} - \frac{2.8}{2}} = 28.98\text{kN}$$

Επομένως, στο άνω πέλαμα της δοκού κυλίσεως ασκείται οριζόντια δύναμη:

$$H = H_{T2} + H_t = 48.87 + 28.98 = 77.85\text{kN}$$

Υπόλοιπα εντατικά μεγέθη

Συγχρόνως με τα προηγούμενα κατακόρυφα και οριζόντια πλευρικά φορτία ασκείται και οριζόντιο κατά μήκος φορτίο που προκαλεί:

- αξονική δύναμη $H_L = 13.49\text{kN}$
 - συγκεντρωμένη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα αδρανείας
- $$M_L = H_L * \left(\frac{h}{2} + h_r\right) = 13.49 * \left(\frac{50}{2} + 3\right) = 377.72\text{kNcm} = 3.78\text{kNm}$$

- σταθερή τέμνουσα κατά το μήκος της δοκού

$$V_L = \frac{M_L}{l} = \frac{3.78}{6} = 0.63\text{kN}$$

Τα εντατικά αυτά μεγέθη, συγκριτικώς προς τα προηγούμενα από τα κατακόρυφα φορτία, είναι μικρά και μπορεί να παραλείπονται.

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας προκύπτει στο άκρο της δοκού κυλίσεως όταν το ένα από τα δύο κινητά συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία της γερανογέφυρας βρίσκεται στο άκρο αυτό.

$$\max V_{y,Ed} = Q_{rmax} * \left(1 + \frac{l-a}{l}\right) = 129.88 * \left(1 + \frac{6-2.5}{6}\right) = 205.64\text{kN}$$

- **Συνδυασμός φορτίων 5** (μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας)

Οριζόντια δύναμη

Η μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας προκαλείται όταν το οριζόντιο φορτίο $H_s = 24.49\text{kN}$ από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας βρίσκεται στο μέσον της δοκού κύλισης.

Συγχρόνως προκαλεί στρεπτική ροπή:

$$M_t = H_s * \left(\frac{h}{2} + h_r\right) = 24.49 * (25 + 3) = 685.72\text{kNcm}$$

Η ροπή αυτή αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων με μοχλοβραχίονα την απόσταση των κέντρων των δύο πελμάτων, δίνοντας πρόσθετη οριζόντια δύναμη H_t .

$$H_t = \frac{M_t}{h - \frac{t_f}{2} - \frac{t_f}{2}} = \frac{685.72}{50 - \frac{2.8}{2} - \frac{2.8}{2}} = 14.53\text{kN}$$

Επομένως, συνολική οριζόντια δύναμη στο άνω πέλμα της δοκού κυλίσεως:

$$H = H_s + H_t = 24.49 + 14.53 = 39.02\text{kN}$$

Καμπτική ροπή

$$M_z = \frac{H * l}{4} = \frac{39.02 * 6}{4} = 58.53 \text{ kNm}$$

Μέγιστη τέμνουσα

$$V_{\max,y} = H = 39.02 \text{ kN}$$

- **Λόγω ίδιου βάρους της δοκού κύλισης**

δοκός κύλισης HEB500 : $A_{\text{δοκού}} = 239 \text{ cm}^2$

ειδικό βάρος χάλυβα : $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

ορθογωνική τροχιά: 30mm * 50mm

ίδιο βάρος δοκού κυλίσεως συμπεριλαμβανομένης και της τροχιάς κύλισης:

$$\begin{aligned} G &= \gamma * (A_{\text{δοκού}} + A_{\text{τροχιάς}}) \\ &= 78.5 * (239 * 10^{-4} + 30 * 50 * 10^{-6}) \\ &= 1.99 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών στο μέσον του ανοίγματος:

$$M_{g,Ed} = \frac{1}{8} * G * l^2 * 1.35 = \frac{1}{8} * 1.99 * 6^2 * 1.35 = 12.09 \text{ kNm}$$

$$V_{g,Ed} = \frac{1}{2} * G * l * 1.35 = \frac{1}{2} * 1.99 * 6 * 1.35 = 8.06 \text{ kN}$$

4.4 Έλεγχος διατομής στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)**α) Έλεγχος του κορμού σε διάτμηση**

Επιφάνεια διάτμησης

$$\begin{aligned} A_v &= \max \left\{ \frac{A - (2 * b * t_f) + (t_w + 2 * r) * t_f}{n * h_w * t_w}, \right\} \\ &= \max \left\{ \frac{239 - (2 * 30 * 2.8) + (1.45 + 2 * 2.7) * 2.8}{39 * 1.45}, \right\} \\ &= \max \left\{ \begin{matrix} 90.18 \\ 56.55 \end{matrix} \right\} \\ &= 90.18 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Αντοχή σε διάτμηση

$$V_{y,Rd} = A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = 90.18 * \frac{27.5}{\sqrt{3} * 1} = 1431.80 \text{ kN}$$

$$S275: f_y = 27.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{y,Ed} = \max V_{y,Ed} + V_{g,Ed} = 205.64 + 8.06 = 213.70 \text{ kN}$$

Έλεγχος

$$V_{y,Rd} > V_{y,Ed} \Rightarrow 1431.80 \text{ kN} > 213.70 \text{ kN}, \text{ άρα επαρκεί}$$

β) Έλεγχος του άνω πέλματος σε διάτμηση

Υποτίθεται ότι τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται μόνον από τη λεπίδα του άνω πέλματος της δοκού κύλισης.

$$V_{z,Rd} = (b * t_f) * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = (30 * 2.8) * \frac{27.5}{\sqrt{3} * 1} = 1333.68 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = H = 39.02 \text{ kN}$$

Έλεγχος

$$V_{z,Rd} > V_{z,Ed} \Rightarrow 1333.68 \text{ kN} > 39.02 \text{ kN}, \text{ άρα επαρκεί}$$

γ) Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη για τον συνδυασμό φορτίων 1 (μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας)

Μέγιστη καμπτική ροπή

$$M_y = \max M_y + M_{g,Ed} = 244.20 + 12.09 = 256.29 \text{ kNm}$$

Ορθές τάσεις

τάση λόγω καμπτικής ροής

$$\sigma_{y1} = \frac{M_y}{W_{el,y}} = \frac{256.29}{4290} = 0.0597 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5.97 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Τάση λόγω καμπτικής ροής (με θεώρηση ότι αναλαμβάνεται από το άνω πέλμα μόνο):

$$\sigma_{y2} = \frac{M_z}{W_{el,z}} = \frac{58.53}{842} = 0.0695 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 6.95 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Συνολική τάση

$$\sigma = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 5.97 + 6.95 = 12.92 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{27.5}{1} = 27.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Έλεγχος

$$\sigma < \sigma_y \Rightarrow 12.92 \text{ kN/cm}^2 < 27.5 \text{ kN/cm}^2, \text{ άρα η διατομή επαρκεί}$$

δ) Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη για τον συνδυασμό φορτίων 5 (μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας)

Μεγίστη καμπτική ροπή

$$\max M_{y,5} = \max M_y * \frac{Q_{rmax,5}}{Q_{rmax,1}} = 244.20 * \frac{116.07}{129.88} = 218.23 \text{ kNm}$$

Ορθές τάσεις

Τάση λόγω καμπτικής ροής

$$\sigma_{y1} = \frac{\max M_{y,5} + M_{g,Ed}}{W_{ely}} = \frac{218.23 + 12.09}{4290} = 0.0537 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5.37 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Τάση λόγω καμπτικής ροής (με θεώρηση ότι αναλαμβάνεται από το άνω πέλαμα μόνο) :

$$\sigma_{y2} = \frac{M_z}{W_{elz}} = \frac{58.53}{842} = 0.0695 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 6.95 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Συνολική τάση

$$\sigma = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 5.37 + 6.95 = 12.32 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{27.5}{1} = 27.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Έλεγχος

$$\sigma < \sigma_y \Rightarrow 12.32 \text{ kN/cm}^2 < 27.5 \text{ kN/cm}^2, \text{ άρα η διατομή επαρκεί}$$

4.5 Έλεγχος τοπικής έντασης υπό το φορτίο τροχού

Ο έλεγχος γίνεται υπό το φορτίο τροχού στο ανώτατο σημείο του κορμού με βάση την ελαστική ανάλυση και το κριτήριο ισοδύναμης τάσης.

Για τον προσδιορισμό της τοπικής έντασης λαμβάνονται υπόψη:

- (α) οι ορθές κατά μήκος τάσεις από την κύρια κάμψη
- (β) οι εγκάρσιες ορθές θλιπτικές τάσεις υπό το φορτίο τροχού
- (γ) οι πρόσθετες ορθές τάσεις λόγω της εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου τροχού
- (δ) οι διατμητικές τάσεις λόγω της κύριας κάμψης
- (ε) οι πρόσθετες τοπικές διατμητικές τάσεις

α) Ορθές κατά μήκος τάσεις λόγω της κύριας κάμψης

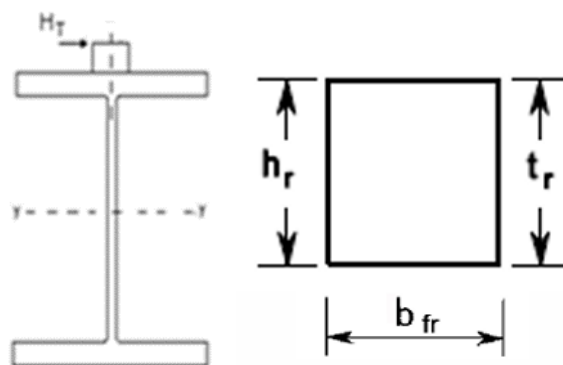
$$\sigma_x = \frac{M_y * y}{I_y} = \frac{256.29 * 22.2}{107200} = 0.0531 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5.31 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

όπου

$$y = \frac{h}{2} - t_f = \frac{50}{2} - 2.8 = 22.2 \text{cm}$$

β) Εγκάρσιες ορθές θλιπτικές τάσεις λόγω του φορτίου του τροχού

$$\sigma_{0z,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff} * t_w}$$



Σχήμα 4-5: Διατομή δοκού κύλισης και τροχιάς κύλισης

Διαστάσεις τροχιάς: $h_r = 3 \text{cm}$, $b_{fr} = 5 \text{cm}$

Παραδοχή: 25% φθορά της τροχιάς κατά το ύψος της.

Άρα, μείωση: $\Delta_{tr} = 0.25 * h_r = 0.25 * 3 = 0.75 \text{cm}$

Απόσταση του ανώτερου σημείου της τροχιάς από το ανώτερο σημείο του κορμού:

$$d_r = h_r - \Delta t_r + t_f = 3 - 0.75 + 2.8 = 5.05 \text{ cm}$$

Ενεργό πλάτος πέλματος:

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{fr}} + d_r = 5 + 5.05 = 10.05 \text{ cm} < b_{\text{HEB500}} = 30 \text{ cm}$$

Ροπή αδρανείας του ενεργού πλάτους του πέλματος ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό του άξονα:

$$I_{f,\text{eff}} = \frac{b_{\text{eff}} * t_f^3}{12} = \frac{10.05 * 2.8^3}{12} = 18.38 \text{ cm}^4$$

Ροπή αδρανείας της τροχιάς ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό της άξονα:

$$I_r = \frac{b_{\text{fr}} * (h_r - \Delta t_r)^3}{12} = \frac{5 * (3 - 0.75)^3}{12} = 4.75 \text{ cm}^4$$

Ροπή αδρανείας του ενεργού πλάτους και της τροχιάς:

$$I_{\text{rf}} = I_{f,\text{eff}} + I_r = 18.38 + 4.75 = 23.13 \text{ cm}^4$$

Ενεργό μήκος για τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα:

$$l_{\text{eff}} = 3.25 * \left(\frac{I_{\text{rf}}}{t_w} \right)^{1/3} = 3.25 * \left(\frac{23.13}{1.45} \right)^{1/3} = 8.18 \text{ cm}$$

Άρα εγκάρσια ορθή θλιπτική τάση λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού:

$$\sigma_{y1} = \sigma_{0z,\text{Ed}} = \frac{F_{z,\text{Ed}}}{l_{\text{eff}} * t_w} = \frac{129.88}{8.18 * 1.45} = 10.95 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

όπου

$$F_{z,\text{Ed}} = Q_{\text{rmax}} = 129.88 \text{ kN}$$

γ) Πρόσθετες ορθές τάσεις λόγω της εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου τροχού

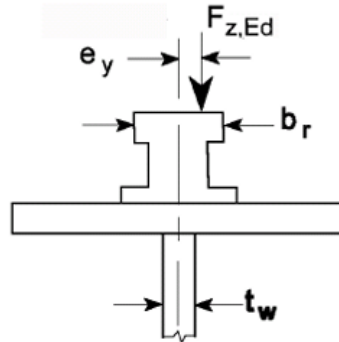
$$\sigma_{y2} = \sigma_{T,\text{Ed}} = \frac{6 * T_{\text{Ed}}}{\alpha * t_w^2} * n * \tanh(n)$$

Στρεπτική ροπή:

$$T_{\text{Ed}} = F_{z,\text{Ed}} * e_y = 129.88 * 1.25 = 162.35 \text{ kNcm}$$

όπου εκκεντρότητα e_y :

$$e_y = \frac{1}{4} * b_r = \frac{1}{4} * 5 = 1.25 \text{ cm}$$



Σχήμα 4-6: Στρέψη του άνω πέλματος (EN 1993-6:2007, Σχήμα 5.5)

Ύψος κορμού με καμπυλότητα:

$$h_w = h - t_f - t_f = 50 - 2.8 - 2.8 = 44.4 \text{ cm}$$

Οι νευρώσεις στον κορμό τοποθετούνται μόνο στις θέσεις των στηρίξεων, άρα $a = 600 \text{ cm}$ ($l=6 \text{ m}$)

$$\pi * h_w / \alpha = \pi * 44.4 / 600 = 0.232$$

$$2\pi * h_w / \alpha = 2\pi * 44.4 / 600 = 0.465$$

$$\sinh(\pi * h_w / \alpha) = 0.234$$

$$\sinh(2\pi * h_w / \alpha) = 0.484$$

Σταθερά στρέψης πέλματος

$$I_t = \frac{b * t_f^3}{3} = \frac{30 * 2.8^3}{3} = 219.52 \text{ cm}^4$$

$$n = \left[\frac{0.75 * a * t_w^3}{I_t} * \frac{\sinh^2(\pi h_w / \alpha)}{\sinh(2\pi h_w / \alpha) - 2\pi h_w / \alpha} \right]^{0.5} = 6.45$$

Άρα πρόσθετη ορθή τάση λόγω της εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου τροχού:

$$\sigma_{y2} = \sigma_{T,Ed} = \frac{6 * T_{Ed}}{\alpha * t_w^2} * n * \tanh(n) = 4.97 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

δ) Διατμητικές τάσεις από κάμψη

$$\tau_1 = \frac{V_{Ed} * S}{t_w * I_y}$$

Δρώσα τέμνουσα

$$V_{Ed} = \max V_{y,Ed} + V_{g,Ed} = 205.64 + 8.06 = 213.7 \text{ kN}$$

Ροπή αντίστασης διεπιφάνειας κορμού πέλματος

$$S = (h * t_f) * \left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) = (50 * 2.8) * \left(\frac{50}{2} - \frac{2.8}{2} \right) = 3304 \text{ cm}^3$$

Οπότε, διατμητική τάση

$$\tau_1 = \frac{V_{Ed} * S}{t_w * I_y} = \frac{213.7 * 3304}{1.45 * 107200} = 4.54 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

ε) Πρόσθετη διατμητική τάση

Λαμβάνεται ίση με το 20% της ορθής τοπικής τάσης λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού, άρα:

$$\tau_2 = 0.20 * \sigma_{0z,Ed} = 0.20 * 10.95 = 2.19 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = 4.54 + 2.19 = 6.73 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 10.95 + 4.97 = 15.92 \text{ kN/cm}^2$$

Ισοδύναμη τάση

$$\begin{aligned} \sigma_{eq} &= (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x * \sigma_y + 3 * \tau^2)^{0.5} \\ &= (5.31^2 + 15.92^2 - 5.31 * 15.92 + 3 * 6.73^2)^{0.5} \\ &= 18.25 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Έλεγχος

$$\sigma_{eq} < \sigma_y \Rightarrow 18.25 \text{ kN/cm}^2 < 27.5 \text{ kN/cm}^2, \text{ άρα η διατομή επαρκεί}$$

4.6 Έλεγχος μέλους έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ο έλεγχος θα γίνει για το συνδυασμό φορτίων 1 σύμφωνα με την παράγραφο 6.3.2 του μέρους 6 του Ευρωκώδικα 3 με βάση την αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z ιδεατούς διατομής που αποτελείται από το θλιβόμενο πέλμα και το 1/5 του κορμού, λαμβάνοντας υπόψιν τις πλευρικές δυνάμεις και τις στρεπτικές ροπές.

Χαρακτηριστικά ιδεατούς διατομής

Επιφάνεια

$$A = b * t_f + \frac{1}{5} * (h_{\text{κορμ}} * t_w) = 30 * 2.8 + \frac{1}{5} * (44.4 * 1.45) = 96.88 \text{cm}^2$$

Ροπή αδρανείας πέλματος (περί τον άξονα z)

$$I_z = I_{z,\text{πέλιμα}} = \frac{t_f * b^3}{12} = \frac{2.8 * 30^3}{12} = 6300 \text{cm}^4$$

Ακτίνα αδρανείας

$$i_z = \left(\frac{I_z}{A} \right)^{0.5} = \left(\frac{6300}{96.88} \right)^{0.5} = 8.06 \text{cm}$$

Λυγηρότητα

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{600}{8.06} = 74.44$$

Ανηγμένη λυγηρότητα

$$\lambda_z' = \frac{\lambda_z}{93.9 * \varepsilon} = \frac{74.44}{93.9 * 0.92} = 0.86$$

όπου

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Καμπύλη λυγισμού

(λυγισμός περί τον άξονα z)

για

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1.67 > 1.2$$

και

$$t_f = 28 \text{mm} \leq 40 \text{mm}$$

Προκύπτει καμπύλη b

άρα μειωτικός συντελεστής λυγισμού: $x_z = 0.69$

Αντοχή

$$N_{Rd} = \frac{x_z * f_y * A}{\gamma_{M0}} = \frac{0.69 * 27.5 * 96.88}{1} = 1838.30 \text{ kN}$$

Θλιπτική δύναμη

$$N_{f,Ed} = \frac{\max M_y + M_{g,Ed}}{h_{\text{κορμ}}} = \frac{244.20 + 12.09}{0.444} = 577.23 \text{ kN}$$

Έλεγχος

$N_{Rd} > N_{f,Ed} \Rightarrow 1838.30 \text{ kN} > 577.23 \text{ kN}$, άρα επαρκεί

Κάμψη από τις πλευρικές δυνάμεις (θεωρώντας ότι παραλαμβάνονται μόνο από το θλιβόμενο πέλμα)

$$W_{pl,f} = \frac{t_f * b}{4} = \frac{2.8 * 30^2}{4} = 630 \text{ cm}^3$$

$$M_{z,Rk} = W_{pl,f} * \sigma_y = 630 * 27.5 = 17325 \text{ kNcm} = 173.25 \text{ kNm}$$

$$k_{zz} = c_{mz} * \left(1 + 1.4 * \frac{N_{f,Ed}}{N_{Rd}} \right) = 0.9 * \left(1 + 1.4 * \frac{577.23}{1838.30} \right) = 1.30$$

Έλεγχος

$$\frac{N_{f,Ed}}{N_{Rd}} + k_{zz} * \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{577.23}{1838.30} + 1.30 * \frac{58.53}{173.25} = 0.75 < 1, \text{ άρα επαρκεί}$$

4.7 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Ο έλεγχος λειτουργικότητας γίνεται για τον περιορισμό των βελών κάμψης ώστε να εξασφαλίζεται η καλή λειτουργία της γερανογέφυρας και να αποφεύγονται ανεπιθύμητες κλίσεις κατά τη διάρκεια των κάθετων και οριζόντιων φορτίσεων που δέχεται, καθώς και για να ελεγχθεί η μεταβολή της πλευρικής απόστασης μεταξύ των απέναντι τροχιών που θα είχε ως αποτέλεσμα μεγαλύτερες πλευρικές ωθήσεις, ταλαντώσεις και φθορά των τροχών. Ο έλεγχος λειτουργικότητας πραγματοποιείται για το χαρακτηριστικό συνδυασμό των δράσεων.

Πίνακας 4-2: Οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Πίνακας 7.6)

Περιγραφή της παραμόρφωσης (παραμόρφωση ή μετακίνηση)	Διάγραμμα
<p>α) Κατακόρυφη παραμόρφωση δ_z μιας δοκού κλίσεως:</p> <p>$\delta_z \leq L/600$ και $\delta_z \leq 25 \text{ mm}$</p> <p>Η κατακόρυφη παραμόρφωση δ_z πρέπει να λαμβάνεται ως η συνολική παραμόρφωση η οφειλόμενη στα κατακόρυφα φορτία, μείον το πιθανό αρχικό αντιβέλος, όπως για το δ_{\max} στο σχήμα A1.1 του EN 1990.</p>	
<p>β) Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση Δh_c των δύο δοκών κλίσεως που υποστηρίζουν μια γερανογέφυρα:</p> <p>$\Delta h_c \leq s/600$</p>	
<p>δ) Κατακόρυφη παραμόρφωση δ_{ray} μιας δοκού κλίσεως, λόγω μιας μονοτροχιάς, οφειλόμενη μόνο στο συγκεντρωμένο φορτίο:</p> <p>$\delta_{ray} \leq L/500$</p>	

• **Κατακόρυφη παραμόρφωση δοκού κύλισης υπό τα φορτία του τροχού- Βέλος κάμψης δοκού HEB500**

για $l=6\text{m}$ και $a=2.5\text{m}$:

$$0.65 * l = 0.65 * 6 = 3.9\text{m} > a = 2.5\text{m}$$

απόσταση των τροχών από τις στηρίξεις της δοκού:

$$(2 * c) + a = l \Rightarrow c = (l - a)/2 = (6 - 2.5)/2 = 1.75\text{m} = 175\text{cm}$$

Λόγω συγκεντρωμένου κινητού φορτίου

δυσμενέστερα για τον συνδυασμό 4, στην περισσότερο φορτισμένη φόρτιση

$$\begin{aligned} \delta_{z1} &= \frac{P * c}{24 * E * I_y} * (3 * l^2 - 4 * c^2) \\ &= \frac{85.98 * 175}{24 * 21000 * 107200} * (3 * 600^2 - 4 * 175^2) \\ &= 0.27\text{cm} \end{aligned}$$

όπου

$$P = Q_{r\max} = 85.98\text{kN}$$

Λόγω του ίδιου βάρους της δοκού και της τροχιάς κύλισης

$$G = 1.99 = \text{kN/m} = 0.0199 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{z2} = \frac{5 * G * l^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 0.0199 * 600^4}{384 * 21000 * 107200} = 0.015 \text{ cm}$$

Συνολική παραμόρφωση

$$\delta = \delta_{z1} + \delta_{z2} = 0.27 + 0.015 = 0.28 \text{ cm}$$

Έλεγχος

$$\delta < 2.5 \text{ cm}, l/600 \Rightarrow 0.28 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm}, 1 \text{ cm}, \text{ άρα η παραμόρφωση είναι αποδεκτή}$$

- **Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση των απέναντι δοκών κύλισης**

Η παραμόρφωση αυτή πραγματοποιείται για να αποφευχθούν σημαντικές κλίσεις της γερανογέφυρας στην περίπτωση της μη συμμετρικής καταπόνησης.

Λόγω συγκεντρωμένου κινητού φορτίου

δυσμενέστερα για τον συνδυασμό 4, στην λιγότερη φορτισμένη φόρτιση:

$$P = Q_{rmin} = 34.75 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \delta_{z1'} &= \frac{P * c}{24 * E * I_y} * (3 * l^2 - 4 * c^2) \\ &= \frac{34.75 * 175}{24 * 21000 * 107200} * (3 * 600^2 - 4 * 175^2) \\ &= 0.11 \text{ cm} \end{aligned}$$

Οπότε, διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση

$$\Delta h_c = \delta_{z1} - \delta_{z1'} = 0.27 - 0.11 = 0.16 \text{ cm}$$

Έλεγχος

$$\Delta h_c < S/600 \Rightarrow 0.16 \text{ cm} < 3040/600 = 5.07 \text{ cm}, \text{ άρα η παραμόρφωση είναι αποδεκτή}$$

όπου S η απόσταση μεταξύ των δυο δοκών κύλισης:

$$S = 30.40 \text{ m} = 3040 \text{ cm}$$

- **Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία**

Όπως για την περίπτωση των ελέγχων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, θα ισχύσει η ίδια παραδοχή ότι το οριζόντιο φορτίο θα παραληφθεί από το άνω πέλμα της δοκού κυλίσεως.

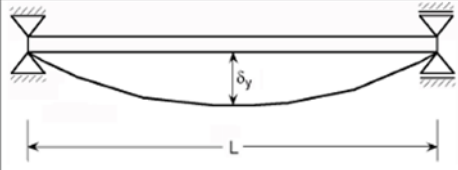
Ροπή αδρανείας άνω πέλματος (περί τον άξονα z)

$$I_z = I_{z,πέλμα} = \frac{t_f * b^3}{12} = \frac{2.8 * 30^3}{12} = 6300 \text{cm}^4$$

$$\delta_y = \frac{P * l^3}{48 * E * I_z} = \frac{18.14 * 600^3}{48 * 21000 * 6300} = 0.62 \text{cm}$$

όπου $P = H = 18.14 \text{kN}$

Πίνακας 4-3: Οριακή τιμή οριζόντιων παραμορφώσεων (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Πίνακας 7.7)

<p>α) Οριζόντια παραμόρφωση δ_y της δοκού κυλίσεως, μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς:</p> $\delta_y \leq L/600$	
---	---

Έλεγχος

$\delta_y < L/600 \Rightarrow 0.62 \text{cm} < 1 \text{cm}$, άρα η παραμόρφωση είναι αποδεκτή

- **Αποφυγή ταλάντωσης του κάτω πέλματος**

Ροπή αδρανείας κάτω πέλματος (περί τον άξονα z)

$$I_z = I_{z,πέλμα} = \frac{t_f * b^3}{12} = \frac{2.8 * 30^3}{12} = 6300 \text{cm}^4$$

Επιφάνεια κάτω πέλματος

$$A_{πέλμα} = b * t_f = 30 * 2.8 = 84 \text{cm}^2$$

Ακτίνα αδρανείας

$$i_z = \left(\frac{I_z}{A} \right)^{0.5} = \left(\frac{6300}{84} \right)^{0.5} = 8.66 \text{cm}$$

Λυγηρότητα

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{600}{8.66} = 69.28$$

Έλεγχος

$$\lambda_z < 250 \Rightarrow 69.28 < 250$$

άρα δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω πέλματος.

- **Περιορισμός της ευαισθησίας του κορμού έναντι λυγισμού**

Η λυγηρότητα των πλακών του κορμού πρέπει να περιορίζεται καθώς με την πιθανή ταλάντευση μπορεί να προκληθεί κόπωση του υλικού στις συνδέσεις κορμού-πέλματος ή κοντά σε αυτές.

Έλεγχος

$$h_{\text{κορμ}}/t_w = 390/14.5 = 26.90 < 120$$

Οπότε δεν υπάρχει ευαισθησία του κορμού έναντι ελαστικού λυγισμού κατά τη λειτουργία της γερανογέφυρας.

4.8 Έλεγχος σε κόπωση

Ιδεατά ισοδύναμα φορτία κοπώσεως

Ο έλεγχος σε κόπωση γίνεται με βάση ένα ιδεατό φορτίο κόπωσης, Q_e , το οποίο θεωρείται ότι επαναλαμβανόμενο 2×10^6 φορές αποδίδει το ίδιο αποτέλεσμα κόπωσης με την πραγματική φόρτιση της δοκού κύλισης.

Ισοδύναμα ιδεατά φορτία κόπωσης

$$Q_e = \lambda * \varphi_{\text{fat}} * Q_{\text{max}}$$

όπου ο συντελεστής λ προσδιορίζεται με βάση την κατηγορία κόπωσης S της γερανογέφυρας (Πίνακας 4-4), και η κατηγορία κόπωσης καθορίζεται σύμφωνα με τον τύπο της γερανογέφυρας (Πίνακας 4-5).

Στο κτήριο λειτουργεί γερανογέφυρα τύπου No12 (Πίνακας 4-5), που αντιστοιχεί σε κατηγορία κόπωσης S4.

Οπότε με βάση τον Πίνακα 4-4,

για ορθές τάσεις: $\lambda_i = 0.50$

για διατμητικές τάσεις: $\lambda_i = 0.66$

Πίνακας 4-4: Τιμές συντελεστή λ

Κατηγορίες S	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	S ₇	S ₈	S ₉
Ορθές τάσεις	0,198	0,250	0,315	0,397	0,500	0,630	0,794	1,00	1,260	1,587
Διατμητικές τάσεις	0,379	0,436	0,500	0,575	0,660	0,758	0,871	1,00	1,149	1,320

Πίνακας 4-5: Κατάταξη γερανογεφυρών σε κατηγορίες ανάρτησης και κόπωσης

Νο	Τύπος γερανού	Κατηγορία ανάρτησης	Κατηγορίες S
1	Χειροκίνητοι γερανοί	HC 1	S0, S1
2	Γερανοί συναρμολόγησης	HC 1, HC 2	S0, S1
3	Γερανοί σε υποσταθμούς ρεύματος	HC 1	S1, S2
4	Γερανοί αποθηκών – με διακοπτόμενη λειτουργία	HC 2	S4
5	Γερανοί αποθηκών, διασκόρπισης υλικών, μάντρες υλικών – με συνεχή λειτουργία	HC 3, HC 4	S6, S7
6	Γερανοί εργοταξίων	HC 2, HC 3	S3, S4
7	Υπερψωμένοι γερανοί, γερανοί κριού – με αρπάγη ή μαγνητική έλξη	HC 3, HC 4	S6, S7
8	Γερανοί χύτευσης	HC 2, HC 3	S6, S7
9	Γερανοί βυθιζόμενου άκρου	HC 3, HC 4	S7, S8
10	Γερανοί απόξυσης, πλήρωσης	HC 4	S8, S9
11	Γερανοί σφυρηλάτησης	HC 4	S6, S7
12	Γερανογέφυρες μεταφοράς, ημι-φορητοί γερανοί, φορητοί γερανοί με φορείο ή βαρούλκο – με λειτουργία βαρούλκου	HC 2	S4, S5
13	Γερανογέφυρες μεταφοράς, ημι-φορητοί γερανοί, φορητοί γερανοί με φορείο ή βαρούλκο – με αρπάγη ή μαγνητική έλξη	HC 3, HC 4	S6, S7
14	Γερανογέφυρα με σταθερούς ή κυλιόμενους μιάνες	HC 1	S3, S4
15	Γερανοί λιμένων, ολισθαίνοντες, προσαρμοζόμενοι – με λειτουργία βαρούλκου	HC 2	S3, S4
16	Γερανοί αποβαθρών, επιπλέοντες γερανοί, ρυθμιζόμενου επιπέδου – με βαρούλκο	HC 2	S4, S5
17	Γερανοί αποβαθρών, επιπλέοντες γερανοί, ρυθμιζόμενου επιπέδου – με αρπάγη	HC 3, HC 4	S6, S7
18	Επιπλέοντες γερανοί βαρέος φορτίου, γερανοί με δικτυωτό σκελετό	HC 1	S1, S2
19	Γερανοί εμπορευματοκιβωτίων πλοίων – με λειτουργία βαρούλκου	HC 2	S3, S4
20	Γερανοί εμπορευματοκιβωτίων πλοίων – με αρπάγη ή μαγνητική έλξη	HC 3, HC 4	S4, S5

Μέγιστη χαρακτηριστική τιμή του τροχού

$$Q_{\max} = Q_{r\max} = 85.98\text{kN}$$

(συνδυασμός 4, περισσότερο φορτιζόμενη δοκός)

δυναμικός συντελεστής κόπωσης

$$\begin{aligned} \varphi_{\text{fat}} &= \max\left\{\frac{1 + \varphi_1}{2}, \frac{1 + \varphi_2}{2}\right\} = \max\left\{\frac{1 + 1.1}{2}, \frac{1 + 1.134}{2}\right\} \\ &= \max\{1.05, 1.07\} = 1.07 \end{aligned}$$

Επομένως

για ορθές τάσεις:

$$Q_e = 0.5 * 1.07 * 85.98 = 46 \text{ kN}$$

για διατμητικές τάσεις:

$$Q_e = 0.66 * 1.07 * 85.98 = 60.72 \text{ kN}$$

Έλεγχος έναντι κόπωσης της συγκόλλησης άνω πέλματος-κορμού

Ορθές τάσεις

Ορθή τάση λόγω συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού

$$\sigma_1 = \frac{Q_e}{I_{\text{eff}} * t_w}$$

διαστάσεις τροχιάς: $h_r = 3 \text{ cm}$, $b_{fr} = 5 \text{ cm}$

Για έλεγχο έναντι κόπωσης λαμβάνεται υπόψη φθορά της τροχιάς το ήμισυ αυτής που θεωρήθηκε στο στάδιο ελέγχου της αντοχής συγκόλλησης, οπότε 12.5% φθορά της τροχιάς κατά το ύψος της, άρα μείωση: $\Delta_{tr} = 0.125 * h_r = 0.125 * 3 = 0.375 \text{ cm}$

Απόσταση του ανώτερου σημείου της τροχιάς από το ανώτερο σημείο του κορμού:

$$d_r = h_r - \Delta_{tr} + t_f = 3 - 0.375 + 2.8 = 5.425 \text{ cm}$$

Ενεργό πλάτος πέλματος:

$$b_{\text{eff}} = b_{fr} + d_r = 5 + 5.425 = 10.425 \text{ cm} < b_{\text{HEB500}} = 30 \text{ cm}$$

Ροπή αδρανείας του ενεργού πλάτους του πέλματος ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό του άξονα:

$$I_{f,\text{eff}} = \frac{b_{\text{eff}} * t_f^3}{12} = \frac{10.425 * 2.8^3}{12} = 19.07 \text{ cm}^4$$

Ροπή αδρανείας της τροχιάς ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό της άξονα:

$$I_r = \frac{b_{fr} * (h_r - \Delta_{tr})^3}{12} = \frac{5 * (3 - 0.375)^3}{12} = 7.54 \text{ cm}^4$$

Ροπή αδρανείας του ενεργού πλάτους και της τροχιάς:

$$I_{rf} = I_{f,\text{eff}} + I_r = 19.07 + 7.54 = 26.61 \text{ cm}^4$$

Ενεργό μήκος για τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλαμα (Πίνακας 4-6):

$$l_{\text{eff}} = 3.25 * \left(\frac{I_{\text{rf}}}{t_w}\right)^{1/3} = 3.25 * \left(\frac{26.61}{1.45}\right)^{1/3} = 8.57 \text{ cm}$$

Οπότε

$$\sigma_1 = \frac{Q_e}{l_{\text{eff}} * t_w} = \frac{46}{8.57 * 1.45} = 3.70 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Πίνακας 4-6 : Ενεργό μήκος κορμού l_{eff} (EN 1993-6:2007, Πίνακας 5.1)

Περίπτωση	Περιγραφή	Ενεργό φορτιζόμενο μήκος l_{eff}
(α)	Τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλαμα	$l_{\text{eff}} = 3,25 [I_{\text{rf}}/t_w]^{1/3}$
(β)	Τροχιά μη δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλαμα	$l_{\text{eff}} = 3,25 [I_r + I_{f,\text{eff}}/t_w]^{1/3}$
(γ)	Τροχιά τοποθετημένη επάνω σε ελαστομερές υπόστρωμα πάχους τουλάχιστον 6mm	$l_{\text{eff}} = 4,25 [I_r + I_{f,\text{eff}}/t_w]^{1/3}$

Ορθή τάση λόγω της εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου τροχού

Στρεπτική ροπή:

$$T_{\text{Ed}}' = Q_e * e_y = 46 * 1.25 = 57.5 \text{ kNcm}$$

όπου

$$e_y = \frac{1}{4} * b_r = \frac{1}{4} * 5 = 1.25 \text{ cm}$$

Άρα:

$$\sigma_2 = \sigma_{y2} * \frac{T_{\text{Ed}}'}{T_{\text{Ed}}} = 4.97 * \frac{57.5}{162.35} = 1.76 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Έλεγχος σε κόπωση λόγω των ορθών τάσεων

Διακύμανση ορθής τάσεως

$$\Delta\sigma_{E2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 3.70 + 1.76 = 5.46 \text{ kN/cm}^2$$

Για ελατές διατομές H, η κατηγορία λεπτομέρειας είναι 160 (Πίνακας 4-7), άρα $\Delta\sigma_c = 16 \text{ kN/cm}^2$

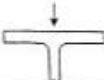
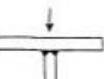
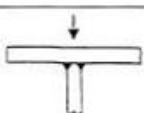
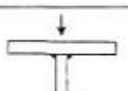
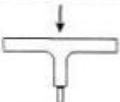

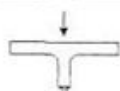
Συντελεστής ασφαλείας επί της ισοδύναμης διακύμανσης τάσεων: $\gamma_{\text{FF}} = 1$

Συντελεστής ασφαλείας επί της αντοχής έναντι κοπώσεως (Πίνακας 4-8): $\gamma_{\text{Mf}} = 1.35$

Έλεγχος

$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \Rightarrow 5.46 \leq \frac{16}{1.35} \Rightarrow 5.46 \leq 11.85, \text{ \acute{a}\rho\alpha \text{ επαρκεί}}$$

Πίνακας 4-7: Κατηγορίες κόπωσης ανάλογα με τη λεπτομέρεια σύνδεσης κορμού-πέλματος (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Πίνακας 7.8)

Κατηγορία λεπτομέρειας	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις της λεπτομέρειας
160		Ελατές I και H διατομές	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στον κορμό λόγω των φορτίων τροχού
71		Εσωραφές ταύ πλήρους διεισδύσεως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στην συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού
36		Εσωραφές ταύ μερικής διεισδύσεως ή εσωραφή ταύ ενεργού πλήρους διεισδύσεως σύμφωνα με την παράγρ. 6.6.6.3(1) του ENV 1993/1	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού
36*		Εξωραφές	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού
71		Πέλαμα μορφής ταύ με εσωραφή ταύ πλήρους διεισδύσεως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στη συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού
36		Πέλαμα μορφής ταύ με εσωραφές ταύ μερικής διεισδύσεως ή εσωραφές ταύ ενεργού πλήρους διεισδύσεως σύμφωνα με την παράγρ. 6.6.6.3(1) του ENV 1993/1	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού
36*		Πέλαμα μορφής ταύ με εξωραφές	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού

Πίνακας 4-8: Τιμές συντελεστή ασφαλείας γ_{Mf}

		Συνέπειες αστοχίας	
		Μικρές	Μεγάλες
$\gamma_{Mf,a}$	Μέθοδος εκτίμησης		
	Ανοχή βλαβών	1	1,15
	Ασφάλεια ζωής	1,15	1,35

Διατμητικές τάσεις

Θα ληφθούν υπόψη οι διατμητικές τάσεις από τη γενική και την τοπική ένταση.

Διατμητικές τάσεις από κάμψη

$$\tau_1 = \frac{Q_e}{h_w * t_w} = \frac{60.72}{39 * 1.45} = 1.07 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Πρόσθετη τοπική διατμητική τάση

Λαμβάνεται ίση με το 20% της ορθής τοπικής τάσης λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού, άρα:

$$\tau_2 = 0.20 * \sigma_1 = 0.20 * 3.70 = 0.74 \text{ kN/cm}^2$$

Διακύμανση διατμητικής τάσης

$$\Delta\tau_{E2} = \tau_1 + 2 * \tau_2 = 1.07 + 2 * 0.74 = 2.55 \text{ kN/cm}^2$$

Η συγκόλληση κορμού - πέλματος, με την υπόθεση ότι έχει εκτελεσθεί χειρωνακτικά, κατατάσσεται στην κατηγορία 100, άρα $\Delta\tau_c = 10 \text{ kN/cm}^2$

Έλεγχος

$$\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}} \Rightarrow 2.55 \leq \frac{10}{1.35} \Rightarrow 2.55 \leq 7.41, \text{ άρα επαρκεί}$$

Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων

Έλεγχος

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}}{\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}}{\frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}}} \right)^5 \leq 1$$

$$\Rightarrow \left(\frac{5.46}{11.85} \right)^3 + \left(\frac{2.55}{7.41} \right)^5 \leq 1$$

$$\Rightarrow 0.10 \leq 1, \text{ άρα επαρκεί}$$

5 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.1 Μόνιμα φορτία (G)

Μόνιμα είναι τα φορτία τα οποία αναπτύσσονται στην κατασκευή σε μια συγκεκριμένη χρονική περίοδο και για την οποία πρακτικά η μεταβολή του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, επικαλύψεις και επενδύσεις).

Στην παρούσα κατασκευή τα μόνιμα φορτία είναι τα εξής:

- Ίδιο βάρος χάλυβα: $g_k = 78.5 \text{ kN/m}^3$ (υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα Robot)
- Φορτία φύλλων επικάλυψης στέγης και πλευρικής επένδυσης που στην ουσία είναι το ίδιο βάρος των πάνελ που χρησιμοποιούνται για την επικάλυψη της.

Φύλλα επικάλυψης στέγης και πλευρικής επένδυσης

Τα φύλλα αυτά χρησιμοποιούνται για την επικάλυψη της στέγης και για την πλευρική επένδυση του φέροντος οργανισμού του κτηρίου. Είναι απαραίτητο να διαθέτουν ικανοποιητική αντοχή και να είναι επαρκώς αγκυρωμένα στα στοιχεία που στηρίζονται ώστε να είναι ικανά να μεταφέρουν σε αυτά τα φορτία του ανέμου. Πιο συγκεκριμένα, τα φύλλα επικάλυψης της στέγης μεταφέρουν τα φορτία στις τεγίδες ενώ τα φύλλα πλευρικής επένδυσης στις μηκίδες. Στο υπό μελέτη κτήριο χρησιμοποιήθηκαν θερμομονωτικά πάνελ στέγης και πλαγιοκάλυψης της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ (Σχήμα 5-1). Αναλυτικότερα, επιλέχθηκε πάνελ στέγης πάχους 100mm που αντιστοιχεί σε βάρος 0.11 kN/m^2 και πάνελ πλαγιοκάλυψης πάχους 60mm που αντιστοιχεί σε βάρος 0.10 kN/m^2 . Επιπλέον ορίστηκαν πρόσθετα μόνιμα φορτία στην στέγη 0.5 kN/m^2 . Επομένως το συνολικό μόνιμο φορτίο στην στέγη θα είναι 0.61 kN/m^2 . (Το βάρος της στέγης κατανέμεται ομοιόμορφα στις τεγίδες, ενώ το βάρος της πλαγιοκάλυψης ομοιόμορφα στις μηκίδες).



Σχήμα 5-1: Πάνελ στέγης και πλαγιοκάλυψης

5.2 Κινητά φορτία (Q)

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία λόγω της χρήσης του κτηρίου που οφείλονται στην παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Πιο συγκεκριμένα τα κινητά φορτία της κατασκευής είναι τα φορτία στέγης, τα φορτία χιονιού και τα φορτία ανέμου. Εξαιτίας της φύσης των φορτίων αυτών, δεν μπορεί να καθοριστεί επακριβώς το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, ενώ οι χαρακτηριστικές τιμές τους προκύπτουν από τους κανονισμούς. Τα κινητά φορτία λαμβάνονται ως ομοιόμορφα καταναμημένα και τοποθετούνται στον φορέα κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο.

5.2.1 Φορτίο στέγης

Οι στέγες κατηγοριοποιούνται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητά τους, όπως φαίνεται στον Πίνακα 5-1.

Πίνακας 5-1: Κατηγοριοποίηση στεγών (EN 1991-1-1:2002)

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη χρήση
H	Στέγες μη προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και επισκευή
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A-D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Η στέγη του βιομηχανικού κτηρίου της παρούσας μελέτης ανήκει στην κατηγορία H, δηλαδή πρόκειται για στέγη μη βατή, παρά μόνο για συντήρηση και επισκευή.

Για τις στέγες κατηγορίας H, οι τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων δίνονται στον Πίνακα 5-2.

Πίνακας 5-2: Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας Η (EN 1991-1-1:2002 , Πίνακας 6.10)

ΣΤΕΓΗ	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN/m ²]
Κατηγορία Η	0,00-1,00 (0,50)	0,90-1,50 (1,00)
Στις παρενθέσεις περιέχονται οι προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος		

Επιλέγεται ως κινητό φορτίο στέγης η τιμή του φορτίου που προτείνεται από το Εθνικό προσάρτημα, δηλαδή $q_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$, το οποίο θεωρείται ότι δρα σε όλη την επιφάνεια της στέγης.

5.2.2 Φορτίο χιονιού (S)

Τα φορτία χιονιού προσδιορίζονται με βάση μια συγκεντρωμένη τιμή φορτίου, ενώ σε περίπτωση στεγών με μεγάλη κλίση εφαρμόζονται μειώσεις. Στην προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνονται υπόψη περιπτώσεις όπου παρατηρείται αυξημένη χιονόπτωση σε υψηλότερα υψόμετρα ή τοπικά φαινόμενα λόγω μετατόπισης μεγάλου όγκου του χιονιού, γεγονός που ενδέχεται να οδηγήσει σε ολική ή μερική κατάρρευση της στέγης. Μια πιο αποτελεσματική προσέγγιση είναι η χρήση κατάλληλου χάρτη, που παρέχει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα καθορισμένο υψόμετρο και μια δεδομένη χρονική περίοδο επαναφοράς, ενώ στη συνέχεια μπορεί να εφαρμοστούν απαραίτητες διορθώσεις ώστε να προσαρμοστούν τα διαφορετικά, κατά τόπους, υψόμετρα ή η συνολική διάρκεια ζωής του έργου. Τα φορτία χιονιού καθορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EN 1991 - Μέρος 1-3. Στις διατάξεις αυτές περιέχονται λεπτομερώς οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την ανάλυση, ανάλογα με τον τρόπο εναπόθεσης του χιονιού πάνω στη στέγη. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια με υψόμετρο κάτω των 1500 m.

Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

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

όπου

$S_{k,0}$: χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (σε kN/m²)

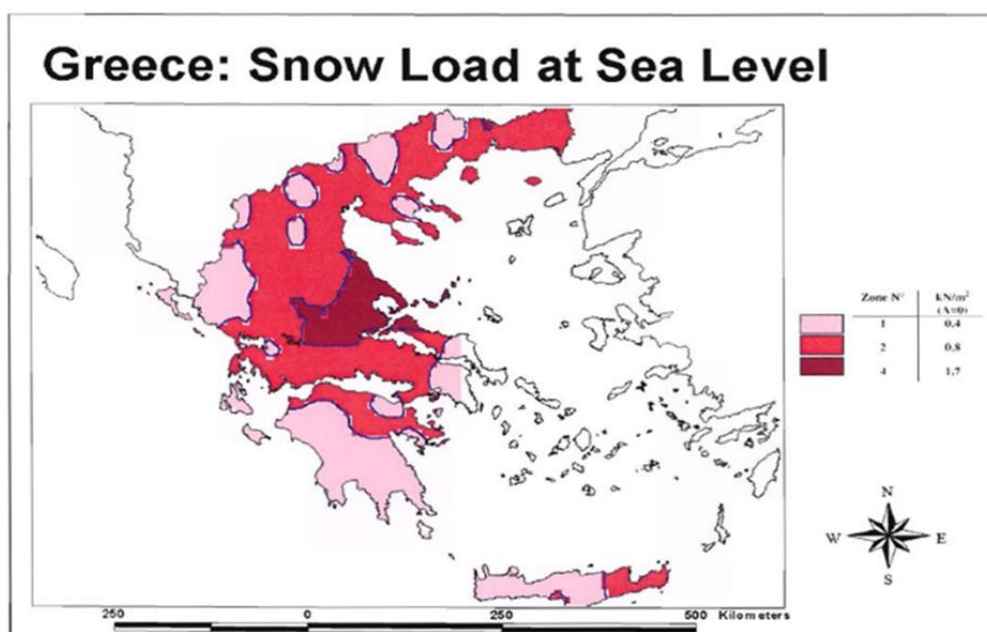
A : το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας (σε m)

Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου $S_{k,0}$

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του $S_{k,0}$ για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 - Μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $S_{k,0}$, θεωρώντας πως το έδαφος βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας. Οι ζώνες αυτές φαίνονται αναλυτικά στον Πίνακα 5-3 και γραφικά στο Σχήμα 5-2.

Πίνακας 5-3: Ζώνες κατανομής χιονιού για εκτίμηση του συντελεστή $S_{k,0}$ (EN 1991-1-3:2003, Παράρτημα C)

α/α	Ζώνη	Τιμή $S_{k,0}$	Περιοχές
1	Ζώνη I	Τιμή $S_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$	Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας
2	Ζώνη II	Τιμή $S_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$	Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια
3	Ζώνη III	Τιμή $S_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$	Υπόλοιπη χώρα



Σχήμα 5-2: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές (EN 1991-1-3:2003, Σχήμα C.4)

Το κτήριο βρίσκεται στο νομό Αχαΐας, άρα ανήκει στη Ζώνη III με $S_k = 0.8 \text{ kN/m}^2$ (Πίνακας 5-3). Επίσης θεωρείται πως είναι σε υψόμετρο $A=100\text{m}$ από τη στάθμη της θάλασσας.

Επομένως

$$S_k = S_{k,0} * \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0.8 * \left(1 + \left(\frac{100}{917} \right)^2 \right) = 0.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Φορτίο χιονιού για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

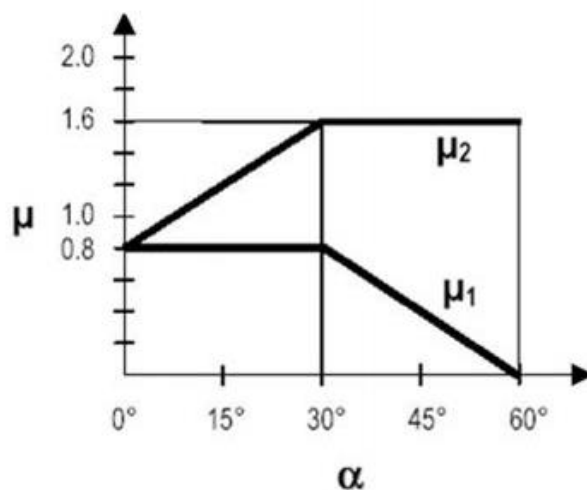
$$S = \mu * C_e * C_1 * S_k = 0.80 * 1 * 1 * 0.81 = 0.65 \text{ kN/m}^2$$

όπου

- συντελεστής μορφής χιονιού $\mu_1 = 0.80$, για κλίση στέγης $\alpha=10^\circ$ (Πίνακας 5-4, Σχήμα 5-3)
- συντελεστής έκθεσης $C_e = 1$ (για κανονικές συνθήκες)
- θερμικός συντελεστής $C_t = 1$ (για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης)

Πίνακας 5-4: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού (EN 1991-1-3:2003, Σχήμα 5.1)

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



Σχήμα 5-3: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού (EN 1991-1-3:2003)

5.2.3 Φορτία ανέμου (W)

Τα φορτία ανέμου στις μεταλλικές κατασκευές, έχουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξαρτήτως αν πρόκειται για μονώροφη ή πολυώροφη κατασκευή. Το μέγεθος των φορτίων αυτών εξαρτάται από την τοποθεσία του έργου, το ύψος της κατασκευής και το είδος του περιβάλλοντος χώρου. Τα φορτία ανέμου μεταβάλλονται με το χρόνο και ενδέχεται να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για δύσκαμπτες κατασκευές η δυναμική αυτή επίδραση έχει μικρή επιρροή, οπότε τα φορτία του ανέμου θεωρούνται ως στατικά. Αντιθέτως για εύκαμπτες κατασκευές η δυναμική επίδραση είναι ιδιαίτερα μεγάλη, επομένως πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά. Η κυριότερη παράμετρος για τον προσδιορισμό των φορτίων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Ο σχεδιασμός που πραγματοποιείται για τη διάρκεια ζωής του έργου λαμβάνει υπόψη τη μέγιστη ταχύτητα του ανέμου.

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

- Η γενική τοπογραφία της περιοχής
- Η γεωγραφική θέση της κατασκευής
- Η φυσική θέση της κατασκευής
- Το σχήμα της κατασκευής
- Οι διαστάσεις της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου

Βασική ταχύτητα ανέμου

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$$

όπου

$$C_{dir} = 1 \text{ (συντελεστής διεύθυνσης)}$$

$$C_{season} = 1 \text{ (συντελεστής εποχής)}$$

$V_{b,0}$ (θεμελιώδης βασική ταχύτητα του ανέμου): $V_{b,0} = 33 \text{ m/s}$ για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10 Km από την ακτή, και $V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ για την υπόλοιπη χώρα.

Το κτήριο θεωρείται πως βρίσκεται σε απόσταση άνω των 10km από την ακτή, οπότε $V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$.

Επομένως

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} = 1 * 1 * 27 = 27 \text{ m/s}$$

Κατηγορία εδάφους

Το έδαφος θεωρείται κατηγορίας II (περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων), άρα με βάση τον Πίνακα 5-5:

$$z_{\min} = 2\text{m} \text{ (ελάχιστο ύψος)}$$

$$z_0 = 0.05 \text{ (μήκος τραχύτητας)}$$

$$z_{0,II} = 0.05$$

Πίνακας 5-5: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους		z_0 (m)	z_{\min} (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή	0,003	1
I	Λίμνη ή επίπεδη και οριζόντια περιοχή με αμελητέα βλάστηση χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) που απέχουν τουλάχιστον 20 φορές το ύψος τους	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική βλάστηση ή κτίρια ή μεμονωμένα εμπόδια που απέχουν τουλάχιστον 20 φορές το ύψος τους (χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειάς της έχει κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m.	1	10

Συντελεστής εδάφους

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 * \left(\frac{0.05}{0.05} \right)^{0.07} = 0.19$$

Ύψος αναφοράς

Το ύψος αναφοράς για τη στέγη είναι ίσο με το συνολικό ύψος του κτηρίου από το έδαφος έως τον κορφιά, δηλαδή $z = 12.80\text{m}$

Συντελεστής τραχύτητας

$$C_r(z) = k_r * \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

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

Έλεγχος

$$2\text{m} \leq 12.80\text{m} \leq 200\text{m}$$

Οπότε

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 * \ln\left(\frac{12.80}{0.05}\right) = 1.05$$

Μέση ταχύτητα του ανέμου

$$V_m(z) = C_r(z) * C_0(z) * V_b = 1.05 * 1 * 27 = 28.35 \text{ m/s}$$

όπου

$$C_0(z) = 1 \text{ (συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους)}$$

Ένταση στροβιλισμού

$$I_v(z) = \frac{k_1}{C_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

$$I_v(z) = \frac{k_1}{C_0(z) * \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \text{ για } z \leq z_{\min}$$

όπου

$$k_1 = 1 \text{ (συντελεστής στροβιλισμού)}$$

Έλεγχος

$$2\text{m} \leq 12.80\text{m} \leq 200\text{m}$$

Επομένως

$$I_v(z) = \frac{k_1}{C_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{12.80}{0.05}\right)} = 0.18$$

πίεση ταχύτητας αιχμής

$$\begin{aligned} q_p(z) &= (1 + 7 * I_v(z)) * 0.5 * \rho * V_m(z)^2 \\ &= (1 + 7 * 0.18) * 0.5 * 0.00125 * 28.35^2 \\ &= 1.13 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

όπου

$$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3 = 0.00125 \text{ Mg/m}^3 \text{ (πυκνότητα αέρα)}$$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Πίνακας 5-6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} κατακόρυφων επιφανειών για $\theta = 0^\circ$ (EN 1991-1-4:2005, Πίνακας 7.1)

ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.3	

Υπολογισμός

$$h/d = 12.80/32 = 0.4$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

Πίνακας 5-7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για $h/d = 0.4$ ($\theta = 0^\circ$)

Ζώνες	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1.2	-0.8	-0.5	0.72	-0.34

Εξωτερική πίεση

$$W_e = q_p(z) * c_{pe}$$

όπου

$$q_p(z) = 1.13 \text{ KN/m}^2 \text{ (υπολογίστηκε)}$$

Επομένως

Πίνακας 5-8: Εξωτερική πίεση W_e για $\theta = 0^\circ$

Ζώνες	A	B	C	D	E
W_e	-1.36	-0.90	-0.56	0.81	-0.38

Εσωτερική πίεση

$$W_i = q_p(z) * c_{pi}$$

όπου c_{pi} συντελεστής εσωτερικής πίεσης

$$c_{p,0.2} = 0.2 \rightarrow W_{0.2} = 0.2 * 1.13 = 0.23$$

$$c_{p,-0.3} = -0.3 \rightarrow W_{-0.3} = (-0.3) * 1.13 = -0.34$$

Τελική πίεση

$$W = W_e - W_i$$

$$W_1 = W_e - W_{0.2}$$

$$W_2 = W_e - W_{-0.3}$$

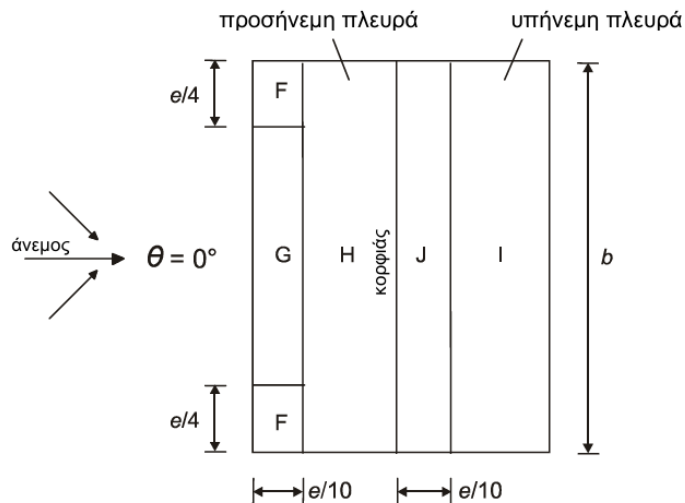
Οπότε

Πίνακας 5-9: Τελικές πιέσεις W_1, W_2 για $\theta = 0^\circ$

Ζώνες	A	B	C	D	E
W_1	-1.59	-1.13	-0.79	0.58	-0.61
W_2	-1.02	-0.56	-0.22	1.15	0

Οι τελικές πιέσεις εφαρμόζονται στις μηκίδες, με πλάτος επιρροής 1.25m στις ακραίες, και 2.5m στις υπόλοιπες.

❖ **Ζώνες στην άνω όψη του κτηρίου**



Σχήμα 5-5: Συντελεστές για δικλινείς στέγες και $\theta = 0^\circ$ (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.8)

$$h = 12.80\text{m}$$

$$b = 48\text{m}$$

$$d = 32\text{m}$$

$$\text{κλίση } 10^\circ$$

$$e = \min(b, 2 * h) = \min(48, 2 * 12.80) = \min(48, 25.60) = 25.60$$

Εμβαδά ζωνών

$$A_F = (2.56 * 6.40) / \cos 10 = 16.64\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_G = (2.56 * 35.20) / \cos 10 = 91.50\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_H = A_I = (13.44 * 48) / \cos 10 = 655.07\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_J = (2.56 * 48) / \cos 10 = 124.77\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

Έλεγχος

$$A_i > 10\text{m}^2 \Rightarrow c_{pe} = c_{pe10}$$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Πίνακας 5-10: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για $\theta = 0^\circ$ (EN 1991-1-4:2005, Πίνακας 7.4a)

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

Για $\alpha=10^\circ$, με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

Πίνακας 5-11: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για $\alpha=10^\circ$ ($\theta = 0^\circ$)

Ζώνες	F	G	H	I	J
c_{pe}	-1.3	-1	-0.45	-0.5	-0.4

Εξωτερική πίεση

$$W_e = q_p(z) * c_{pe}$$

όπου

$$q_p(z) = 1.13 \text{ KN/m}^2 \text{ (υπολογίστηκε)}$$

Επομένως:

Πίνακας 5-12: Εξωτερική πίεση W_e για $\theta = 0^\circ$

Ζώνες	F	G	H	I	J
W_e	-1.47	-1.13	-0.51	-0.56	-0.45

Εσωτερική πίεση

$$W_i = q_p(z) * c_{pi}$$

όπου c_{pi} : συντελεστής εσωτερικής πίεσης

$$c_{p,0.2} = 0.2 \rightarrow W_{0.2} = 0.2 * 1.13 = 0.23$$

$$c_{p,-0.3} = -0.3 \rightarrow W_{-0.3} = (-0.3) * 1.13 = -0.34$$

Τελική πίεση

$$W = W_e - W_i$$

$$W_1 = W_e - W_{0.2}$$

$$W_2 = W_e - W_{-0.3}$$

Οπότε:

Πίνακας 5-13: Τελικές πιέσεις W_1, W_2 για $\theta = 0^\circ$

Ζώνες	F	G	H	I	J
W_1	-1.70	-1.36	-0.74	-0.79	-0.68
W_2	-1.13	-0.79	-0.17	-0.22	-0.11

Οι τελικές πιέσεις εφαρμόζονται στις τεγίδες, με πλάτος επιρροής 1m στις ακραίες, και 2m στις υπόλοιπες.

• **Διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$ (παράλληλη στον κορφιά)**

❖ **Ζώνες στην μεγάλη όψη του κτηρίου**

$$h = 12.80\text{m}$$

$$b = 32\text{m}$$

$$d = 48\text{m}$$

$$e = \min(b, 2 * h) = \min(32, 2 * 12.80) = \min(32, 25.60) = 25.60$$

Έλεγχος

$$e < d \Rightarrow 25.60 < 32, \text{ άρα ζώνες A, B, C}$$

Εμβαδά ζωνών

$$A_A = 5.12 * 10 = 51.2\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_B = 20.48 * 10 = 204.8\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_C = 22.4 * 10 = 224\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_D = A_E = 32 * 10 = 320\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

Έλεγχος

$$A_i > 10\text{m}^2 \Rightarrow c_{pe} = c_{pe10}$$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Πίνακας 5-14: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} κατακόρυφων επιφανειών για $\theta = 90^\circ$ (EN 1991-1-4:2005, Πίνακας 7.1)

ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		0.8	1	-0.3	

Υπολογισμός

$$h/d = 12.80/48 = 0.27$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

Πίνακας 5-15: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για $h/d = 0.27$ ($\theta = 90^\circ$)

Ζώνες	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3

Εξωτερική πίεση

$$W_e = q_p(z) * c_{pe}$$

όπου

$$q_p(z) = 1.13 \text{ KN/m}^2 \text{ (υπολογίστηκε)}$$

Επομένως:

Πίνακας 5-16: Εξωτερική πίεση W_e για $\theta = 90^\circ$

Ζώνες	A	B	C	D	E
W_e	-1.36	-0.90	-0.56	0.79	-0.34

Εσωτερική πίεση

$$W_i = q_p(z) * c_{pi}$$

όπου c_{pi} συντελεστής εσωτερικής πίεσης

$$c_{p,0.2} = 0.2 \rightarrow W_{0.2} = 0.2 * 1.13 = 0.23$$

$$c_{p,-0.3} = -0.3 \rightarrow W_{-0.3} = (-0.3) * 1.13 = -0.34$$

Τελική πίεση

$$W = W_e - W_i$$

$$W_3 = W_e - W_{0.2}$$

$$W_4 = W_e - W_{-0.3}$$

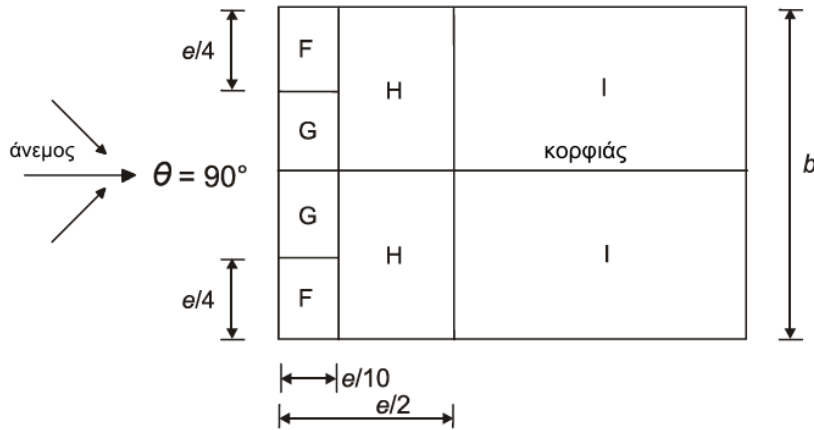
Οπότε:

Πίνακας 5-17: Τελικές πιέσεις W_3 , W_4 για $\theta = 90^\circ$

Ζώνες	A	B	C	D	E
W_3	-1.59	-1.13	-0.79	0.56	-0.57
W_4	-1.02	-0.56	-0.22	1.13	0

Οι τελικές πιέσεις εφαρμόζονται στις μηκίδες, με πλάτος επιρροής 1.25m στις ακραίες, και 2.5m στις υπόλοιπες.

❖ Ζώνες στην άνω όψη του κτηρίου



Σχήμα 5-6: Συντελεστές για δίκλινείς στέγες και $\theta = 90^\circ$ (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.8)

$$h = 12.80\text{m}$$

$$b = 32\text{m}$$

$$d = 48\text{m}$$

$$\kappa\lambda\iota\sigma\eta\ 10^\circ$$

$$e = \min(b, 2 * h) = \min(32, 2 * 12.80) = \min(32, 25.60) = 25.60$$

Εμβαδά ζωνών

$$A_F = (2.56 * 6.40) / \cos 10 = 16.64\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_G = (2.56 * 9.6) / \cos 10 = 24.96\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_H = (10.24 * 16) / \cos 10 = 166.37\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_I = (35.2 * 16) / \cos 10 = 571.89\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$A_i > 10\text{m}^2 \Rightarrow c_{pe} = c_{pe10}$$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Πίνακας 5-18: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για $\theta = 90^\circ$ (EN 1991-1-4:2005, Πίνακας 7.4b)

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	

Για $\alpha=10^\circ$, με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

Πίνακας 5-19: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για $\alpha=10^\circ$ ($\theta = 90^\circ$)

Ζώνες	F	G	H	I
c_{pe}	-1.45	-1.3	-0.65	-0.55

Εξωτερική πίεση

$$W_e = q_p(z) * c_{pe}$$

όπου

$$q_p(z) = 1.13 \text{ KN/m}^2 \text{ (υπολογίστηκε)}$$

Επομένως:

Πίνακας 5-20: Εξωτερική πίεση W_e για $\theta = 90^\circ$

Ζώνες	F	G	H	I
W_e	-1.64	-1.47	-0.73	-0.62

Εσωτερική πίεση

$$W_i = q_p(z) * c_{pi}$$

όπου c_{pi} συντελεστής εσωτερικής πίεσης

$$c_{p,0.2} = 0.2 \rightarrow W_{0.2} = 0.2 * 1.13 = 0.23$$

$$c_{p,-0.3} = -0.3 \rightarrow W_{-0.3} = (-0.3) * 1.13 = -0.34$$

Τελική πίεση

$$W = W_e - W_i$$

$$W_3 = W_e - W_{0.2}$$

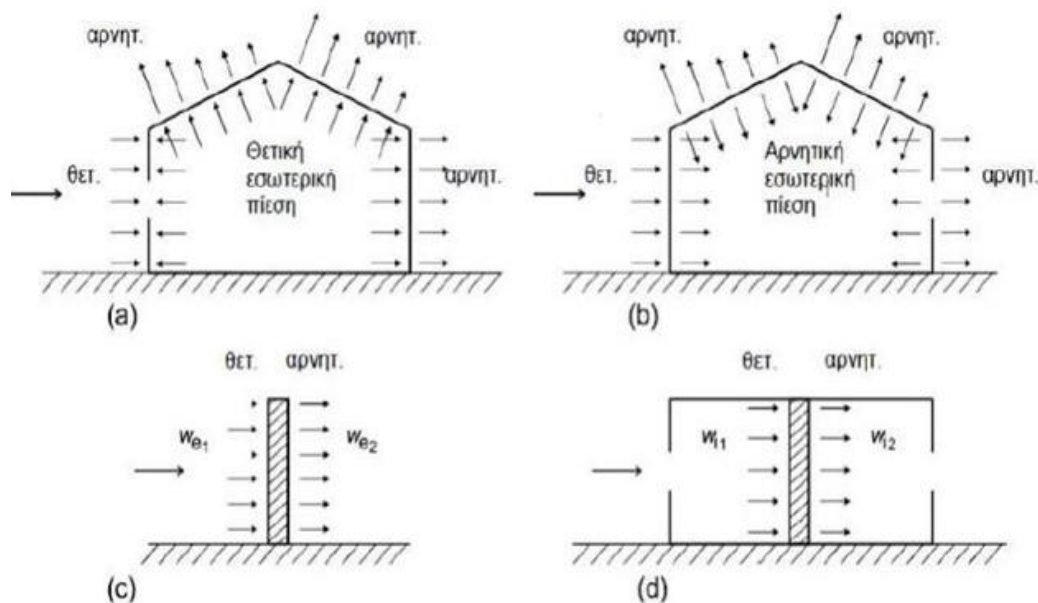
$$W_4 = W_e - W_{-0.3}$$

Οπότε:

Πίνακας 5-21: Τελικές πιέσεις W_3 , W_4 για $\theta = 90^\circ$

Ζώνες	F	G	H	I
W_3	-1.87	-1.7	-0.96	-0.85
W_4	-1.3	-1.13	-0.39	-0.28

Οι τελικές πιέσεις εφαρμόζονται στις τεγίδες, με πλάτος επιρροής 1m στις ακραίες, και 2m στις υπόλοιπες.

Διεύθυνση φοράς των τελικών πιέσεων

Σχήμα 5-7: Πιέσεις επί των επιφανειών (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 5.1)

5.3 Σεισμικά φορτία

Όταν γίνεται σεισμός δημιουργούνται στο έδαφος τόσο οριζόντιες όσο και κατακόρυφες επιταχύνσεις, που με την σειρά τους αναπτύσσουν αδρανειακές δυνάμεις στις κατασκευές. Από τις δυνάμεις αυτές κυριότερες είναι οι οριζόντιες καθώς έχουν μεγαλύτερο μέγεθος, ωστόσο υπό ορισμένες συνθήκες ενδέχεται και οι κατακόρυφες να είναι καταστροφικές. Στην Ελλάδα οι σεισμικές δράσεις αποτελούν συχνό φαινόμενο και γι' αυτόν τον λόγο δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού λογίζονται οι ταλαντώσεις που προκαλούνται στην κατασκευή λόγω του σεισμού. Οι δράσεις αυτές θεωρούνται τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις ούτε επίσης με τις δράσεις που προκαλούνται από τον άνεμο. Η ανάλυση της υπό μελέτης κατασκευής πραγματοποιείται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EN1998-1. Οι διατάξεις αυτές εξασφαλίζουν ότι σε περίπτωση σεισμού η κατασκευή δεν θα καταρρεύσει και οι βλάβες θα είναι περιορισμένες.

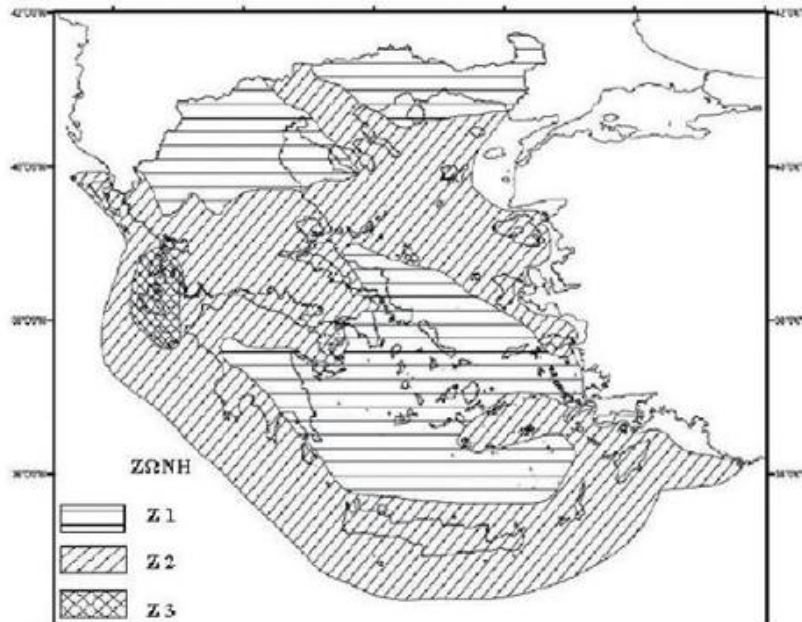
5.3.1 Συντελεστής σπουδαιότητας

Πίνακας 5-22: Συντελεστές σπουδαιότητας (EC8, Πίνακας 1.2.1)

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_1
I	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0,80
II	Σύνηθες	1,00
III	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού)	1,20
IV	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1,40

Το κτήριο κατατάσσεται στην κατηγορία II, επομένως ο συντελεστής σπουδαιότητας θα είναι $\gamma_1 = 1.00$

5.3.2 Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού



Σχήμα 5-8: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα (ΕΑΚ 2000, Σχήμα 2.2)

Πίνακας 5-23: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους α_{gR} ανά ζώνη

Ζώνη	α_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Η κατασκευή εδράζεται στο νομό Αχαΐας άρα η σεισμική ζώνη επικινδυνότητας είναι Z2 (Σχήμα 5-8), που αντιστοιχεί σε σεισμική επιτάχυνση του εδάφους $\alpha_{gR} = 0.24g$ (Πίνακας 5-23)

Επομένως η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού θα είναι:

$$\alpha_g = \gamma_1 * \alpha_{gR} = 1.00 * 0.24g = 0.24g$$

5.3.3 Κατηγορία εδάφους

Πίνακας 5-24: Κατηγορίες εδάφους (EC8, Πίνακας 1.2.3)

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1

Σύμφωνα με τον Πίνακα 5-24, το κτήριο θεωρείται πως θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας B.

5.3.4 Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $S_e(T)$ στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \times a_g$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right]$$

όπου

α_g : εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

S : συντελεστής εδάφους

q : συντελεστής συμπεριφοράς

T : περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

T_B : περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C : περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

β : συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN1998-1 παρ3.2.2.5(4) προκύπτει $\beta=0.20$.

Πίνακας 5-25: Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος (EC8)

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,15	0,4	2,5
B	1,20	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,40	0,15	0,5	2,5

Το κτήριο είναι κατηγορίας B οπότε σύμφωνα με τον Πίνακα 5-25 ισχύουν τα εξής:

$$S = 1.20, T_B = 0.15\text{sec}, T_C = 0.5\text{sec}, T_D = 2.5\text{sec}$$

Συντελεστής συμπεριφοράς

Πίνακας 5-26: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q για πλαίσιωτές κατασκευές (EC8)

Τύπος ¹	ΚΠΜ				ΚΠΥ			
	Κανονικότητα				Κανονικότητα			
	οριζόντια & κατακ.	μόνο οριζόντια	μόνο κατακ.	χωρίς κανονικότητα	οριζόντια & κατακ.	μόνο οριζόντια	μόνο κατακ.	χωρίς κανονικότητα
A	3.30	2.64	3.15	2.52	4.95	3.96	4.20	3.36
B	3.60	2.88	3.30	2.64	5.40	4.32	4.95	3.96
Γ	3.90	3.12	3.45	2.76	5.85	4.68	5.17	4.14

¹ A = Μονώροφα κτίρια

B = Πολυώροφα κτίρια με πλαίσια ενός ανοίγματος

Γ = Πολυώροφα κτίρια με πλαίσια ή διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαίσια πολλά ανοιγμάτων

Ο συντελεστής συμπεριφοράς σύμφωνα με τον Πίνακα 5-26, λόγω της παρουσίας διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας, είναι $q = 3.30$. Ωστόσο για την αποφυγή των ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή και για τις δυο διευθύνσεις, δηλαδή $q = 1.5$.

Όλα τα παραπάνω δεδομένα της σεισμικής δράσης εισάγονται στο Robot, και με βάση τη μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC υπολογίζονται οι ιδιομορφές.

5.3.5 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Σκοπός αυτής της μεθόδου είναι το άθροισμα των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών κατά τις διευθύνσεις X και Y να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του κτηρίου. Για να επιτευχθεί αυτό συνολικά χρησιμοποιήθηκαν 45 ιδιομορφές (Πίνακας 5-27). Πιο συγκεκριμένα, το επιθυμητό άθροισμα ιδιομορφικών μαζών προέκυψε κατά τη διεύθυνση X στην 45η ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0.22s$ και ποσοστό $\Sigma_x = 91.19\%$, ενώ κατά τη διεύθυνση Y στην 11η ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0.28s$ και ποσοστό $\Sigma_y = 91.72\%$.

Πίνακας 5-27: Ιδιομορφικές μάζες (Robot Structural Analysis)

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
48/ 1	0.03	34.00	0,01	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 2	1,65	0,61	83,99	0,00	0,01	83,97	0,00	0,01	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 3	1,94	0,52	83,99	69,28	0,43	0,00	69,28	0,42	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 4	2,01	0,50	83,99	69,80	48,36	0,00	0,52	47,94	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 5	2,08	0,48	84,06	70,53	48,40	0,07	0,73	0,04	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 6	2,15	0,46	84,06	81,76	49,39	0,00	11,22	0,99	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 7	2,31	0,43	84,06	85,77	51,35	0,00	4,01	1,95	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 8	2,89	0,35	84,06	86,34	51,35	0,00	0,58	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 9	3,40	0,29	84,13	87,25	51,35	0,06	0,90	0,01	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 10	3,41	0,29	84,47	87,28	51,35	0,35	0,03	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 11	3,54	0,28	84,47	91,72	51,35	0,00	4,44	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 12	3,79	0,26	84,67	91,73	51,35	0,19	0,01	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 13	3,81	0,26	84,67	91,73	51,41	0,00	0,00	0,06	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 14	3,86	0,26	84,68	91,73	51,41	0,01	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 15	3,86	0,26	84,75	91,73	51,41	0,07	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 16	3,86	0,26	84,77	91,73	51,41	0,01	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 17	3,86	0,26	84,77	91,74	51,41	0,00	0,01	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 18	3,86	0,26	84,77	91,74	51,41	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 19	3,86	0,26	84,77	91,74	51,41	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 20	3,86	0,26	84,78	91,74	51,41	0,01	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 21	3,86	0,26	84,78	91,74	51,41	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 22	3,86	0,26	84,80	91,74	51,41	0,02	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 23	3,86	0,26	84,81	91,74	51,41	0,01	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 24	3,86	0,26	84,81	91,74	51,41	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 25	3,86	0,26	84,81	91,74	51,41	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 26	3,86	0,26	84,81	91,74	51,41	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 27	3,86	0,26	84,81	91,74	51,41	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 28	3,86	0,26	84,82	91,74	51,41	0,01	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 29	3,86	0,26	84,82	91,74	51,42	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 30	3,86	0,26	84,82	91,74	51,42	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 31	3,86	0,26	84,82	91,74	51,42	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 32	3,86	0,26	84,82	91,74	51,42	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 33	3,86	0,26	84,82	91,74	51,42	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 34	3,86	0,26	84,82	91,74	51,42	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 35	3,86	0,26	84,82	91,74	51,42	0,00	0,00	0,01	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 36	3,86	0,26	84,82	91,75	51,42	0,00	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 37	3,86	0,26	84,83	91,75	51,42	0,01	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 38	3,92	0,26	84,83	94,32	51,42	0,00	2,57	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 39	3,94	0,25	85,44	94,38	51,42	0,61	0,06	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 40	4,00	0,25	85,46	94,38	51,42	0,03	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 41	4,16	0,24	85,56	94,38	51,42	0,09	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 42	4,21	0,24	85,64	94,38	51,42	0,08	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 43	4,25	0,24	85,65	94,39	51,42	0,01	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 44	4,49	0,22	85,68	94,39	51,42	0,03	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 45	4,54	0,22	91,19	94,39	51,43	5,51	0,00	0,01	262593,77	262593,77	262593,77

5.4 Συνδυασμοί φορτίσεων

5.4.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

- Δυσμενής συνδυασμός (καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές)

κύρια φόρτιση το κινητό φορτίο

$$1.35G_{\gamma\epsilon\rho} + 1.35G + 1.50Q_{\gamma\epsilon\rho} + 1.50Q + 0.75S + 0.9W$$

κύρια φόρτιση ο άνεμος

$$1.35G_{\gamma\epsilon\rho} + 1.35G + 1.50Q_{\gamma\epsilon\rho} + 1.05Q + 0.75S + 1.5W$$

κύρια φόρτιση το χιόνι

$$1.35G_{\gamma\epsilon\rho} + 1.35G + 1.50Q_{\gamma\epsilon\rho} + 1.05Q + 1.5S + 0.9W$$

κύρια φόρτιση το φορτίο γερανογέφυρας

$$1.35G_{\gamma\epsilon\rho} + 1.35G + 1.50Q_{\gamma\epsilon\rho} + 1.05Q + 0.75S + 0.9W$$

όπου οι συντελεστές για τα φορτία $Q_{\gamma\epsilon\rho}$, Q , S , W , δίνονται στον Πίνακα 5-28.

Πίνακας 5-28: Συντελεστές για τα φορτία

συντελεστής	$Q_{\gamma\epsilon\rho}$	Q	S	W
ψ_0	1	0.7	0.5	0.6
$1.5 * \psi_0$	1.50	1.05	0.75	0.9

- Ευμενής συνδυασμός (τυχηματικές καταστάσεις)

$$1G + 1.5W$$

- Σεισμικός συνδυασμός (καταστάσεις σεισμού)

Σεισμική δράση κατά x

$$G_{\gamma\epsilon\rho} + G + 0.62Q_{\gamma\epsilon\rho} + 0.3Q + E_x + 0.3E_y$$

$$G_{\gamma\epsilon\rho} + G + 0.62Q_{\gamma\epsilon\rho} + 0.3Q + E_x - 0.3E_y$$

$$G_{\gamma\epsilon\rho} + G + 0.62Q_{\gamma\epsilon\rho} + 0.3Q - E_x + 0.3E_y$$

$$G_{\gamma\epsilon\rho} + G + 0.62Q_{\gamma\epsilon\rho} + 0.3Q - E_x - 0.3E_y$$

Σεισμική δράση κατά y

$$G_{\gamma\epsilon\rho} + G + 0.62Q_{\gamma\epsilon\rho} + 0.3Q + 0.3E_x + E_y$$

$$G_{\gamma\epsilon\rho} + G + 0.62Q_{\gamma\epsilon\rho} + 0.3Q - 0.3E_x + E_y$$

$$G_{\gamma\epsilon\rho} + G + 0.62Q_{\gamma\epsilon\rho} + 0.3Q + 0.3E_x - E_y$$

$$G_{\gamma\epsilon\rho} + G + 0.62Q_{\gamma\epsilon\rho} + 0.3Q - 0.3E_x - E_y$$

όπου, συντελεστής για το φορτίο γερανογέφυρας $Q_{\gamma\epsilon\rho}$:

$$\psi_2 = \frac{Q_c + G_c}{Q_c + Q_{\text{nom}}} = \frac{132.43 + 10.8}{132.43 + 98.1} = 0.62$$

5.4.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

κύρια φόρτιση το κινητό φορτίο

$$1G_{\gamma\epsilon\rho} + 1G + 1Q_{\gamma\epsilon\rho} + 1Q + 0.5S + 0.6W$$

κύρια φόρτιση το χιόνι

$$1G_{\gamma\epsilon\rho} + 1G + 1Q_{\gamma\epsilon\rho} + 1Q + 1S + 0.6W$$

κύρια φόρτιση ο άνεμος


$$1G_{\gamma\epsilon\rho} + 1G + 1Q_{\gamma\epsilon\rho} + 1Q + 0.5S + 1W$$

6 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ ΦΟΡΕΑ

6.1 Υποστυλώματα

Διατομή HEA600

Πίνακας 6-1: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Robot Structural Analysis)



HEA 600

Code 1 υποστυλώματα
 Bar: 70 υποστυλώματα_70
 Point / Coordinate: 3 / x = 0.50 L = 5.00 m
 Load case: 19 COMB8 (3+1)*1.35+4*1.05+7*0.90+(5+2)*1.50


Section OK

Simplified results Detailed results


FORCES

N,Ed = 282.42 kN	My,Ed = 110.01 kN*m	Mz,Ed = -0.05 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 6227.60 kN	My,Ed,max = 1135.88 kN*m	Mz,Ed,max = 0.58 kN*m	Vy,T,Rd = 2592.26 kN
Nb,Rd = 5302.77 kN	My,c,Rd = 1471.43 kN*m	Mz,c,Rd = 317.81 kN*m	Vz,Ed = 202.14 kN
	MN,y,Rd = 1471.43 kN*m	MN,z,Rd = 317.81 kN*m	Vz,T,Rd = 1479.84 kN
	Mb,Rd = 1471.43 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Class of section = 1


LATERAL BUCKLING

	z = 0.00 Lcr,upp = 0.63 m	Mcr = 43430.96 kN*m Lam_LT = 0.18	Curve,LT - a fi,LT = 0.52
			XLT = 1.00

BUCKLING y

	Ly = 10.00 m Lcr,y = 15.00 m Lamy = 60.07	Lam_y = 0.69 Xy = 0.85 kyy = 1.02
---	---	---

BUCKLING z

	Lz = 2.50 m Lcr,z = 2.50 m Lamz = 35.44	Lam_z = 0.41 Xz = 0.92 kyz = 0.68
---	---	---

SECTION CHECK

My,Ed/MN,y,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.14 < 1.00 (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 60.07 < Lam,max = 210.00 Lamz = 35.44 < Lam,max = 210.00 STABLE
 N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.84 < 1.00 (6.3.3.(4))


Πίνακας 6-2: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Robot Structural Analysis)

Member node displacements	
	$v_x = 2.8 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm}$ Verified Governing load case: 40 COMB29 (3+1+2+4+5)*1.00+7*0.60
	$v_y = 0.4 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm}$ Verified Governing load case: 44 COMB33 (3+1+2+4+8)*1.00+5*0.50

6.2 Μετωπικοί στύλοι

Διατομή HEA280

Πίνακας 6-3: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση (Robot Structural Analysis)



HEA 280

Code 2 μετωπικοί στύλοι

Bar: 331

Point / Coordinate: 2 / x = 0.10 L = 1.25 m

Load case: 26 COMB15 (3+1)*1.35+4*1.05+(9+2)*1.50+5*0.75

Section OK

Simplified results
Detailed results

FORCES

N,Ed = 14.91 kN	My,Ed = -45.57 kN*m	Mz,Ed = -0.05 kN*m	Vy,Ed = 0.04 kN
Nc,Rd = 2674.77 kN	My,Ed,max = -159.10 kN*m	Mz,Ed,max = 2.58 kN*m	Vy,c,Rd = 1295.33 kN
Nb,Rd = 528.46 kN	My,c,Rd = 305.89 kN*m	Mz,c,Rd = 142.49 kN*m	Vz,Ed = -36.45 kN
	MN,y,Rd = 305.89 kN*m	MN,z,Rd = 142.49 kN*m	Vz,c,Rd = 504.01 kN
	Mb,Rd = 222.08 kN*m		

Class of section = 2

LATERAL BUCKLING

	z = 0.00	Mcr = 367.79 kN*m	Curve,LT - a
	Lcr,low = 12.10 m	Lam_LT = 0.91	XLT = 0.73
			fi,LT = 0.99

BUCKLING y

	Ly = 12.10 m	Lam_y = 1.18
	Lcr,y = 12.10 m	Xy = 0.49
	Lamy = 102.05	kyy = 1.02

BUCKLING z

	Lz = 12.10 m	Lam_z = 1.99
	Lcr,z = 12.10 m	Xz = 0.20
	Lamz = 172.92	kyz = 1.00

SECTION CHECK

My,Ed/MN,y,Rd = 0.15 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

Lamy = 102.05 < Lam,max = 210.00 Lamz = 172.92 < Lam,max = 210.00 STABLE

$N,Ed / (Xy * N,Rk / gM1) + kyy * My,Ed,max / (XLT * My,Rk / gM1) + kyz * Mz,Ed,max / (Mz,Rk / gM1) = 0.76 < 1.00$ (6.3.3.(4))


Πίνακας 6-4: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Robot Structural Analysis)

Member node displacements	
	$v_x = 2.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 7.1 \text{ cm}$ Verified Governing load case: 41 COMB30 (3+1+2+4+7)*1.00+5*0.50
	$v_y = 0.4 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 7.1 \text{ cm}$ Verified Governing load case: 44 COMB33 (3+1+2+4+8)*1.00+5*0.50

6.3 Ζυγώματα

Διατομή HEA500

Πίνακας 6-5: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Robot Structural Analysis)



HEA 500

Code 3 ζυγώματα
Bar: 72
Point / Coordinate: 3 / x = 0.10 L = 1.62 m
Load case: 19 COMB8 (3+1)*1.35+4*1.05+7*0.90+(5+2)*1.50

Section OK


Simplified results

Detailed results


FORCES

N _{Ed} = 249.90 kN	M _{y,Ed} = -793.11 kN*m	M _{z,Ed} = -0.31 kN*m	V _{y,Ed} = 0.18 kN
N _{c,Rd} = 5432.30 kN	M _{y,pl,Rd} = 1048.77 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 289.02 kN*m	V _{y,T,Rd} = 2190.77 kN
N _{b,Rd} = 3820.59 kN	M _{y,c,Rd} = 1048.77 kN*m	M _{z,c,Rd} = 289.02 kN*m	V _{z,Ed} = 209.29 kN
	MN _{y,Rd} = 1046.55 kN*m	MN _{z,Rd} = 288.41 kN*m	V _{z,T,Rd} = 845.88 kN
	M _{b,Rd} = 1048.77 kN*m		Tt _{Ed} = 0.01 kN*m
			Class of section = 1


LATERAL BUCKLING

	z = 1.00 L _{cr,low} = 1.02 m	M _{cr} = 48728.02 kN*m Lam _{LT} = 0.15	Curve,LT - c f _{i,LT} = 0.50
			XLT = 1.00

BUCKLING y

	L _y = 16.24 m L _{cr,y} = 16.24 m Lam _y = 72.40	Lam _y = 0.83 X _y = 0.70 k _{yy} = 0.71
---	---	--

BUCKLING z

	L _z = 4.06 m L _{cr,z} = 4.06 m Lam _z = 55.99	Lam _z = 0.64 X _z = 0.76 k _{yz} = 0.50
---	---	--

SECTION CHECK


M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.76 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.25 < 1.00 (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 72.40 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 55.99 < Lam_{max} = 210.00 STABLE
M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.76 < 1.00 (6.3.2.1.(1))


Πίνακας 6-6: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Robot Structural Analysis)

Bar deflection



u_z = 2.4 cm < u_{z max} = L/200.00 = 8.1 cm Verified

Governing load case: 40 COMB29 (3+1+2+4+5)*1.00+7*0.60



u_{inst,z} = 1.2 cm < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 6.5 cm Verified

Governing load case: 1*2 + 1*4 + 1*5 + 0.6*7


ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΤΗΣ ΕΛΙΣΣΑΒΕΤ ΣΙΔΗΡΟΠΟΥΛΟΥ

Ε.Μ.Π. - 2025

6.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι

Διατομή γωνιακή CAEP 120x8

Πίνακας 6-7: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Robot Structural Analysis)



CAEP 120x8

Auto

Section OK

Code 4 οριζόντιοι σύνδεσμοι

Bar: 356

Point / Coordinate: 2 / x = 0.25 L = 1.81 m

Load case: 27 COMB16 (3+1)*1.35+4*1.05+9*0.90+(5+2)*1.50


Simplified results Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 63.28 kN	M _{y,Ed} = 2.08 kN*m	M _{z,Ed} = -0.08 kN*m	V _{y,Ed} = 0.04 kN
N _{c,Rd} = 515.39 kN	M _{y,Ed,max} = 3.52 kN*m	M _{z,Ed,max} = -0.16 kN*m	V _{y,c,Rd} = 152.42 kN
N _{b,Rd} = 135.19 kN	M _{y,c,Rd} = 13.13 kN*m	M _{z,c,Rd} = 6.36 kN*m	V _{z,Ed} = 0.97 kN
			V _{z,c,Rd} = 152.42 kN


Class of section = 4

LATERAL BUCKLING



XLT = 1.00

BUCKLING y




L_y = 3.62 m Lam_y = 0.90

L_{cr,y} = 3.62 m X_y = 0.66

Lam_y = 77.89 k_{zy} = 0.77

BUCKLING z



L_z = 3.62 m Lam_z = 1.76

L_{cr,z} = 3.62 m X_z = 0.26

Lam_z = 152.70 k_{zz} = 1.12

SECTION CHECK

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.29 < 1.00$ (6.2.1(7))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK


Lam_y = 77.89 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 152.70 < Lam_{max} = 210.00 STABLE

$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.70 < 1.00$ (6.3.3.(4))

6.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι

Διατομή κυκλική TRON 60x3.2

Πίνακας 6-8: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Robot Structural Analysis)



TRON 60x3.2

Code: 5 κατακόρυφοι σύνδεσμοι
 Bar: 458
 Point / Coordinate: 2 / x = 0.25 L = 1.62 m
 Load case: 26 COMB15 (3+1)*1.35+4*1.05+(9+2)*1.50+5*0.75

Section OK

Simplified results


Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 29.59 kN	M _{y,Ed} = 0.04 kN*m	M _{z,Ed} = 0.01 kN*m	V _{y,Ed} = -0.01 kN
N _{c,Rd} = 157.86 kN	M _{y,Ed,max} = -0.07 kN*m	M _{z,Ed,max} = 0.02 kN*m	V _{y,c,Rd} = 58.02 kN
N _{b,Rd} = 40.53 kN	M _{y,c,Rd} = 2.87 kN*m	M _{z,c,Rd} = 2.87 kN*m	V _{z,Ed} = -0.02 kN
	M _{N,y,Rd} = 2.71 kN*m	M _{N,z,Rd} = 2.71 kN*m	V _{z,c,Rd} = 58.02 kN


Class of section = 1

LATERAL BUCKLING




XLT = 1.00

BUCKLING y


 Ly = 3.25 m
 L_{cr,y} = 3.25 m
 L_{amy} = 160.74

Lam_y = 1.85
 X_y = 0.26
 k_{yy} = 1.64

BUCKLING z


 Lz = 3.25 m
 L_{cr,z} = 3.25 m
 L_{amz} = 160.74

Lam_z = 1.85
 X_z = 0.26
 k_{zz} = 1.64

SECTION CHECK

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.19 < 1.00 (6.2.4.(1))
 V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

L_{amy} = 160.74 < Lam_{max} = 210.00 L_{amz} = 160.74 < Lam_{max} = 210.00 STABLE

N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.78 < 1.00 (6.3.3.(4))


ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΤΗΣ ΕΛΙΣΣΑΒΕΤ ΣΙΔΗΡΟΠΟΥΛΟΥ

Ε.Μ.Π. - 2025

6.6 Κεφαλοδοκοί

Διατομή HEA140

Πίνακας 6-9: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Robot Structural Analysis)



HEA 140

Auto

Code 8 κεφαλοδοκοί

Bar: 103

Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m

Load case: 27 COMB 16 (3+1)*1.35+4*1.05+9*0.90+(5+2)*1.50

Section OK

Simplified results


Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 62.51 kN	M _{y,Ed} = 18.89 kN*m	M _{z,Ed} = -3.86 kN*m
N _{c,Rd} = 863.94 kN	M _{y,Ed,max} = 18.89 kN*m	M _{z,Ed,max} = -3.86 kN*m
N _{b,Rd} = 174.96 kN	M _{y,c,Rd} = 47.71 kN*m	M _{z,c,Rd} = 23.33 kN*m
	MN _{y,Rd} = 47.71 kN*m	MN _{z,Rd} = 23.33 kN*m


Class of section = 1

LATERAL BUCKLING



XLT = 1.00

BUCKLING y



Ly = 6.00 m

L_{cr,y} = 6.00 m


L_{amy} = 104.63

Lam_y = 1.21

Xy = 0.48

kzy = 0.59

BUCKLING z



Lz = 6.00 m

L_{cr,z} = 6.00 m

Lam_z = 170.44

Lam_z = 1.96

Xz = 0.20

kzz = 1.27

SECTION CHECK

M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.40 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

MEMBER STABILITY CHECK


Lam_y = 104.63 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 170.44 < Lam_{max} = 210.00 STABLE

N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + kzy*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + kzz*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.80 < 1.00 (6.3.3.(4))

6.7 Τεγίδες

Διατομή IPE 240

Πίνακας 6-10: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Robot Structural Analysis)



IPE 240

Code 7 τεγίδες
Bar: 96

Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m
Load case: 25 COMB14 (3+1)*1.35+(4+2)*1.50+9*0.90+5*0.75

Section OK

Simplified results


Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 38.05 kN	M _{y,Ed} = 17.81 kN*m	M _{z,Ed} = 3.51 kN*m
N _{c,Rd} = 1075.70 kN	M _{y,Ed,max} = 17.81 kN*m	M _{z,Ed,max} = 3.51 kN*m
N _{b,Rd} = 143.13 kN	M _{y,c,Rd} = 100.84 kN*m	M _{z,c,Rd} = 20.33 kN*m
	MN _{y,Rd} = 100.84 kN*m	MN _{z,Rd} = 20.33 kN*m
	M _{b,Rd} = 36.54 kN*m	

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING




z = 1.00
L_{cr,upp} = 6.00 m

M_{cr} = 43.40 kN*m
Lam_{LT} = 1.52

Curve,LT - a
f_{i,LT} = 1.80

XLT = 0.36


BUCKLING y



L_y = 6.00 m
L_{cr,y} = 6.00 m
Lam_y = 60.15

Lam_y = 0.69
X_y = 0.85
k_{yy} = 1.26

BUCKLING z



L_z = 6.00 m
L_{cr,z} = 6.00 m
Lam_z = 222.82

Lam_z = 2.57
X_z = 0.13
k_{yz} = 1.29

SECTION CHECK

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.20 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 60.15 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 222.82 > Lam_{max} = 210.00 **INSTABLE**


$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.88 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Πίνακας 6-11: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Robot Structural Analysis)

Bar deflection

u_z = 0.8 cm < u_{z max} = L/200.00 = 3.0 cm Verified

Governing load case: 40 COMB29 (3+1+2+4+5)*1.00+7*0.60



u_{inst,z} = 0.4 cm < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 2.4 cm Verified

Governing load case: 1*2 + 1*4 + 1*5 + 0.6*7


ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΤΗΣ ΕΛΙΣΣΑΒΕΤ ΣΙΔΗΡΟΠΟΥΛΟΥ

Ε.Μ.Π. - 2025

6.8 Μηκίδες

Διατομή IPE 240

Πίνακας 6-12: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Robot Structural Analysis)



IPE 240

Code 6 μηκίδες
Bar: 173
Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 3.00 m
Load case: 22 COMB11 (3+1)*1.35+4*1.05+(8+2)*1.50+5*0.75

Section OK

Simplified results


Detailed results

FORCES



N _{Ed} = 19.26 kN	M _{y,Ed} = -25.01 kN*m	M _{z,Ed} = -1.83 kN*m
N _{c,Rd} = 1075.70 kN	M _{y,Ed,max} = -25.01 kN*m	M _{z,Ed,max} = -1.83 kN*m
N _{b,Rd} = 143.13 kN	M _{y,c,Rd} = 100.84 kN*m	M _{z,c,Rd} = 20.33 kN*m
	MN _{y,Rd} = 100.84 kN*m	MN _{z,Rd} = 20.33 kN*m
	M _{b,Rd} = 36.88 kN*m	V _{z,Ed} = 0.11 kN
		V _{z,c,Rd} = 303.95 kN

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING

	z = 1.00 L _{cr,low} = 6.00 m	M _{cr} = 43.87 kN*m Lam _{LT} = 1.52	Curve,LT - a f _{i,LT} = 1.79
---	--	--	--

BUCKLING y

	L _y = 6.00 m L _{cr,y} = 6.00 m Lam _y = 60.15
	Lam _y = 0.69 X _y = 0.85 k _{yy} = 1.12

BUCKLING z

	L _z = 6.00 m L _{cr,z} = 6.00 m Lam _z = 222.82
	Lam _z = 2.57 X _z = 0.13 k _{yz} = 1.05

SECTION CHECK


M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.25 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 60.15 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 222.82 > Lam_{max} = 210.00 **INSTABLE**
N_{Ed}/(χ_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.87 < 1.00 (6.3.3.(4))

Πίνακας 6-13: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Robot Structural Analysis)


Bar deflection



u_z = 0.8 cm < u_{z,max} = L/200.00 = 3.0 cm

Governing load case: 44 COMB33 (3+1+2+4+8)*1.00+5*0.50

Verified



u_{inst,z} = 0.8 cm < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 2.4 cm

Governing load case: 1*2 + 1*4 + 0.5*5 + 1*8


Verified

Σχεδιασμός μεταλλικού βιομηχανικού κτηρίου με γερανογέφυρα

6.9 Μετωπικές μηκίδες

Διατομή IPE160

Πίνακας 6-14: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Robot Structural Analysis)



IPE 160

Code 9 μετωπικές μηκίδες
 Bar: 251
 Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 2.00 m
 Load case: 24 COMB13 3*1.00+9*1.50

Section OK

Simplified results


Detailed results

FORCES

N _{Ed} = 2.57 kN	M _{y,Ed} = 8.96 kN*m	M _{z,Ed} = -0.31 kN*m
N _{c,Rd} = 552.51 kN	M _{y,Ed,max} = 8.96 kN*m	M _{z,Ed,max} = -0.31 kN*m
N _{b,Rd} = 77.25 kN	M _{y,c,Rd} = 34.06 kN*m	M _{z,c,Rd} = 7.18 kN*m
	M _{N,y,Rd} = 34.06 kN*m	M _{N,z,Rd} = 7.18 kN*m
	M _{b,Rd} = 14.15 kN*m	

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING




z = 1.00 M_{cr} = 17.26 kN*m
 L_{cr,upp} = 4.00 m Lam_{LT} = 1.40

Curve,LT - a
 f_{i,LT} = 1.61


XLT = 0.42

BUCKLING y



L_y = 4.00 m Lam_y = 0.70
 L_{cr,y} = 4.00 m X_y = 0.85
 Lam_y = 60.81 k_{yy} = 1.03

BUCKLING z



L_z = 4.00 m Lam_z = 2.50
 L_{cr,z} = 4.00 m X_z = 0.14
 Lam_z = 216.92 k_{yz} = 0.85

SECTION CHECK


M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.26 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 60.81 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 216.92 > Lam_{max} = 210.00 **INSTABLE**
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.69 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Πίνακας 6-15: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Robot Structural Analysis)


Bar deflection



u_z = 0.7 cm < u_{z max} = L/200.00 = 2.0 cm

Governing load case: 38 COMB27 (3+6+1+2+4)*1.00+5*0.50

Verified



u_{inst,z} = 0.7 cm < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 1.6 cm

Governing load case: 1*2 + 1*6 + 1*4 + 0.5*5

Verified


ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΤΗΣ ΕΛΙΣΣΑΒΕΤ ΣΙΔΗΡΟΠΟΥΛΟΥ

Ε.Μ.Π. - 2025

6.10 Μηκίδες πάνω από τη θύρα

Διατομή IPE 270

Πίνακας 6-16: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Robot Structural Analysis)



IPE 270

Code 10 μηκίδες μπροστα

Bar: 234

Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Load case: 26 COMB15 (3+1)*1.35+4*1.05+(9+2)*1.50+5*0.75

Section OK


Simplified results

Detailed results


FORCES

N _{Ed} = 6.45 kN	M _{y,Ed} = 67.90 kN*m	M _{z,Ed} = -3.90 kN*m	V _{y,Ed} = -0.02 kN
N _{c,Rd} = 1263.49 kN	M _{y,Ed,max} = 67.90 kN*m	M _{z,Ed,max} = -3.90 kN*m	V _{y,T,Rd} = 495.26 kN
N _{b,Rd} = 421.37 kN	M _{y,c,Rd} = 133.11 kN*m	M _{z,c,Rd} = 26.66 kN*m	V _{z,Ed} = -7.84 kN
	MN _{y,Rd} = 133.11 kN*m	MN _{z,Rd} = 26.66 kN*m	V _{z,T,Rd} = 349.63 kN
	M _{b,Rd} = 105.02 kN*m		T _{t,Ed} = 0.05 kN*m
			Class of section = 1


LATERAL BUCKLING

	z = 1.00	M _{cr} = 202.05 kN*m	Curve,LT - a
	L _{cr,upp} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.81	XLT = 0.79
		f _{i,LT} = 0.89	

BUCKLING y

	L _y = 4.00 m	Lam _y = 0.41
	L _{cr,y} = 4.00 m	X _y = 0.95
	Lam _y = 35.63	k _{yy} = 0.99

BUCKLING z

	L _z = 4.00 m	Lam _z = 1.52
	L _{cr,z} = 4.00 m	X _z = 0.33
	Lam _z = 132.32	k _{yz} = 0.91

SECTION CHECK

M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.51 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)


MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 35.63 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 132.32 < Lam_{max} = 210.00 STABLE

N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.78 < 1.00 (6.3.3.(4))

Πίνακας 6-17: Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Robot Structural Analysis)

Bar deflection



u_z = 0.5 cm < u_{z,max} = L/200.00 = 2.0 cm Verified

Governing load case: 47 COMB36 (3+1+2+4+9)*1.00+5*0.50

u_{inst,z} = 0.4 cm < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 1.6 cm Verified

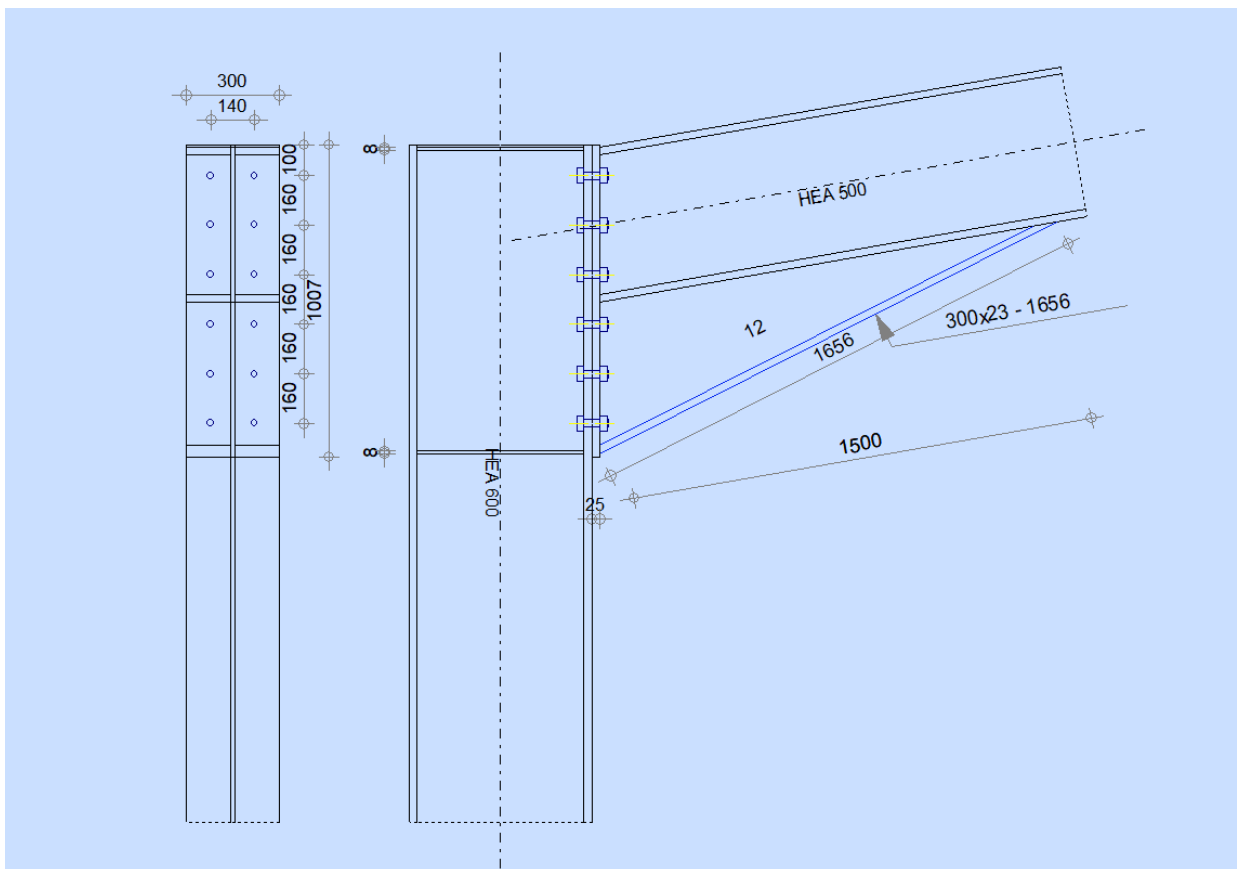
Governing load case: 1*2 + 1*4 + 0.5*5 + 1*9

Σχεδιασμός μεταλλικού βιομηχανικού κτηρίου με γερανογέφυρα

7 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

7.1 Σύνδεση υποστυλώματος – ζυγώματος

12 κοχλίες M24 ποιότητας 9.8



Σχήμα 7-1: Σύνδεση υποστυλώματος - ζυγώματος (Robot Structural Analysis)

LOADS

Ultimate limit state

Case: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} = 784,29$	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} = 168,21$	[kN]	Shear force in the right beam
$N_{b1,Ed} = -141,09$	[kN]	Axial force in the right beam
$M_{c1,Ed} = 784,28$	[kN*m]	Bending moment in the lower column
$V_{c1,Ed} = 141,23$	[kN]	Shear force in the lower column
$N_{c1,Ed} = -179,32$	[kN]	Axial force in the lower column

BEAM RESISTANCES

COMPRESSION

$A_b = 197,54$ [cm²] Area EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$N_{cb,Rd} = 5432,30$ [kN] Design compressive resistance of the section EN1993-1-1:[6.2.4]

SHEAR

$A_{vb} = 133,52$ [cm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 2119,88$ [kN] Design sectional resistance for shear EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ **verified** (0,08)

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} = 3949,08$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 1086,00$ [kN*m] Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$W_{pl} = 8765,02$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 2410,38$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 2410,38$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 963$ [mm] Distance between the centroids of flanges [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 2503,30$ [kN] Resistance of the compressed flange and web [6.2.6.7.(1)]

WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$M_{b1,Ed} = 784,29$ [kN*m] Bending moment (right beam) [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Bending moment (left beam) [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 141,23$ [kN] Shear force (lower column) [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN] Shear force (upper column) [5.3.(3)]

$Z = 805$ [mm] Lever arm [6.2.5]

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

$V_{wp,Ed} = 904,20$ [kN] Shear force acting on the web panel [5.3.(3)]

$A_{vs} = 93,21$	[cm ²]	Shear area of the column web	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 93,21$	[cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 979$	[mm]	Distance between the centroids of stiffeners	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 12,89$	[kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,32$	[kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 1360,91$	[kN]	Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		$0,66 < 1,00$	verified (0,66)

CONNECTION RESISTANCE FOR COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$			
$N_{j,Rd} = 2756,94$	[kN]	Connection resistance for compression	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		$0,05 < 1,00$	verified (0,05)

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$F_{t,Rd} = 228,74$	[kN]	Bolt resistance for tension	[Table 3.4]
$B_{p,Rd} = 488,58$	[kN]	Punching shear resistance of a bolt	[Table 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$ – column flange resistance due to bending			
$F_{t,wc,Rd}$ – column web resistance due to tension			
$F_{t,ep,Rd}$ – resistance of the front plate due to bending			
$F_{t,wb,Rd}$ – resistance of the web in tension			
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$			[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$			[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$			[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			[6.2.6.8.(1)]

SUMMARY TABLE OF FORCES

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	885	457,49	457,49	868,16	457,49	1115,88	457,49	977,16
2	725	322,74	457,49	868,16	445,36	1040,39	457,49	977,16
3	565	291,99	457,49	868,16	445,36	1040,39	457,49	977,16
4	405	209,23	457,49	868,16	445,36	1040,39	457,49	977,16
5	245	79,46	457,49	868,16	445,36	1040,39	457,49	977,16
6	85	–	457,49	868,16	445,36	1040,39	457,49	977,16

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$			
$M_{j,Rd} = 907,44$	[kN*m]	Connection resistance for bending	[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		$0,86 < 1,00$	verified (0,86)

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$			
$V_{j,Rd} = 1543,38$	[kN]	Connection resistance for shear	[Table 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		$0,11 < 1,00$	verified (0,11)

WELD RESISTANCE

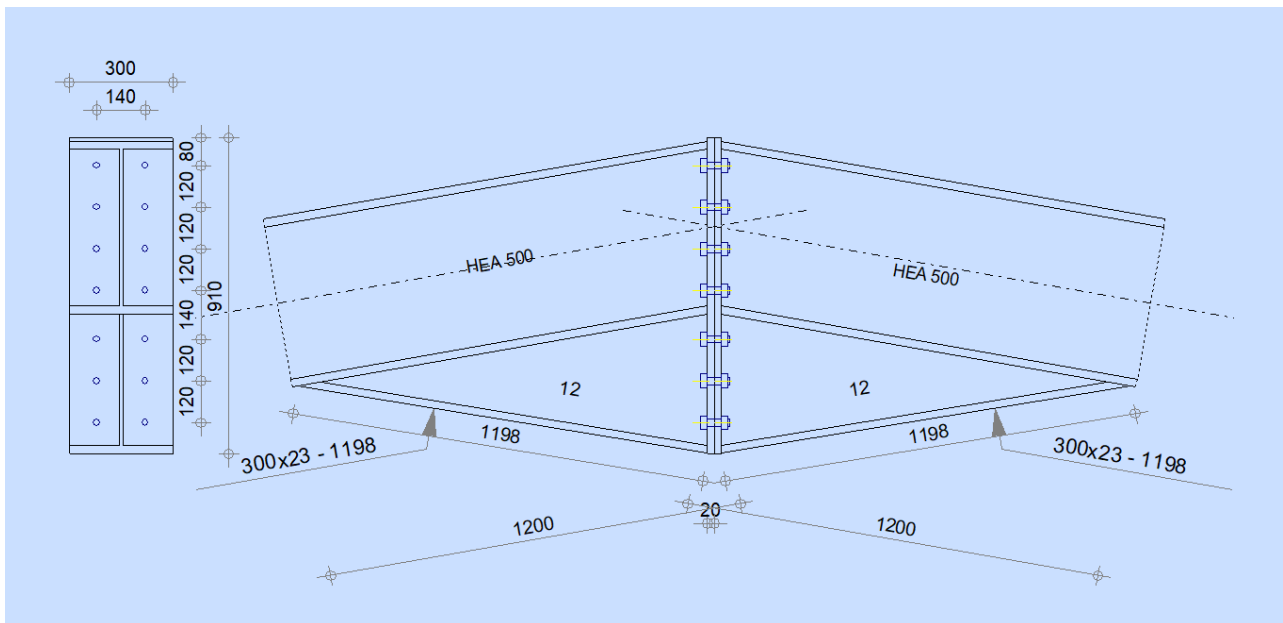
$A_w =$	326,19 [cm ²]	Area of all welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	171,36 [cm ²]	Area of horizontal welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	154,83 [cm ²]	Area of vertical welds	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	295145,81 [cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp\max} = \tau_{\perp\max} =$	-92,42 [MP]	Normal stress in a weld	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-92,42 [MP]	Stress in a vertical weld	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	10,86 [MP]	Tangent stress	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80	Correlation coefficient	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	184,84 < 360,00	verified	(0,51)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	185,79 < 360,00	verified	(0,52)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	92,42 < 259,20	verified	(0,36)

Connection conforms to the code

Ratio 0,86

7.2 Σύνδεση ζυγώματος – ζυγώματος

14 κοχλίες M20 ποιότητας 8.8



Σχήμα 7-2: Σύνδεση ζυγώματος - ζυγώματος (Robot Structural Analysis)

LOADS

Ultimate limit state

Case: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} = -430,73$	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} = -14,15$	[kN]	Shear force in the right beam
$N_{b1,Ed} = -188,17$	[kN]	Axial force in the right beam

BEAM RESISTANCES

COMPRESSION

$A_b = 197,54$	[cm ²]	Area	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{cb,Rd} = 5432,30$	[kN]	Design compressive resistance of the section	EN1993-1-1:[6.2.4]

SHEAR

$A_{vb} = 122,72$	[cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} = 1948,41$	[kN]	Design sectional resistance for shear	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	verified	(0,01)

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} = 3949,08$	[cm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd} = 1086,00$	[kN*m]	Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$W_{pl} = 7507,03$	[cm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{cb,Rd} = 2064,43$	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 2064,43$	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 874$	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} = 2361,73$	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

CONNECTION RESISTANCE FOR COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$			
$N_{j,Rd} = 4609,04$	[kN]	Connection resistance for compression	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	verified	(0,04)

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$F_{t,Rd} = 141,12$	[kN]	Bolt resistance for tension	[Table 3.4]
$B_{p,Rd} = 389,05$	[kN]	Punching shear resistance of a bolt	[Table 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$		– column flange resistance due to bending	
$F_{t,wc,Rd}$		– column web resistance due to tension	
$F_{t,ep,Rd}$		– resistance of the front plate due to bending	
$F_{t,wb,Rd}$		– resistance of the web in tension	
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$			[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$			[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$			[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			[6.2.6.8.(1)]

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$$

[6.2.6.4], [Tab.6.2]

SUMMARY TABLE OF FORCES

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	798	282,24	-	-	282,24	1115,88	282,24	778,11
2	678	209,83	-	-	282,24	1040,39	282,24	778,11
3	558	197,39	-	-	282,24	1040,39	282,24	778,11
4	418	147,89	-	-	282,24	1040,39	282,24	778,11
5	298	105,47	-	-	282,24	1040,39	282,24	778,11
6	178	63,05	-	-	282,24	1040,39	282,24	778,11
7	58	20,62	-	-	282,24	1040,39	282,24	778,11

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

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

$$M_{j,Rd} = 583,64 \text{ [kN*m]} \text{ Connection resistance for bending}$$

[6.2]

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,74 < 1,00$$

verified

(0,74)

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vi,Rd}$$

[Table 3.4]

$$V_{j,Rd} = 1187,37 \text{ [kN]} \text{ Connection resistance for shear}$$

[Table 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,01 < 1,00$$

verified

(0,01)

WELD RESISTANCE

$$A_w = 310,43 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of all welds}$$

[4.5.3.2(2)]

$$A_{wy} = 171,36 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of horizontal welds}$$

[4.5.3.2(2)]

$$A_{wz} = 139,07 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of vertical welds}$$

[4.5.3.2(2)]

$$I_{wy} = 232618,76 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis}$$

[4.5.3.2(5)]

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = -56,43 \text{ [MP]} \text{ Normal stress in a weld}$$

[4.5.3.2(6)]

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -54,20 \text{ [MP]} \text{ Stress in a vertical weld}$$

[4.5.3.2(5)]

$$\tau_{\parallel} = -1,02 \text{ [MP]} \text{ Tangent stress}$$

[4.5.3.2(5)]

$$\beta_w = 0,85 \text{ Correlation coefficient}$$

[4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$$

$$112,86 < 404,71$$

verified

(0,28)

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$$

$$108,40 < 404,71$$

verified

(0,27)

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$$

$$56,43 < 309,60$$

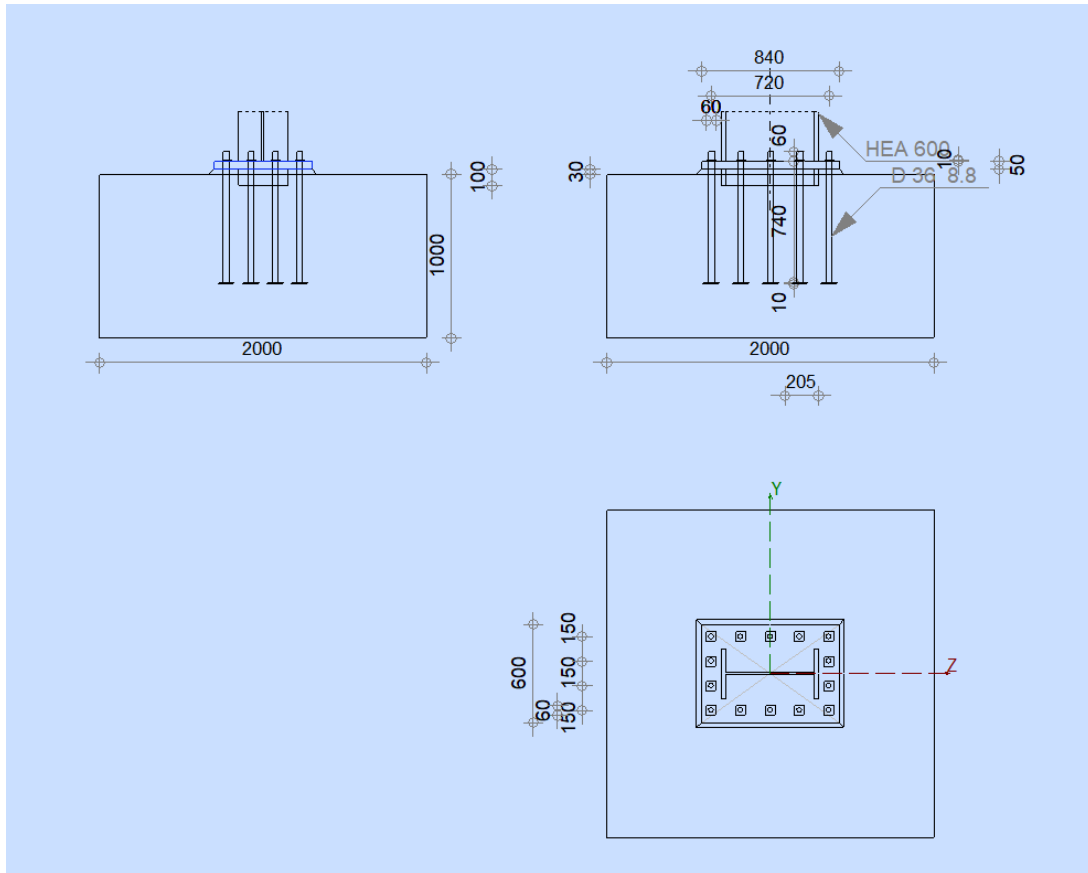
verified

(0,18)

Connection conforms to the code

Ratio 0,74

7.3 Έδραση υποστυλώματος



Σχήμα 7-3: Έδραση υποστυλώματος (Robot Structural Analysis)

LOADS

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} = -293,69$ [kN] Axial force

$V_{j,Ed,z} = -196,44$ [kN] Shear force

$M_{j,Ed,y} = 880,08$ [kN*m] Bending moment

CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,04 < 1,00$	verified	(0,04)
$e_y = 2997$ [mm] Axial force eccentricity			[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 283$ [mm] Lever arm $F_{C,Rd,y}$			[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 360$ [mm] Lever arm $F_{T,Rd,y}$			[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 905,90$ [kN*m] Connection resistance for bending			[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,97 < 1,00$	verified	(0,97)

SHEAR**SHEAR CHECK**

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

$$V_{j,Rd,z} = 2909,91 \text{ [kN]} \text{ Connection resistance for shear}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,07)$$

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$$\sigma_{\perp} = 164,34 \text{ [MPa]} \text{ Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 164,34 \text{ [MPa]} \text{ Perpendicular tangent stress} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = -18,19 \text{ [MPa]} \text{ Tangent stress parallel to } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_W = 0,85 \quad \text{Resistance-dependent coefficient} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,56 < 1,00 \text{ verified } (0,56)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,85 < 1,00 \text{ verified } (0,85)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,76 < 1,00 \text{ verified } (0,76)$$

Connection conforms to the code Ratio 0,97

8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η ολοκλήρωση της παρούσας εργασίας υλοποιήθηκε λαμβάνοντας υπόψη τις θεωρητικές γνώσεις που αποκτήθηκαν καθ' όλη τη διάρκεια της φοίτησης στη σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εκτός όμως από τις απαραίτητες γνώσεις αναγκαία ήταν και η κριτική ικανότητα σκέψης ώστε να αξιολογηθούν τα αποτελέσματα που προέκυψαν. Με τη χρήση του στατικού προγράμματος Robot διασφαλίστηκε η επιθυμητή εμβάθυνση τόσο στη θεωρία όσο και στην πρακτική του σχεδιασμού και της ανάλυσης ενός μεταλλικού κτηρίου, σύμφωνα με τις ανάγκες και τις λειτουργίες του.

Τα κυρία συμπεράσματα της εργασίας είναι τα εξής:

- Τα μεταλλικά κτήρια είναι καταλληλότερα, συγκριτικά με τα κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, για την στέγαση βιομηχανικών εγκαταστάσεων με ευρείς ανοιχτούς χώρους χωρίς ενδιάμεσα υποστυλώματα. Αυτό οφείλεται στο χαμηλό ίδιο βάρος των δομικών στοιχείων καθώς και στην υψηλή αντοχή του χάλυβα ως δομικό υλικό.
- Η κατασκευή μεταλλικών κτηρίων μπορεί να πραγματοποιηθεί σε σχετικά σύντομο χρονικό διάστημα καθώς τα μέλη των κτηρίων αυτών είναι σε υψηλό ποσοστό προκατασκευασμένα και οι διατομές τυποποιημένες.
- Η υψηλή ολκιμότητά του χάλυβα οδηγεί στην εξαιρετική απόκριση σε σεισμικές καταπονήσεις.
- Από την ιδιομορφική ανάλυση του φορέα, μέσω της εφαρμογής των σεισμικών δράσεων, επιτεύχθηκε η επιθυμητή συμμετοχή των ιδιομορφιών μάζας κατά 90%, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού.

9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

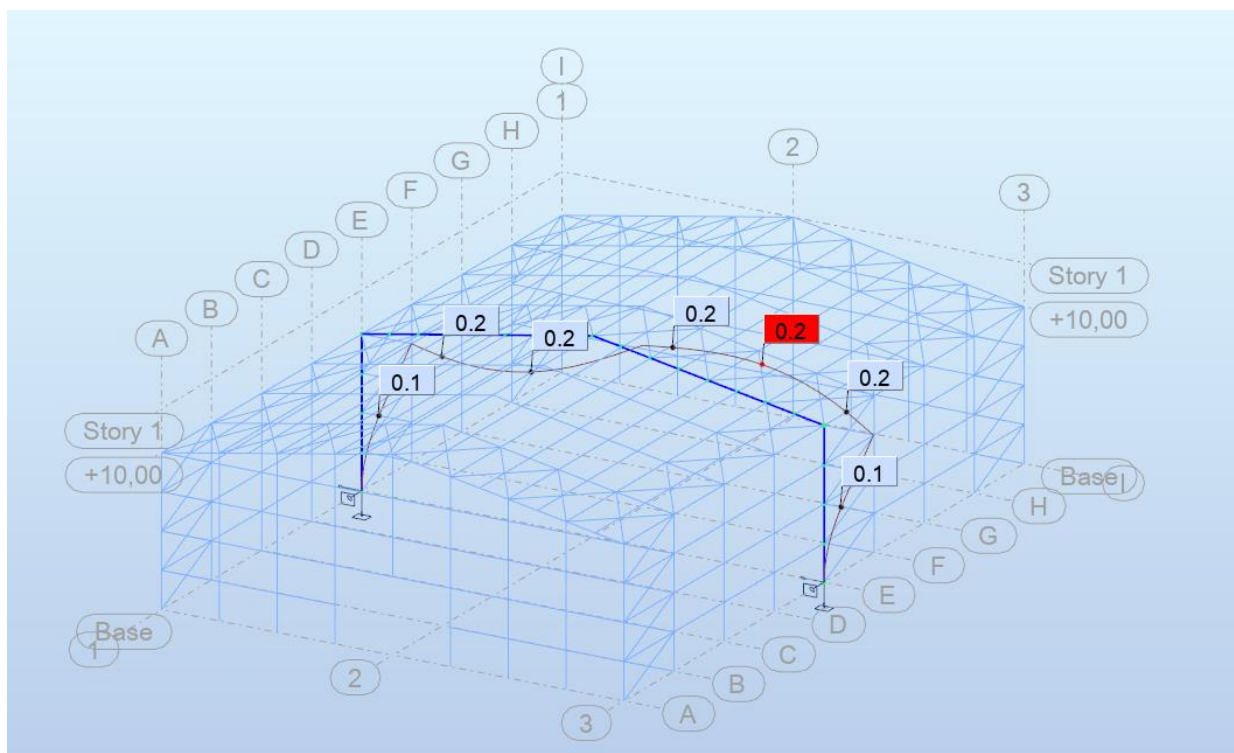
1. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013) - «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2003):«Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Ερμόπουλος Ι., (2005) : «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. EN1990, Ευρωκώδικας 0, «Βάσεις σχεδιασμού», 2002.
8. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Δράσεις επί των κατασκευών», Μέρος 1-1: Ειδικό βάρος υλικών, ίδιο βάρος κατασκευών και επιβαλλόμενα φορτία για κτήρια, 2002.
9. EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Δράσεις επί των κατασκευών», Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις- Φορτία χιονιού, 2003.
10. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Δράσεις επί των κατασκευών», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις- Δράσεις ανέμου, 2005.
11. EN 1991-3, Ευρωκώδικας 1, «Δράσεις επί των κατασκευών», Μέρος 3: Δράσεις οφειλόμενες σε γεραμούς και μηχανήματα, 2006.
12. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, 2005.

13. EN 1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, 2003.
14. EN 1993-1-9, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-9: Κόπωση, 2005.
15. EN 1993-6, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 6: Κατασκευές στήριξης γερανογεφυρών, 2007.
16. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες και σεισμικές δράσεις, 2004.
17. Ηλεκτρονικές σημειώσεις μαθημάτων: Σιδηρές Κατασκευές I, II και III.
18. Ιστοσελίδα της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ: <https://www.elastron.gr/>
19. Ιστοσελίδα της εταιρείας DEMAG: <https://www.demagcranes.com/>

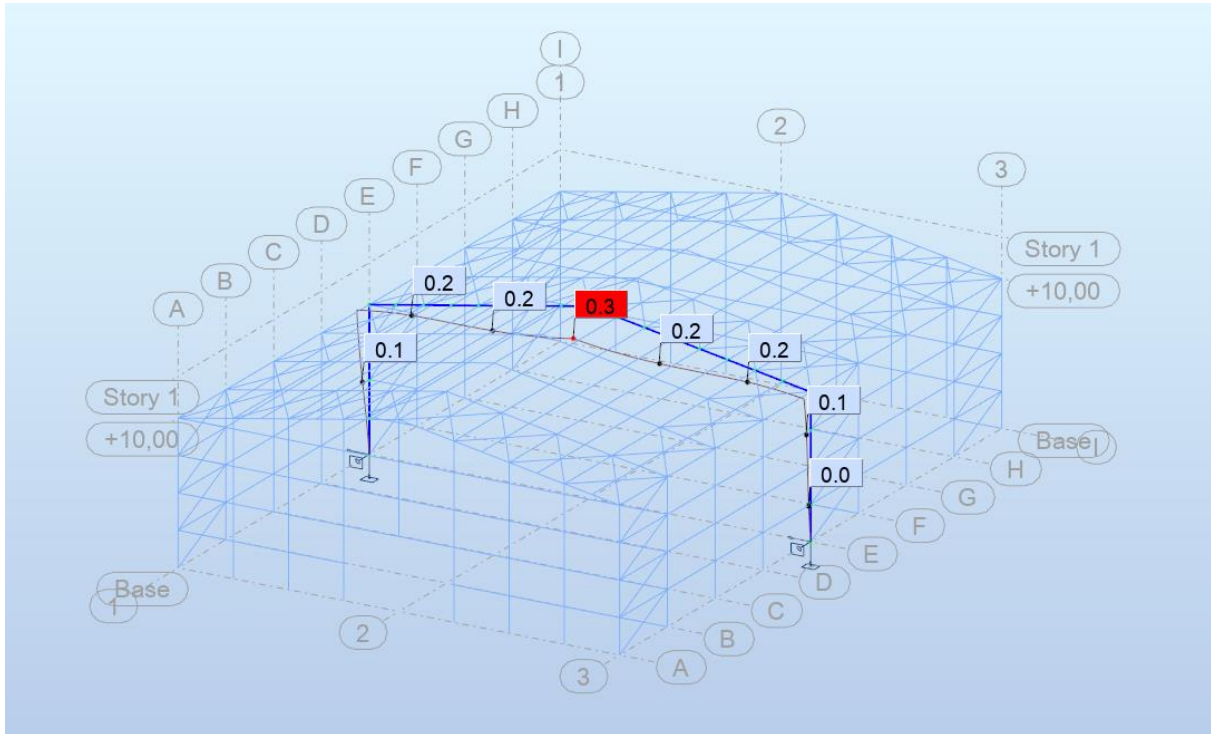
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ : ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΚΑΙ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΑΠΟ ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ROBOT

Πίνακας A-1: Ποσοστά μάζας (Robot Structural Analysis)

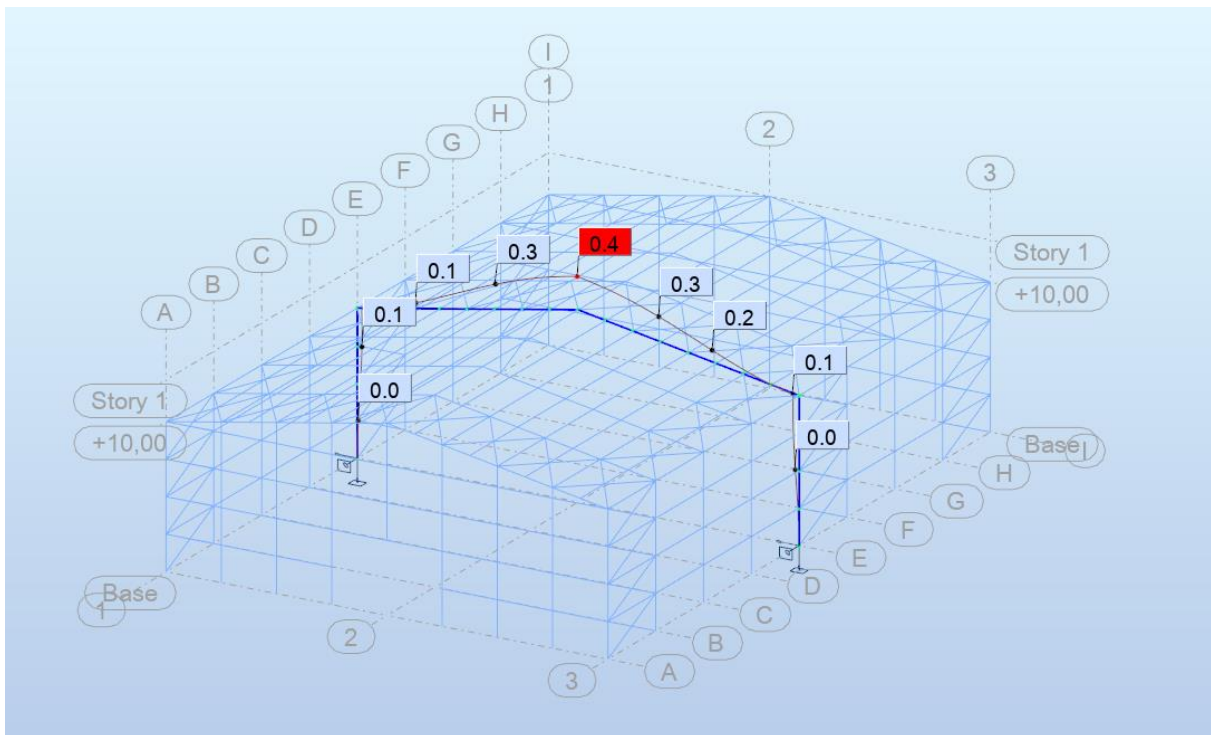
Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)	Total mass UZ (kg)
48/ 1	0,03	34,00	0,01	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 2	1,65	0,61	83,99	0,00	0,01	83,97	0,00	0,01	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 3	1,94	0,52	83,99	69,28	0,43	0,00	69,28	0,42	262593,77	262593,77	262593,77
48/ 4	2,01	0,50	83,99	69,80	48,36	0,00	0,52	47,94	262593,77	262593,77	262593,77



Σχήμα A-1: 2^η ιδιομορφή (κατά τη διεύθυνση X)

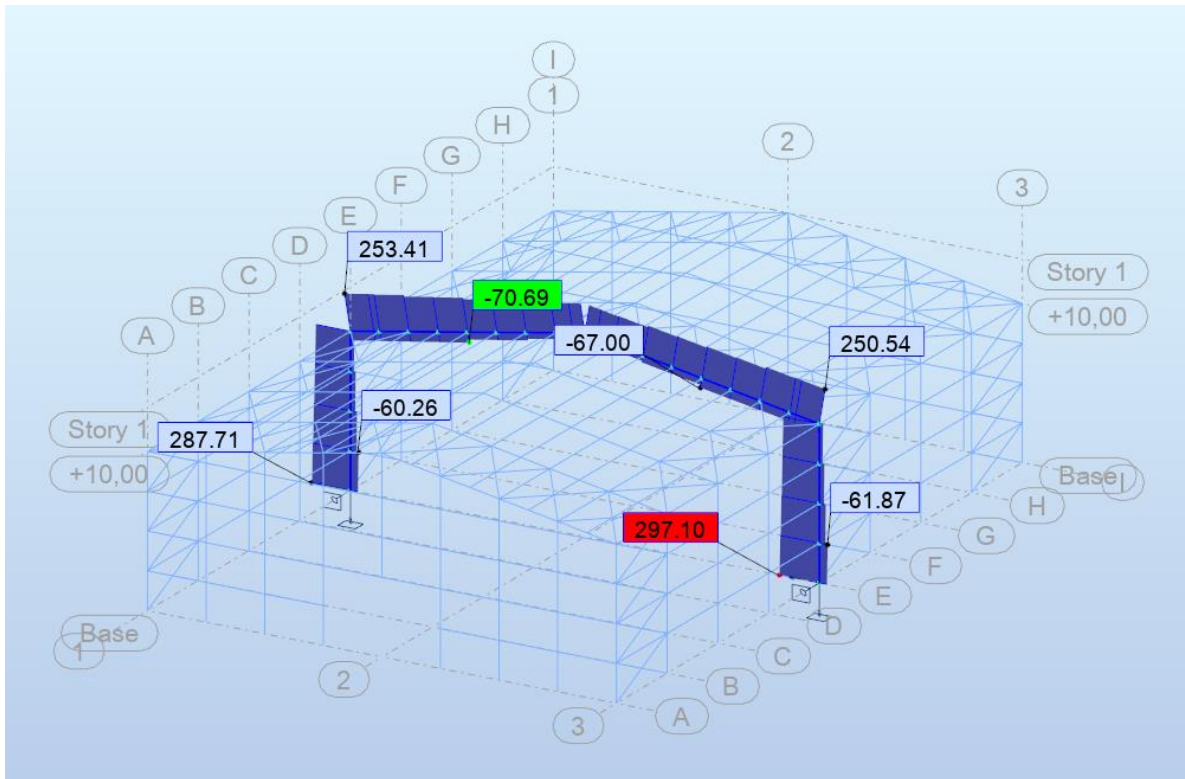


Σχήμα A-2: 3^η ιδιομορφή (κατά τη διεύθυνση Y)

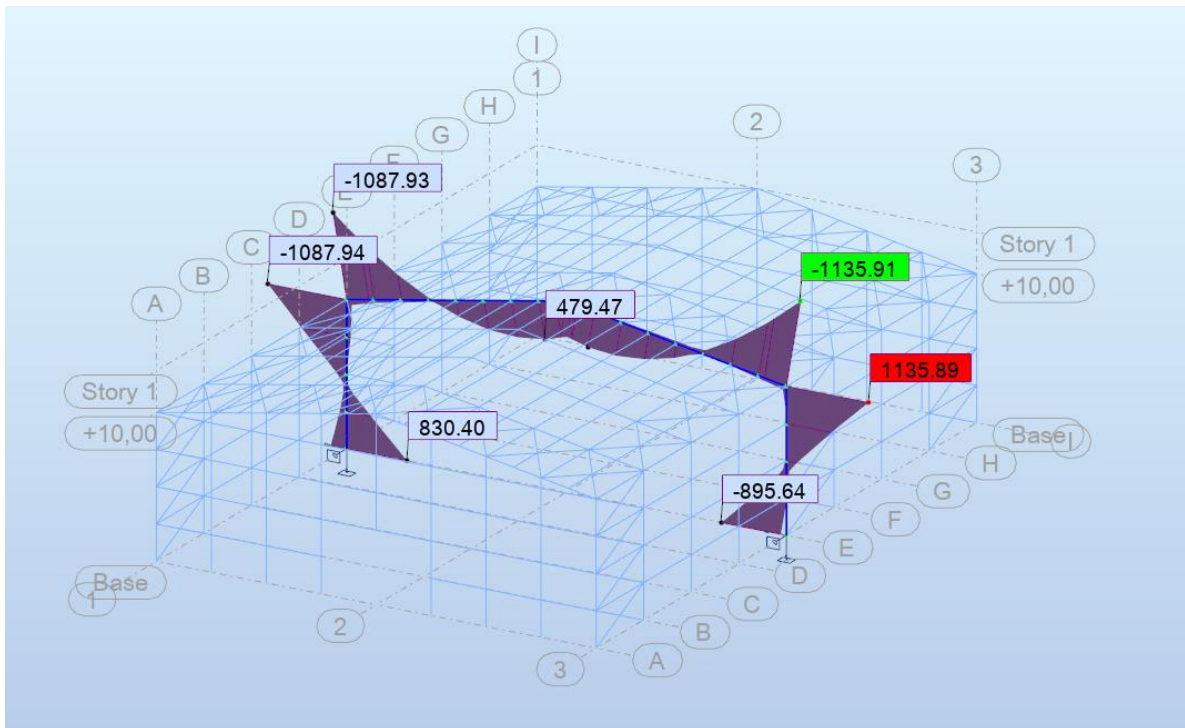


Σχήμα A-3: 4^η ιδιομορφή (κατά τη διεύθυνση Z)

Εντατικά μεγέθη



Σχήμα A-4: Αξονικές δυνάμεις για το σύνολο των συνδυασμών



Σχήμα A-5: Καμπτικές ροπές για το σύνολο των συνδυασμών

