



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Βιομηχανικού Κτιρίου με Πολλαπλές Γερανογέφυρες



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κατσίμπαλης Εμμανουήλ

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Μάρτιος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2016/51

Κατσίμπαλης Ε. Γ. (2017).
Σχεδιασμός Βιομηχανικού Κτιρίου με Πολλαπλές Γερανογέφυρες
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/51
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Katsimpalis E. G. (2017).
Design of an industrial building with multiple cranes
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/51
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Παρουσίαση έργου	7
1.1 Γενικά για μεταλλικά μονώροφα κτίρια.....	7
1.1.1 Κύριοι φορείς.....	8
1.1.2 Κεφαλοδοκοί και λοιπά οριζόντια στοιχεία.....	9
1.1.3 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	10
1.1.4 Μετωπικοί στύλοι	12
1.1.5 Τεγίδες.....	12
1.1.6 Μηκίδες.....	13
1.1.7 Φύλλα επικάλυψης.....	14
1.2 Γερανογέφυρες	14
1.2.1 Γενικά.....	14
1.3 Υλικά της κατασκευής	16
1.3.1 Δομικός χάλυβας.....	16
2 Δράσεις επί της κατασκευής.....	17
2.1 Εισαγωγή.....	17
2.2 Μόνιμες δράσεις.....	17
2.3 Μεταβλητές δράσεις.....	17
2.3.1 Κινητό φορτίο οροφής	17
2.3.2 Φορτίο χιονιού	18
2.3.3 Δράσεις ανέμου.....	22
2.4 Φορτία Γερανογεφυρών	30
2.4.1 Γενικά.....	30
2.4.2 Δυναμικοί συντελεστές.....	30
2.4.3 Συνδιασμοί δράσεων	31
2.4.4 Κατακόρυφα φορτία.....	31
2.4.5 Οριζόντια φορτία	32
2.4.6 Υπολογισμός φορτίων γερανογέφυρας.....	35
2.4.7 Κανονισμός για πολλαπλές γερανογέφυρες.....	42
2.5 Σεισμικά φορτία	42
2.5.1 Κατηγορία εδάφους.....	43
2.5.2 Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας.....	44
2.5.3 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας	44
2.5.4 Βασική προσομοίωση της σεισμικής δράσης	45
2.5.5 Μέθοδοι ανάλυσης.....	47
2.5.6 Εφαρμογή στη συγκεκριμένη κατασκευή.....	47
2.6 Συνδυασμοί φόρτισης.....	47
2.6.1 Γενικά.....	47
2.6.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας	49
2.6.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	49
3 Δοκοί κύλισης.....	50
3.1 Απαιτούμενοι έλεγχοι.....	50
3.1.1 Γενικά στοιχεία	50
3.1.2 Τροχιές.....	51
3.1.3 Έλεγχοι στην ΟΚΑ	51

3.1.4	Έλεγχοι στην ΟΚΛ.....	54
3.1.5	Έλεγχος κόπωσης.....	56
3.2	Δοκός κύλισης μονοτρόχιας γερανογέφυρας 12,5tn	57
3.2.1	Χαρακτηριστικά και κατάταξη διατομής	57
3.2.2	Οριακή κατάσταση αστοχίας	58
3.2.3	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	63
3.3	Δοκός κύλισης γερανογέφυρας διπλού φορέα	64
3.3.1	Χαρακτηριστικά και κατάταξη διατομής	64
3.3.2	Οριακή κατάσταση αστοχίας	64
3.3.3	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	71
3.3.4	Κόπωση	73
4	Διαστασιολόγηση φορέα	75
4.1	Γενικά.....	75
4.2	Απαραίτητοι έλεγχοι.....	76
4.2.1	Κατάταξη διατομών	76
4.2.2	Έλεγχοι διατομής σε ΟΚΑ	77
4.2.3	Έλεγχοι μέλους σε ΟΚΑ	82
4.2.4	Έλεγχοι λειτουργικότητας.....	86
4.2.5	Λοιποί έλεγχοι και κανονισμοί.....	87
4.3	Υποστυλώματα.....	88
4.4	Ζυγώματα	90
4.4.1	Άνω χορδή ζυγώματος	90
4.4.2	Κάτω χορδή ζυγώματος	91
4.4.3	Δικτύωμα ζυγώματος	91
4.5	Οριζόντια στοιχεία	92
4.6	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	93
4.7	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	93
4.8	Πρόβολοι έδρασης δοκών	94
4.9	Μετωπικοί στύλοι.....	95
4.10	Τεγίδες.....	96
4.11	Μηκίδες.....	96
4.12	Περιορισμός βλαβών	97
5	Συνδέσεις.....	98
5.1	Έδραση υποστυλώματος	98
5.2	Σύνδεση κοντού πρόβολου με υποστυλώμα.....	100
5.3	Σύνδεση υποστυλώματος με την άνω χορδή ζυγώματος.....	104
5.4	Σύνδεση Οριζόντιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας.....	106
5.5	Λεπτομέρειες μηκίδας και τεγίδας	108
6	Βιβλιογραφία.....	109
	Παράρτημα Α. Στοιχεία γερανογεφυρών.....	111

Σχεδιασμός Βιομηχανικού Κτιρίου με Πολλαπλές Γερανογέφυρες
Κατσίμπαλης Ε. Γ. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Στη παρούσα διπλωματική σχεδιάστηκε μονώροφο βιομηχανικό υπόστεγο, κατασκευασμένο εξ' ολοκλήρου από χάλυβα, με μήκος 50 μέτρα και πλάτος 25, το οποίο βρίσκεται στο νομό Βοιωτίας και χρησιμοποιείται ως χώρος παραγωγής μηχανολογικού εξοπλισμού. Στην κατασκευή εδράζονται συνολικά 4 γερανογέφυρες σε δύο επίπεδα, με δύο μονοτρόχιες (monorail) ανυψωτικής ικανότητας 12,5 τόνων στο κατώτερο επίπεδο και δύο ανυψωτικής ικανότητας 50 τόνων στο ανώτερο.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε με βάση τους Ευρωκώδικες και τους αντίστοιχους Ελληνικούς Κανονισμούς. Η ποιότητα του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε είναι S355 και όλες οι διατομές, εκτός από τις δοκούς κύλισης των γερανογεφυρών ανυψωτικής ικανότητας 50 τόνων, είναι πρότυπες και ελατές. Πιο συγκεκριμένα, έγινε χρήση των κανονισμών:

Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις Σχεδιασμού

Ευρωκώδικας 1 – Δράσεις επί των Κατασκευών

Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα

Ευρωκώδικας 8 – Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με την χρήση του προγράμματος Sofistik 2014 και των διαφόρων υποπρογραμμάτων του. Επίσης χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Autodesk Robot Structural Analysis 2017 για το σχεδιασμό ορισμένων συνδέσεων.

Η εργασία αποτελείται από κεφάλαια μέσα στα οποία γίνεται περιγραφή του σκελετού του υποστέγου, παρουσιάζονται οι παραδοχές που πάρθηκαν για τον υπολογισμό των φορτίων που εφαρμόστηκαν στην κατασκευή και γίνεται διαστασιολόγηση και έλεγχος των μελών και ορισμένων συνδέσεων.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2016/51

Design of an industrial building with multiple cranes

Katsimpalis E. G. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The current Thesis presents the design an steel industrial building with dimensions 50m long by 25m wide. The building is located in Viotia and houses an industrial plant that manufactures mechanical equipment parts. The shed houses four metal cranes in two different levels. Two monorail cranes at the upper level with a lifting capacity of 12,5t each and two cranes at the lower level with a lifting capacity of 50t each.

The design was based on Eurocodes and the equivalent Greek Code Regulation. The structural steel used was S355 and all profiles used, with the exception of the structural beams used for driving the 50t cranes, were extruded industry standard profiles. In particular the following Eurocodes were followed:

Eurocode 0 – Design Standards

Eurocode 1 – Loads on Structures

Eurocode 3 – Steel Structure Design

Eurocode 8 – Antiseismic Design

Computer software Sofistic 2014 and it's subroutines was used for the Analysis and the calculations. Also computer program Autodesk Robot Structural Analysis 2017 was used for the drafting of several joints and connection plates.

The thesis consists of chapters that describe the basic structure of the shed, the design assumptions used for the loads and the load calculations, the dimensioning of the steel profiles used and finally controls checks for the various structural members and connection plates.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Ιωάννη Βάγια, καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., για την ευκαιρία να εμβαθύνω τις γνώσεις μου στον τομέα των μεταλλικών κατασκευών και για τη βοήθεια και τις πολύτιμες συμβουλές του κατά την διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την υποψήφια διδάκτορα κ. Μαρία-Ελένη Δασίου για τις υποδείξεις της στον χειρισμό του λογισμικού προγράμματος Sofistik 2014.

Τέλος ένα μεγάλο ευχαριστώ στους γονείς μου για τη συνεχή υποστηριξή τους.

1 Παρουσίαση έργου

1.1 Γενικά για μεταλλικά μονώροφα κτίρια

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και άλλες παραγωγικές εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα όταν τα ανοίγματα είναι σχετικά μεγάλα, αποτελούν παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα. Τα κτίρια αυτά συνδέονται, κατά κανόνα, με την απουσία ωφελίμων φορτίων επί της οροφής τους και με τη χρήση ελαφρών υλικών για την επικάλυψη και πλευρική επένδυσή τους.

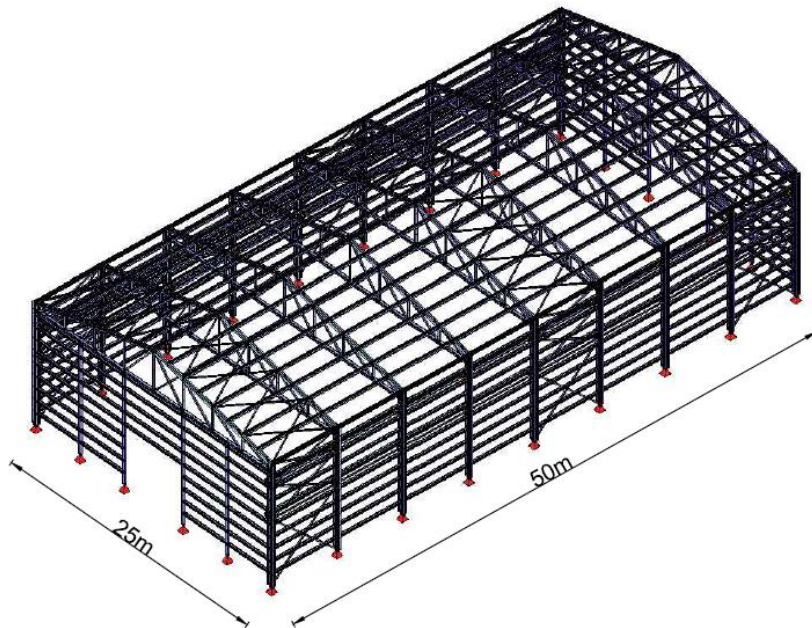
Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα μονώροφα μεταλλικά κτίρια είναι:

- το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις
- η ταχύτητα κατασκευής. Με επαρκή συντονισμό, περιλαμβανομένης της φάσης των μελετών, είναι δυνατή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων στοιχείων κατά τη φάση εκτέλεσης των εκσκαφών, της θεμελίωσης, της επίχωσης και διαμόρφωσης της υπόβασης του δαπέδου, ενώ η εργοταξιακή συναρμολόγηση, που συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς, μπορεί να αρχίσει αμέσως μετά
- το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του
- η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα
- η επισκευασιμότητά τους και η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφ' όσον απαιτηθεί

Υπάρχουν, όμως, και κάποια μειονεκτήματα που παρουσιάζουν τα μεταλλικά κτίρια. Αυτά είναι:

- οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων
- η ευαισθησία στη διάβρωση και την πυρκαγιά
- η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού το μεγάλο κόστος μελέτης

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας μελετάται ένα μεταλλικό μονώροφο κτίριο στο οποίο λειτουργούν πολλαπλές γερανογέφυρες. Θεωρούμε ότι πρόκειται να κατασκευαστεί στο νομό Βοιωτίας. Η κατασκευή βρίσκεται σε υψόμετρο 200m και η χρήση της προβλέπεται να είναι βιομηχανική. Το κτίριο έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 50m x 25m και αποτελείται από εννιά (9) κύριους φορείς-πλαίσια διατεταγμένα παράλληλα μεταξύ τους ανά 6,25m. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου είναι 14m.



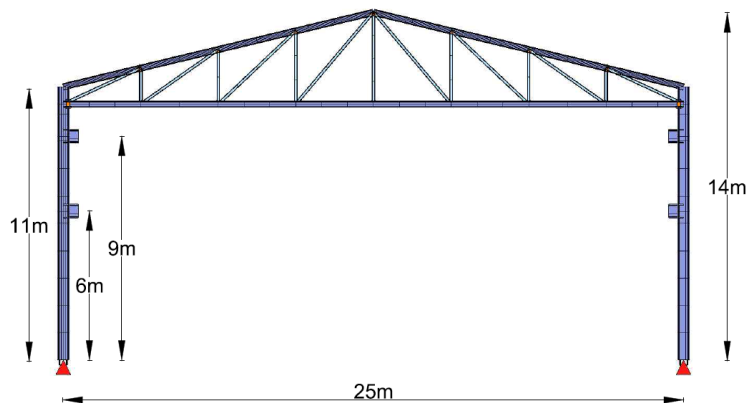
Σχήμα 1.1: Διαστάσεις κατασκευής

1.1.1 Κύριοι φορείς

Είναι συνήθως τα πλαίσια που διατάσσονται κατά κανόνα ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής (στο επίπεδο τους) κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού, και λειτουργία γερανογεφυρών). Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών.

Για δεδομένο μήκος κτιρίων, ο μελετητής ορίζει τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων που θα προσφέρουν βέλτιστη διάταξη. Μικρότερες αποστάσεις οδηγούν σε περισσότερους κύριους φορείς, με μικρότερες όμως διαστάσεις. Ο μεγάλος αριθμός κυρίων φορέων έχει δυσμενή επίπτωση στο κόστος κατασκευής και το κόστος ανέγερσης, οδηγεί όμως σε τείδες με μικρότερα ανοίγματα και επομένως μικρότερη διατομή.

Στο συγκεκριμένο έργο οι κύριοι φορείς είναι πλαίσια ανοίγματος 25m τοποθετημένα ανα 6.25m. Σε ύψη 6m και 9m στηρίζονται, πάνω στο υποστύλωμα, πρόβολοι έδρασης των δοκών κύλισης. Το ζύγωμα του πλαισίου κατασκευάζεται με δικτύωμα τύπου N που φαίνεται στο σχήμα.



Σχήμα 1.2: Όψη πλαισίου

Για τα υποστυλώματα επιλέχθηκε διατομή ΗΕΜ και σχεδιάστηκαν πακτωμένα στη βάση τους εντός του επιπέδου του πλαισίου και αρθρωτά εκτός. Η επιλογή του αμφίπακτου πλαισίου έγινε διότι σε σύγκριση με το αμφιαρθρωτό παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα φορτία όσο και υπό τα οριζόντια φορτία γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Τα ζυγώματα σχεδιάστηκαν με διατομή ΗΕΒ στην άνω χορδή και κοίλη ορθογωνική στην κάτω, ενώ για τη διαμόρφωση του δικτυώματος επιλέχθηκαν επίσης κοίλες διατομές (ορθογωνικές).

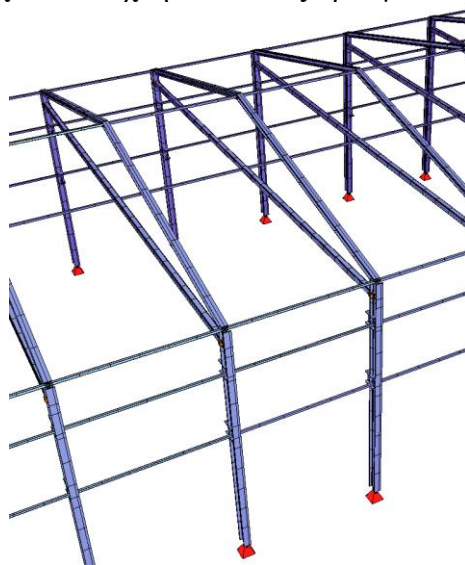
1.1.2 Κεφαλοδοκοί και λοιπά οριζόντια στοιχεία

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κίονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων (εκτός ενδεχομένως των φανωμάτων στα οποία διαμορφώνονται αρμοί διαστολής). Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμους) δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας, έτσι ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης.

Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επιπλέον σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση της ανέγερσης, επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Η σύνδεση, εξ' άλλου, κατά τη φάση αυτή ενός νέου τοποθετούμενου υποστυλώματος με το προηγούμενό του μέσω της κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του, οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

Επιπρόσθετα οριζόντια στοιχεία αποτελούν ο κορφίας και δοκοί που συνδέουν τα υποστυλώματα στο ύψος των πρόβολων έδρασης και τα ενισχύουν στις φορτίσεις των γερανογέφυρών. Τέλος έχουν τοποθετηθεί δοκοί που συνδέουν τις κάτω χορδές του ζυγώματος στο μέσον τους και παρεμποδίζουν τις παραμορφώσεις τους.

Σε όλα τα οριζόντια στοιχεία επιλέχθηκαν κοίλες ορθογωνικές διατομές.



Σχήμα 1.3: Οριζόντια στοιχεία

1.1.3 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

1.1.3.1 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

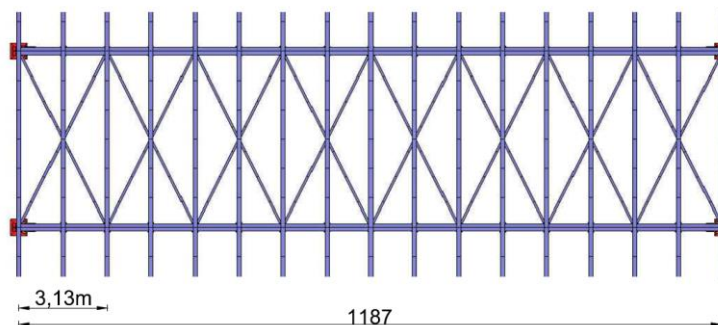
Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντιανέμιοι σύνδεσμοι) είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων, παρακολουθούν τη κλίση τους και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ 2 διαδοχικών κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων (ως πελάτων), ορισμένες τεγίδες και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους. Σκοπός των επιμέρους αυτών φορέων είναι η μεταφορά οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης καθέτως προς τα επίπεδα των κύριων φορέων, στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

- Η μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων.
- Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων.
- Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα.
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

Κατά τη εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων (ανέμου, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη εκ των 2 διαγωνίων κάθε φατνώματος. Οι συνδέσεις των διαγωνίων ράβδων στους κόμβους εκτελούνται στο εργοτάξιο και για το λόγο αυτό προβλέπονται κοχλιωτές (με χρήση κομβοελασμάτων).

Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται συνήθως ανά πέντε έως επτά φατνώματα, αναλόγως του συνολικού μήκους του κτιρίου και του και του αριθμού των φατνωμάτων τα οποία διαμορφώνονται μεταξύ κυρίων πλαισίων. Υποχρεωτικά, σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται στα ακραία φατνώματα.

Στη συγκεκριμένη κατασκευή υλοποιήθηκαν με κοίλη ορθογωνική διατομή και τοποθετήθηκαν στα ακραία και στο ενδιάμεσο φάτνωμα με διαστάσεις που φαίνονται στο σχήμα 1.4.



Σχήμα 1.4: Διάταξη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

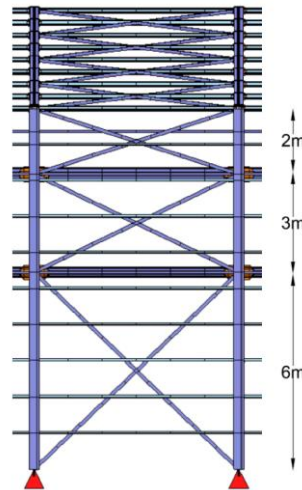
1.1.3.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Συνιστάται οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι

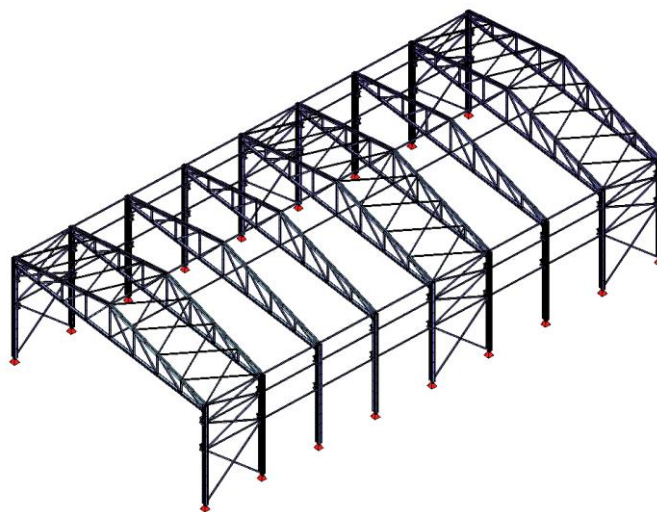
δυσκαμψίας να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι έτσι ώστε η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων (άνεμος, σεισμός) να γίνεται άμεσα και ταυτόχρονα να διευκολύνεται η διαδικασία ανέγερσης. Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υπόστεγων μπορούν να συνοψισθούν ως εξής:

- Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.
- Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.
- Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.

Λαμβάνοντας υπ' όψιν τα οριζόντια στοιχεία που τρέχουν σε ύψη 6m και 9m, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι σχεδιάστηκαν όπως φαίνεται στο σχήμα 1.5 με κοίλη ορθογωνική διατομή. Τοποθετήθηκαν στα ίδια φατνώματα με τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας (σχήμα 1.6).



Σχήμα 1.5: Διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας



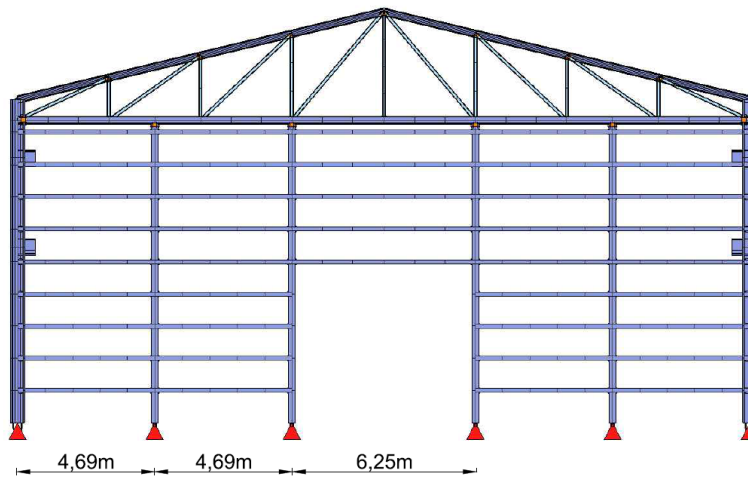
Σχήμα 1.6: Τελική μορφή συνδέσμων δυσκαμψίας

1.1.4 Μετωπικοί στύλοι

Προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις (ή μεμονωμένα στο κέντρο του πλαισίου) μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν (συνήθως 4,0m έως 7,0m).

Κύρια καταπόνηση για μετωπικούς στύλους αποτελεί η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα I με πέλματα παράλληλα προς την όψη. Τέλος τα μετωπικά υποστυλώματα μπορεί να είναι πακτωμένα ή αρθρωτά στη βάση τους.

Στο συγκεκριμένο υπόστεγο σχεδιάστηκαν αρθρωτά στο έδαφος με διατομές IPE και αποστάσεις που φαίνονται στο σχήμα 1.7.



Σχήμα 1.7: Όψη πλαισίου με μετωπικούς στύλους

1.1.5 Τεγίδες

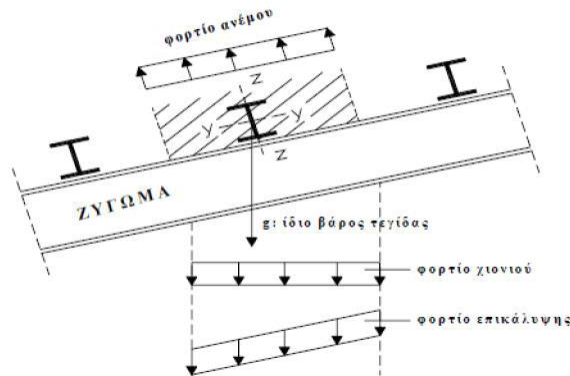
Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, την ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ' αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου (π.χ. κανάλια κλιματισμού) ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες, διατάσσονται, κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις οι οποίες κυμαίνονται μεταξύ 1,30m έως 4,0m.

Η τοποθέτηση τους γίνεται με το κάτω πέλμα τους να εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών του ζυγώματος όπως φαίνεται στο σχήμα 1.8. Έτσι επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση του ισχυρού άξονα τους έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων. Ο ρόλος των τεγίδων στο κτίριο είναι κυρίως να μεταφέρουν τις δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς και δευτερευόντως να συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και να προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα.

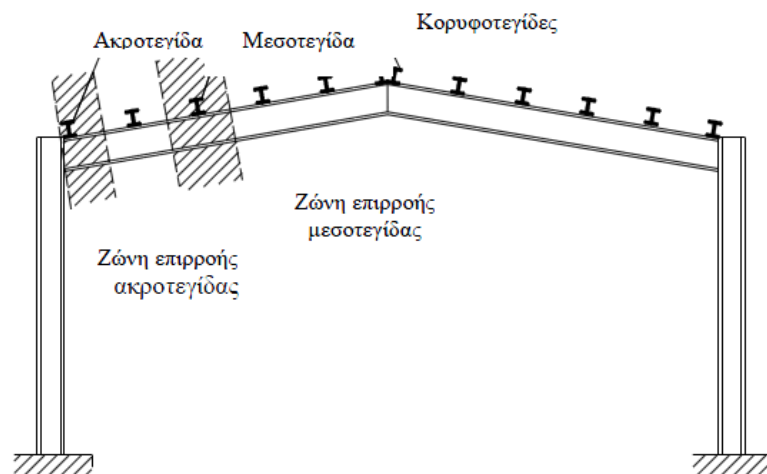
Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, μπορεί δε να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I, συνηθέστερα από τη σειρά IPE. Ως προς το στατικό τους σύστημα, οι

τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί.

Εδώ, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις διαστάσεις του κυρίου φορέα, επιλέχθηκε να τοποθετηθούν ως αμφιέριστες ανά 1,6m. Η διατομή επιλέχθηκε από τη σειρά HEA λόγω της σχετικά μεγάλης κλίσης του ζυγώματος, που προκαλεί σημαντική κάμψη στον ασθενή άξονα της διατομής.



Σχήμα 1.8: Λεπτομέρεια τεγίδας



Σχήμα 1.9: Τυπική διάταξη και πλάτη επιρροής τεγιδών

1.1.6 Μηκίδες

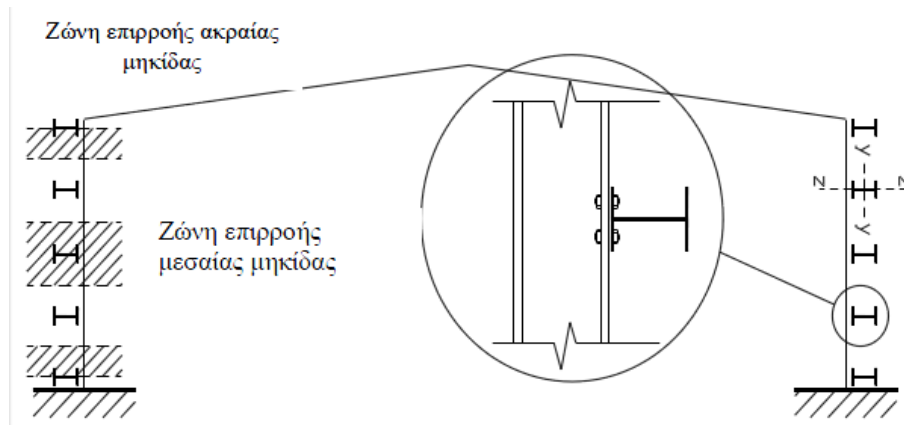
Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται, ανά ίσες αποστάσεις, σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιωτών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά παρόμοιο τρόπο με εκείνο των τεγίδων και πολλές φορές έχουν την ίδια με αυτές διατομή.

Οι μηκίδες διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστα, για τα οριζόντια φορτία, στοιχεία. Μπορεί όμως να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί. Οι συνηθισμένες αποστάσεις μεταξύ μηκίδων είναι 1,50m έως 2,50m.

Συνοψίζοντας, οι μηκίδες:

- Αποτελούν μέσα σύνδεσης των στύλων των παράλληλων ζευκτών αλλά και των στύλων των δύο ακραίων κύριων φορέων.
- Αποτελούν βάση στήριξης της κατακόρυφης περιμετρικής επικάλυψης.
- Παραλαμβάνουν όλα τα φορτία της πλευρικής επικάλυψης. Τα φορτία αυτά, μαζί με το ίδιο βάρος τους, τα μεταβιβάζουν στους στύλους των κύριων φορέων.

- Είναι σημαντικά στοιχεία οικονομίας του έργου, αφού λόγω του μεγάλου αριθμού τους αγγίζουν (μαζί με τις τεγίδες) το 30%-40% του συνολικού βάρους του φορέα που μελετάμε. Συνεπώς, έχει μεγάλη σημασία η σωστή επιλογή της διατομής τους, ο απαιτούμενος αριθμός τους, η μεταξύ τους απόσταση καθώς και η μόρφωση του καταλληλότερου στατικού τους συστήματος στην εκάστοτε κατασκευή.
Στο συγκεκριμένο κτίριο τοποθετήθηκαν ανά 1,1m με διατομή UPN.



Σχήμα 1.11: Τυπική διάταξη και πλάτη επιρροής των μηκίδων

1.1.7 Φύλλα επικάλυψης

Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπιέσεις που εξασκούν ο άνεμος και οι άλλες δράσεις. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχείο του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς το οποίο μεταφέρουν φορτία.



Σχήμα 1.12: Προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης.

1.2 Γερανογέφυρες

1.2.1 Γενικά

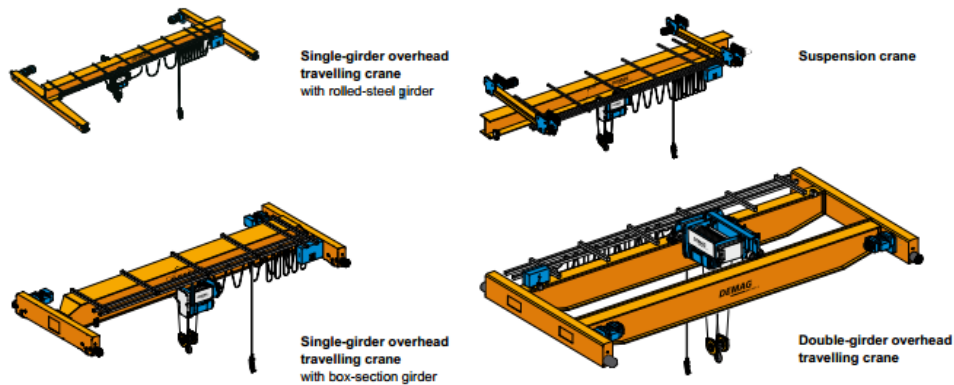
Σε πολλά βιομηχανικά κτίρια η μετακίνηση έτοιμων ή ενδιάμεσων προϊόντων στο εσωτερικό γίνεται από μία ή περισσότερες γερανογέφυρες. Η συνηθέστερη ανάρτηση του φορτίου γίνεται μέσω αγκιστρίου. Αναλόγως όμως και του είδους των μετακινούμενων στοιχείων, το φορτίο μπορεί να συγκρατείται με αρπάγες μαγνήτες ή κάδους.

Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και έχει γενικά τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων αναλόγως προς το άνοιγμα και τη φέρουσα ικανότητα της

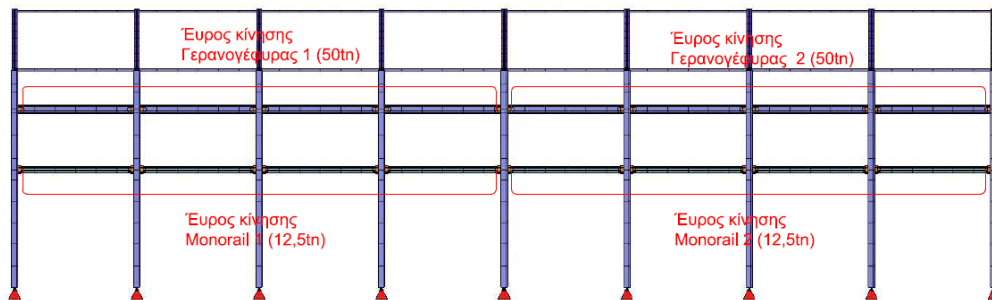
(ωφέλιμο φορτίο), διατίθεται δε ως σύνολο με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα και άγκυτροανάρτησης, κινητήρες) και δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Οι γερανογέφυρες μεταφέρουν φορτία (κατακόρυφα και οριζόντια) επί των δοκών κυλίσεως, τα οποία εν συνεχεία μεταφέρονται στο έδαφος μέσω των υποστυλωμάτων αλλά και άλλων στοιχείων του φέροντος οργανισμού (σύνδεσμοι δυσκαμψίας μεταξύ των υποστυλωμάτων, πλευρικά στηρίγματα άνω πέλματος δοκών κυλίσεως κ.α.). Τα φορτία της γερανογέφυρας επί του φέροντος οργανισμού χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση της δοκού κυλίσεως ενώ συμπεριλαμβάνονται και στους συνδυασμούς φορτίσεων που θα εξεταστούν.

Στη παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκαν γερανογέφυρες από την εταιρία DEMAG. Σε ύψος 6m τοποθετούνται δύο μονοτρόχιες γερανογέφυρες (monorail) με ανυψωτική ικανότητα 12.5 τόνους και σε ύψος 9m δύο γερανογέφυρες διπλού φορέα (double girder) με ανυψωτική ικανότητα 50 τόνων. Θεωρείται ότι σε κάθε επίπεδο λειτουργεί μία γερανογέφυρα σε ξεχωριστό μισό του κτιρίου (σχήμα 1.13).

Όλα τα χαρακτηριστικά των γερανογεφυρών που δίνονται από τον κατασκευαστή παρουσιάζονται στο παράρτημα Α.



Σχήμα 1.13: Βασικά είδη γερανογεφυρών.



Σχήμα 1.13: Εύρος κίνησης των γερανογεφυρών

1.3 Υλικά της κατασκευής

1.3.1 Δομικός χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S355 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμό ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιήσαμε παρουσιάζονται στον πίνακα 1.1.

Ποιότητα κατά EN 1993-1-1	Ονομαστικό πάχος στοιχείου t (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40\text{mm} \leq t \leq 80$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S355	355	510	355	510

Πίνακας 1.1: Ονομαστική τιμή ορίου διαρροής f_y και ορίου θραύσης f_u κατά EN 1993-1-1

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι εξής:

Μέτρο ελαστικότητας $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Μέτρο διάτμησης $G \approx 8077 \text{ N/mm}^2$

Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0.3$

Ειδικό βάρος $\gamma_a = 78,5 \text{ kN/m}^3$

Τάση σχεδιασμού $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M$, $\gamma_M = 1,0$

2 Δράσεις επί της κατασκευής

2.1 Εισαγωγή

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται για όλη τη διάρκεια αυτή.

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να είναι επαρκής ως προς την:

1. Αντοχή
2. Λειτουργικότητα
3. Ανθεκτικότητα.

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή ενός έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

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

1. Μόνιμες δράσεις (G): ίδιο βάρος κατασκευής, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις κ.ά.
2. Μεταβλητές δράσεις (Q): επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα κλπ.), πιέσεις ανέμου (W), φορτία χιονιού (S), φορτία από γερανογέφυρες (C).
3. Τυχηματικές δράσεις (A): εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά κ.ά.

2.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατασκευή μας αυτές είναι το ίδιο βάρος (το οποίο υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα) και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, τα οποία θεωρήθηκαν 0.7 kN/m^2 στην οροφή και $0,3 \text{ kN/m}^2$ στους κατακόρυφους τοίχους.

2.3 Μεταβλητές δράσεις

2.3.1 Κινητό φορτίο οροφής

Η οροφή του υποστέγου που μελετάμε θεωρήθηκε κατηγορίας H, δηλαδή είναι μια οροφή προσιτή μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές. Η προτεινόμενη τιμή του Εθνικού Προσαρτήματος για οροφή κατηγορίας H είναι $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$, την οποία και λάβαμε υπόψη μας ως κινητό φορτίο οροφής.

2.3.2 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεντρωμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξημένη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψόμετρα λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο επαναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

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

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

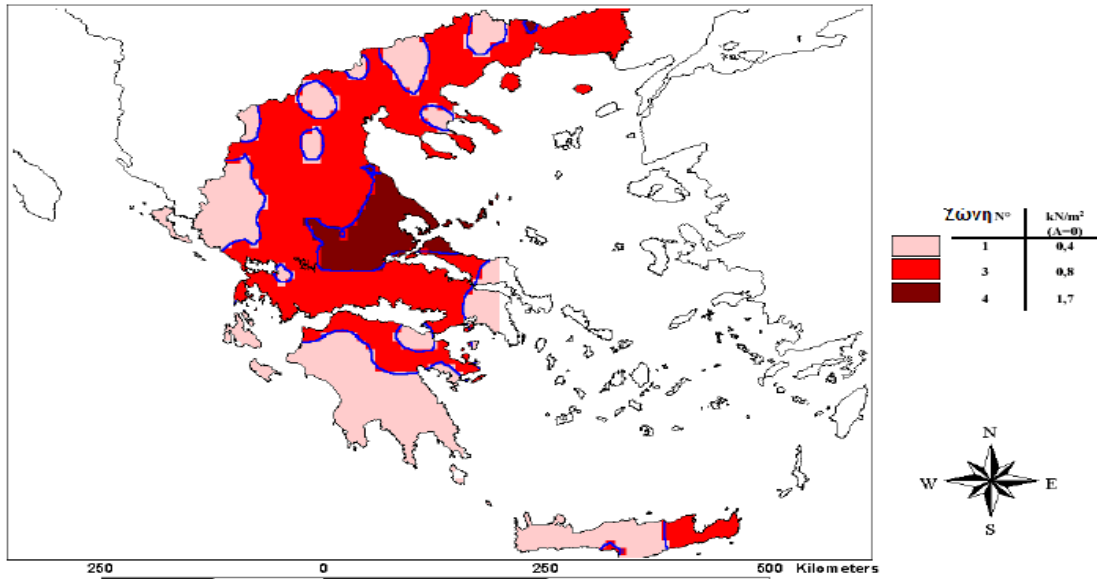
Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις περιέχονται στο Εθνικό προσάρτημα 47.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

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

όπου

- $s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για $A=0$), σε kN/m^2
- A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.



Σχήμα 2.1: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές

Το φορτίο χιονιού επί της στέγης προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s_k = \mu_t \times C_e \times C_t \times s_k \quad (2.2)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s_k = \mu_t \times C_e \times C_t \times s_{Ad} \quad (2.3)$$

όπου

- μ είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού
- s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:
-Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0,8$
-Για κατασκευές προστατευόμενες (από κτίρια ή δέντρα) $C_e = 1,2$
- C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.
- $s_{Ad} = C_{esl} * s_k$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

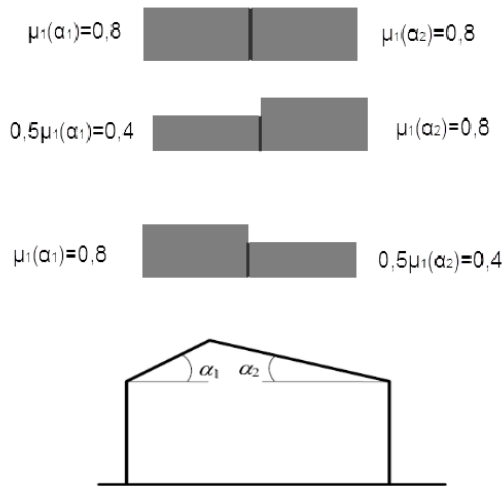
2.3.2.1 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Γενικά θα χρησιμοποιούνται οι συντελεστές μορφής, οι οποίοι δίνονται σ' αυτή την παράγραφο, εκτός εάν η Αρμόδια Εθνική Υπηρεσία επιβάλλει λόγω ιδιαίτερων κλιματολογικών συνθηκών, τη χρήση των συντελεστών που δίνονται στο Παράρτημα Β του Μέρους 1-3.

Για τον προσδιορισμό των αντίστοιχων συντελεστών μορφής λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

1. Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
2. Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).

Στο Σχήμα 3.2 φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής φορτίου σε δικλινείς στέγες. Για το σχεδιασμό, θα λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε πλέον δυσμενής από αυτές.



Σχήμα 2.2: Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

Οι συντελεστές μ_1 δίνονται στον πίνακα για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Κλίση στέγης α	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$A > 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 * (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 * \alpha / 30$	1,6	-

Πίνακας 2.1: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

2.3.2.2 Υπολογισμός φορτίου χιονιού

➤ Φορτίο χιονιού

Το υπόστεγο που μελετάμε βρίσκεται στο νομό Βοιωτίας, δηλαδή βρίσκεται στη Ζώνη ΙΙΙ ($s_{k,0} = 0,8 \text{ KN/m}^2$) και σε υψόμετρο 200m από τη στάθμη της θάλασσας.

- Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους προκύπτει:

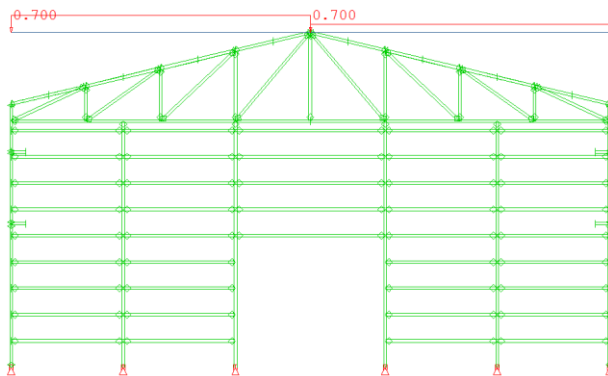
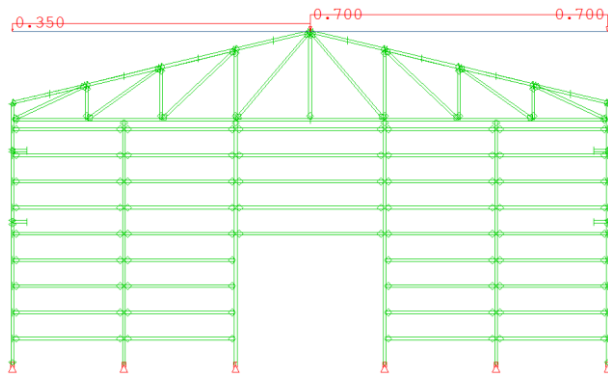
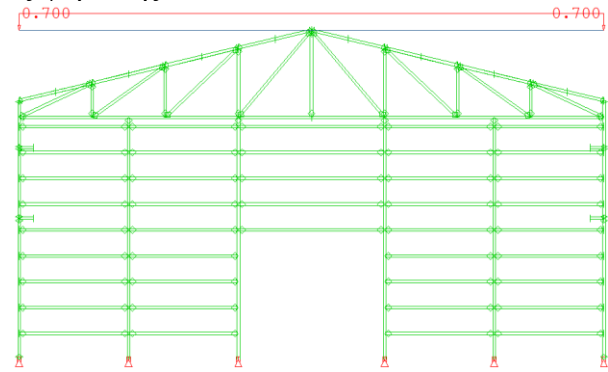
$$s_k = s_{k,0} \times \left(1 + \frac{A}{917}\right)^2 = 0,85 \text{ kN/m}^2$$

- Ο συντελεστής μορφής χιονιού μ_1 για κλίση στέγης $\alpha = 13,5^\circ$ ($0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$) είναι 0,8 (από πίνακα 2.1)
- Ο συντελεστής έκθεσης C_e λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες ίσος με 1
- Ο θερμικός συντελεστής C_t λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης ίσος με 1

Άρα για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές το φορτίο χιονιού είναι:

$$s_k = \mu_1 \times C_e \times C_t \times s_k = 0,68kN/m^2$$

➤ Τελικές περιπτώσεις φόρτισης



2.3.3 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντα χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές όμως κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορούν να θεωρούνται στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

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

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

2.3.3.1 Κανονισμός υπολογισμού φορτίου ανέμου

Προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, λαμβάνοντας υπόψη τους προαναφερθέντες παράγοντες, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της. Για τον υπολογισμό της πίεσης που προκαλεί ο άνεμος χρησιμοποιείται το μέρος 1-4 του EN 1991.

➤ Πίεση ανέμου σε εξωτερικές επιφάνειες

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (2.4)$$

όπου

- $q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση
- c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

➤ Πίεση ανέμου σε εσωτερικές επιφάνειες

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (2.5)$$

όπου:

- q_p είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- c_{pi} είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης
- z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

➤ Η βασική ταχύτητα του ανέμου

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0} \quad (2.6)$$

όπου:

- v_b είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου, που είναι συνάρτηση της κατεύθυνσης και της εποχής της πνοής και υπολογίζεται σε ύψος 10m από την επιφάνεια για επιφάνεια κατηγορίας II.
- $v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου δηλαδή η μέση ταχύτητα του ανέμου διάρκειας 10 λεπτών, ανεξάρτητη της κατεύθυνσης του ανέμου, σε ύψος 10m, σε ανοιχτή επίπεδη περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια που απέχουν μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος τους (επιφάνεια κατηγορίας II όπως ορίζεται στον πίνακα 2.2). Η θεμελιώδης βασική ταχύτητα του ανέμου καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα και είναι ίση με 33 m/s για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10 Km από την ακτή και ίση με 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.
- C_{dir} είναι ο συντελεστής κατεύθυνσης και η προτεινόμενη τιμή είναι 1
- C_{season} είναι ο συντελεστής που εξαρτάται από την εποχή και η προτεινόμενη τιμή του είναι 1

➤ Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \times \frac{1}{2} \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_b \quad (2.7)$$

όπου

- ρ είναι η πυκνότητα του αέρα που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και την αναμενόμενη βαρομετρική πίεση κατά τη διάρκεια πνοής των ανέμων. (Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,25 kg/m³).
- $v_m(z)$ είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z από την επιφάνεια και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_m(z) = C_r(z) \times C_0(z) \times v_b \quad (2.8)$$

όπου:

- $C_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας που δίνεται από τις σχέσεις:

$$C_r(z) = k_r \times \ln(z/z_0) \quad \text{για } z_{\min} < z < z_{\max} \quad (2.9)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min} \quad (2.10)$$

- $C_0(z)$ ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους που χρησιμοποιείται για να ληφθεί υπ' όψιν η μεταβολή της ταχύτητας του ανέμου λόγω της

κλίσης του εδάφους (για κλίσεις του εδάφους μικρότερες από 0,05 ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 1).

- ο Το μήκος τραχύτητας και το ελάχιστο ύψος z_{min} εξαρτώνται από το είδος της επιφάνειας και υπολογίζονται με βάση τον πίνακα 2.2.

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

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες επιφανειών και εδαφικές παράμετροι.

- ο Το μέγιστο ύψος z_{max} είναι ίσο με 200m εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα.
- ο Ο συντελεστής k_r που εξαρτάται από την επιφάνεια δίνεται από τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \times (z_0 / z_{0H})^{0,07} \quad (2.11)$$

όπου:

- $z_{0H}=0,05m$ (η τιμή προκύπτει από τον πίνακα 2.2 για κατηγορία επιφάνειας II)
- Η ένταση των στροβιλισμών, $I_v(z)$, σε ύψος z από την επιφάνεια του εδάφους και προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{min} < z < z_{max} \quad (2.12)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (2.13)$$

όπου

- ο k_1 είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Λαμβάνεται ίσος προς 1,00
- ο c_0 είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους. Επίσης ίσος προς 1.

2.3.3.2 Συντελεστής εξωτερικών πιέσεων

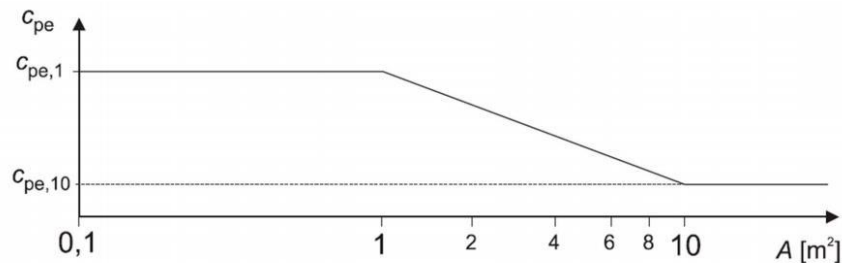
Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτάται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A . Ως φορτιζόμενη επιφάνεια, θεωρείται η

επιφάνεια A , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Για $A \leq 1\text{m}^2$ είναι $C_{pe} = C_{pe,1}$

Για $1\text{m}^2 \leq A \leq 10\text{m}^2$ είναι $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log A$

Για $A \geq 10\text{m}^2$ είναι $C_{pe} = C_{pe,10}$



Σχήμα 2.3: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζομένης επιφάνειας A .

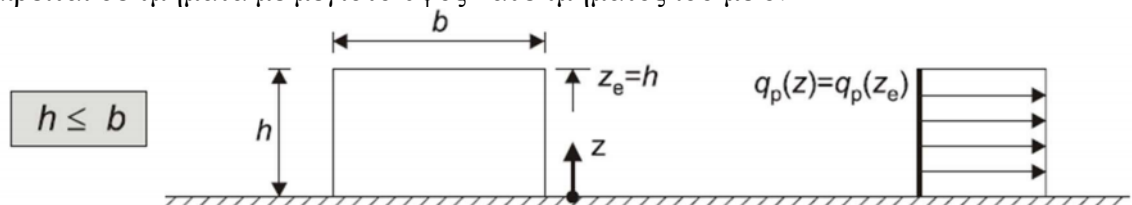
2.3.3.3 Πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους

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

Για $h \leq b$ λαμβάνεται ως ένα τμήμα με $z_e = h$

Για $b \leq h \leq 2b$ το και $z_e = h$ για το υπερκείμενο

Για $h \geq 2b$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος $z_e = b$, το υψηλότερο έχει ύψος $z_e = h$, ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με b .



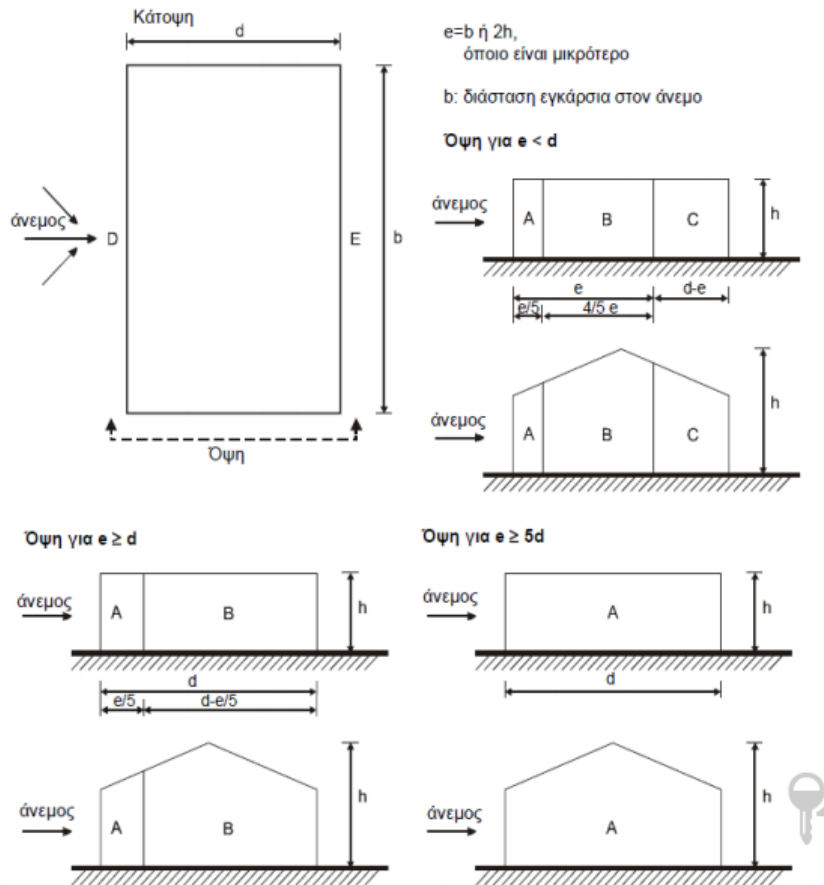
Σχήμα 2.4: Κατανομή πιέσεων για $h < b$

Στους υπήνεμους και παράπλευρους τοίχους κτιρίων το ύψος αναφοράς z_e λαμβάνεται ίσο με το ύψος h του κτιρίου. Στον Πίνακα δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης συναρτήσει του λόγου h/d και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων του κτιρίου.

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	

Πίνακας 2.3: Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων.

Οι ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο σχήμα 2.5.



Σχήμα 2.5: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους.

2.3.3.4 Πιέσεις σε στέγες

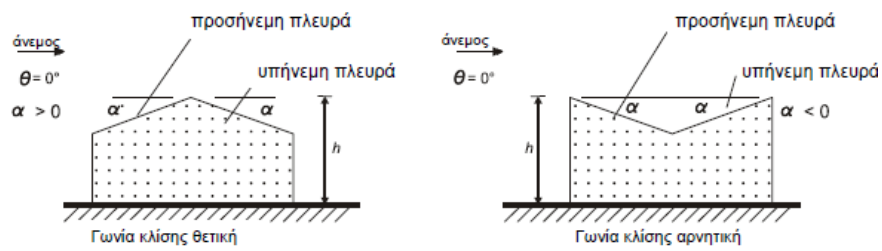
Όμοια για τις δικλινείς στέγες δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής φόρτισης για άνεμο υπό γωνία 0° και 90° από τους πίνακες για τις ζώνες F,G,H,I που φαίνονται στο σχήμα.

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

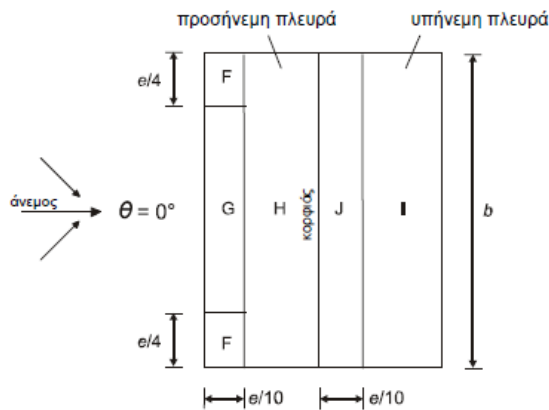
Πίνακας 2.5: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες για $\Theta=0^\circ$

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	

Πίνακας 2.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες για $\Theta=90^\circ$



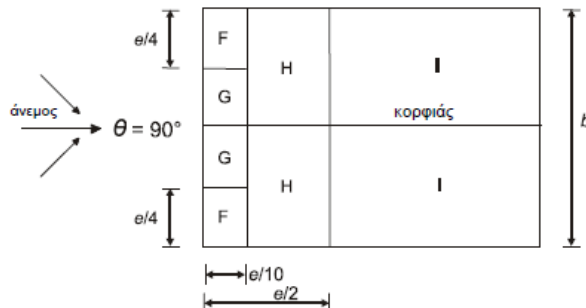
(α) γενικά



(β) διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

$e = b$ ή $2h$
όποιο είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια
στον άνεμο



(γ) διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

Σχήμα 2.6: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

2.3.3.5 Εσωτερικές πιέσεις

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής θεωρήθηκε πως όταν στην περιοχή πνέουν δυνατοί άνεμοι δηλαδή όταν έχουμε μεγάλα φορτία άνεμου οι πόρτες της κατασκευής παραμένουν κλειστές και σαν αποτέλεσμα δεν υπάρχουν εσωτερικές πιέσεις στην οριακή κατάσταση αστοχίας γι' αυτό και δεν υπολογίζονται.

2.3.3.6 Υπολογισμός φορτίων ανέμου

➤ Πίεση ταχύτητας αιχμής

Στη συγκεκριμένη κατασκευή έχουμε μεγιστό ύψος $z=14\text{m}$, κατηγορία εδάφους III ($z_0=0,3$ και $z_{\min}=5$) και $v_{b,0}=27\text{m/s}$, αφού η κατασκευή βρίσκεται στο νομό Βοιωτίας.

- Θεωρούμε ότι οι συντελεστές κατεύθυνσης C_{dir} και εποχής C_{season} ισούνται με τη μονάδα. Επομένως η βασική ταχύτητα του ανέμου είναι:

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} = 27\text{m/s}$$

- Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται :

$$v_m(z) = C_r(z) * C_0(z) * v_b = 24\text{m/s}$$

$$k_r = 0.19 * (z_0/z_{0II})^{0.07} = 0,215$$

$$C_r(z) = k_r * \ln(z/z_0) = 0,886 \text{ αφού } z_{\min} < z < z_{\max}$$

$$C_0(z) = 1$$

- Η ένταση των στροβιλισμών προκύπτει:

$$I_v(z) = \sigma_v / v_m(z) = k_1 / (C_0(z) * \ln(z/z_0)) = 0,285 \text{ αφού } z_{\min} < z < z_{\max}$$

- Η πυκνότητα ρ του αέρα λαμβάνεται ίση με την προτεινόμενη τιμή $1,25 \text{ kg/m}^3$

Επομένως η πίεση του ανέμου προκύπτει:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] * \frac{1}{2} \rho * v_m^2(z) = 0,93\text{kN/m}^2$$

➤ Συντελεστές εξωτερικής

- Για $\Theta=0^\circ$
 - Φορτιζόμενη επιφάνεια $A=300\text{cm}^2 > 10\text{cm}^2$
 - $h/d=0,56$
 - $e=28\text{m}$
 - $\alpha=13,5^\circ$

Άρα

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.38	-1.02	-0.86	-0.35	-0.43	-0.82

- Για $\Theta=90^\circ$
 - Φορτιζόμενη επιφάνεια $A=175\text{cm}^2 > 10\text{cm}^2$
 - $h/d=0,28$
 - $e=25\text{m}$
 - $\alpha=13,5^\circ$

Άρα

A	B	C	D	E	F	G	H	I
-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.35	-1.35	-1.3	-0.62	-0.43

2.4 Φορτία Γερανογεφυρών

2.4.1 Γενικά

Ο προσδιορισμός των φορτίων των γερανογεφυρών γίνεται βάση του Μέρους 3 του Ευρωκώδικα 1. Τα φορτία τα οποία εξασκούνται στην κατασκευή από τη λειτουργία της γερανογέφυρας διακρίνονται σε κατακόρυφα και οριζόντια, όπως επίσης σημαντικές περιπτώσεις φόρτισης αποτελούν το δοκιμαστικό φορτίο και οι τυχηματικές δράσεις. Τα κατακόρυφα φορτία οφείλονται στο ανυψούμενο φορτίο, το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και το βάρος του βαρούλκοφορείου. Τα οριζόντια φορτία που ασκούνται προκαλούνται από την επιτάχυνση ή επιβράδυνση κατά την κίνηση της γερανογέφυρας και από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές. Τα φορτία από τη γερανογέφυρα μεταφέρονται στο φορέα μέσω των δοκών κυλίσεως. Στην παρούσα διπλωματική τα φορτία και οι δυναμικοί συντελεστές έχουν ληφθεί από τον κατασκευαστή.

2.4.2 Δυναμικοί συντελεστές

Ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων λαμβάνεται υπόψη στους διάφορους κανονισμούς μέσω της εφαρμογής επί των στατικώς προσδιοριζόμενων δράσεων δυναμικών προσαυξητικών συντελεστών. Οι παραπάνω αναφερόμενοι δυναμικοί συντελεστές είναι οι ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3 , ϕ_4 , ϕ_5 , ϕ_6 , ϕ_7 και ορίζονται οι ίδιοι αλλά και η εφαρμογή τους στα διάφορα φορτία σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

Δυναμικοί συντελεστες ασφαλείας	Επιδράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη	Εφαρμόζονται στο:
ϕ_1	διέγερση του φορέα του γερανού λόγω ανύψωσης του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος	ίδιο βάρος του γερανού
ϕ_2 ή ϕ_3	δυναμικές επιδράσεις λόγω μεταφοράς του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος στο γερανό δυναμικές επιδράσεις λόγω απότομης απελευθέρωσης του ανηρτημένου φορτίου εάν για παράδειγμα χρησιμοποιούνται δαγκάνες ή μαγνητικοί έλκτες	φορτίο βαρούλκου
ϕ_4	δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του γερανού σε τροχιές ή δοκούς κυλίσεως	ίδιο βάρος του γερανού και του φορτίου βαρούλκου
ϕ_5	δυναμικές επιδράσεις λόγω δυνάμεων οδήγησης	δράσεις οδήγησης
ϕ_6	δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του φορτίου δοκιμής σε οδηγούς κατά τον τρόπο που χρησιμοποιείται ο γερανός	φορτίο δοκιμής
ϕ_7	δυναμικές ελαστικές επιδράσεις λόγω πρόσκρουσης στα προστατευτικά άκρων	φορτία πρόσκρουσης

Πίνακας 2.6: Δυναμικοί συντελεστές φόρτισης

2.4.3 Συνδυασμοί δράσεων

		Σύμβολο	Παράγραφος	Ομάδες φορτίων									
				ULS							Φορτίο δοκιμής	Τυχηματικό	
				1	2	3	4	5	6	7			
1	Ίδιο βάρος γερανού	Q_c	2.6	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Φορτίο βαρούλκου	Q_h	2.6	φ_2	φ_3	-	φ_4	φ_4	φ_4	$\eta^1)$	-	1	1
3	Επιτάχυνση γερανογέφυρας	H_L, H_T	2.7	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	-	-	-	φ_5	-	-
4	Λοξότητα γερανογέφυρας	H_S	2.7	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Επιτάχυνση ή πέδηση του φορείου ή του φορείου βαρούλκου	H_{T3}	2.7	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	Ανεμοπίεση κατά τη λειτουργία	F_w^*	Παράρτ.Α	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Φορτίο δοκιμής	Q_T	2.10	-	-	-	-	-	-	-	φ_6	-	-
8	Δύναμη πρόσκρουσης	H_B	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	φ_7	-
9	Δύναμη πλάγιας πρόσκρουσης	H_{TA}	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για ανεμοπίεση χωρίς λειτουργία, βλ. Παράρτημα Α.

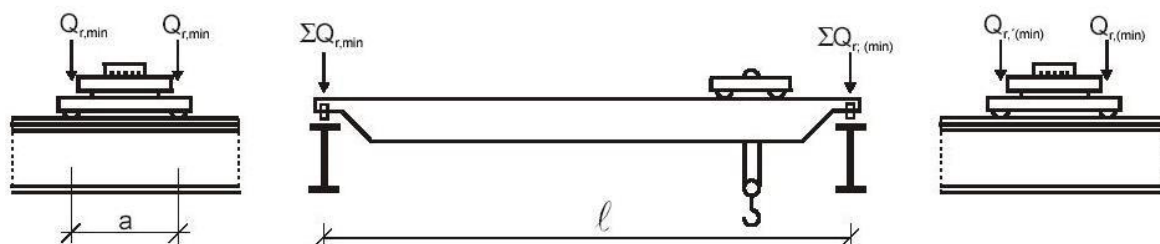
1) η είναι ο λόγος του φορτίου βαρούλκου που παραμένει προς το φορτίο ανάρτησης όταν αυτό αφαιρείται, το οποίο όμως δεν περιλαμβάνεται στο ίδιο βάρος του γερανού.

Πίνακας 2.7: Συνδυασμοί φορτίων και συντελεστών για τις δράσεις της γερανογέφυρας.

2.4.4 Κατακόρυφα φορτία

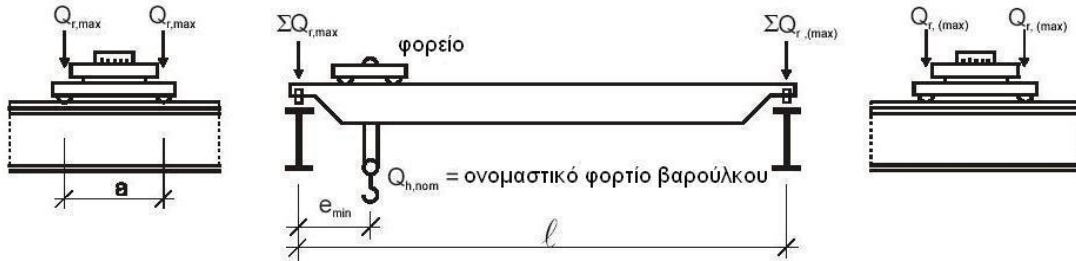
Τα κατακόρυφα φορτία επί των τροχών της γερανογέφυρας ασκούνται λόγω του ίδιου βάρους της, το βάρος του βαρούλκου και του φορτίου ανύψωσης. Επειδή το βαρουλκοφορείο και το φορείο ανύψωσης μπορούν να κινηθούν μεταξύ δύο ακραίων θέσεων συνεπάγεται ότι στη διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης λαμβάνεται υπόψη 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 διακρίνουμε τις εξής 2 περιπτώσεις:

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



- $Q_{r,min}$ 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 σε ακραία θέση)



- $Q_{r,max}$ το μέγιστο φορτίο ανά τροχό για φορτισμένη γερανογέφυρα
- Q_r^{max} το συνοδευτικό φορτίο ανά τροχό για φορτισμένη γερανογέφυρα

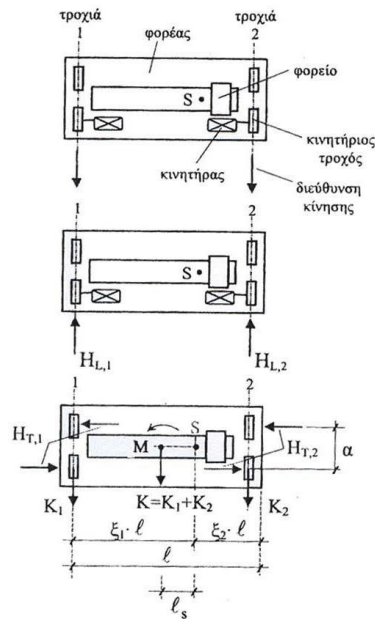
2.4.5 Οριζόντια φορτία

Οι οριζόντιες δυνάμεις που λαμβάνονται υπόψη κατά τη μελέτη μιας γερανογέφυρας είναι οι εξής:

- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας σχετικές με την κίνησή της κατά μήκος της δοκού κύλισης
- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση του φορείου σχετικές με την κίνησή του κατά μήκος της γερανογέφυρας
- Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας σχετικές με την κίνησή της κατά μήκος της δοκού κύλισης
- Φορτία από τη σύγκρουση της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν την κίνησή της στο τέλος της διαδρομής
- Φορτία από τη σύγκρουση του φορείου της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν την κίνησή του στο τέλος της διαδρομής

2.4.5.1 Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην επιτάχυνση και επιβράδυνση της γερανογέφυρας ($H_L, H_{T,i}$)

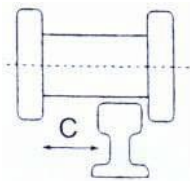
Αυτά τα φορτία προκαλούνται από την επιτάχυνση και την επιβράδυνση της γερανογέφυρας ως αποτέλεσμα της κινητήριας δύναμης στην διεπιφάνεια μεταξύ τροχών και τροχιάς κύλισης. Όταν η γερανογέφυρα επιβραδύνεται ή επιταχύνεται, η κινητήρια δύναμη K ασκείται στον άξονα κίνησης, ενώ κατά κανόνα το κέντρο βάρους S του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα και αναρτημένο φορτίο) απέχει του άξονα αυτού απόσταση ίση με ls . Η προκύπτουσα ροπή εξισορροπείται από ζεύγη εγκάρσιων δυνάμεων H_T που αναπτύσσονται μεταξύ τροχών και τροχιών. Συγχρόνως ασκούνται και κατά μήκος δυνάμεις H_L . Οι εγκάρσιες δυνάμεις $H_{T,i}$ εξαρτώνται από τη θέση του αναρτώμενου φορτίου, για παράδειγμα αν το αναρτώμενο φορτίο είναι πιο κοντά προς μια τροχιά τότε οι εγκάρσιες δυνάμεις σε εκείνη την τροχιά είναι μεγαλύτερες, ενώ οι κατά μήκος δυνάμεις $H_{L,i}$ είναι ίσες μεταξύ τους. Η διάταξη των παραπάνω φορτίων δίνονται στο παρακάτω σχήμα 2.9 σύμφωνα με τον EN1991-3:2002.



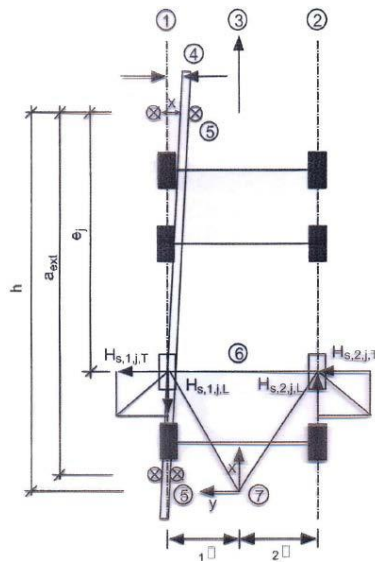
Σχήμα 2.9: Πλευρικές και κατά μήκος δυνάμεις επί των δοκών κυλίσεως λόγω της επιτάχυνσης/επιβράδυνσης της γερανογέφυρας μονού φορέα.

2.4.5.2 Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στη παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας (S, H_{si})

Λόγω ανοχής c που πρέπει να υπάρχει μεταξύ τροχού και τροχιάς (σχήμα 2.10) η γερανογέφυρα είναι δυνατόν να εγγράφεται κατά λοξό ως προς τις τροχιές τρόπο και επομένως ο στιγμιαίος άξονας κίνησης επί της τροχιάς να σχηματίζει με αυτή μικρή γωνιά χ (σχήμα 2.11). Συνέπεια της παραπάνω λοξής κίνησης είναι να ασκούν οι τροχοί και μέσα καθοδήγησης οριζόντιες δυνάμεις επί των τροχιών όπως φαίνεται στο Σχήμα. Οι δυνάμεις αυτές αποτελούνται από την οδηγούσα δύναμη S , που ασκείται στη θέση που βρίσκονται τα μέσα καθοδήγησης, και από (οριζόντιες) δυνάμεις σε κάθε τροχό (κατά μήκος και εγκάρσια). Ως μέσα καθοδήγησης χρησιμοποιούνται συνήθως ένσφαιροι τριβείς (ρουλεμάν) με κατακόρυφο άξονα ή ειδικά ελάσματα τα οποία μπορεί να προηγούνται ή να έπονται των τροχών ή να συμπίπτουν ως προς τη θέση με αυτούς για την περίπτωση των ελασμάτων.



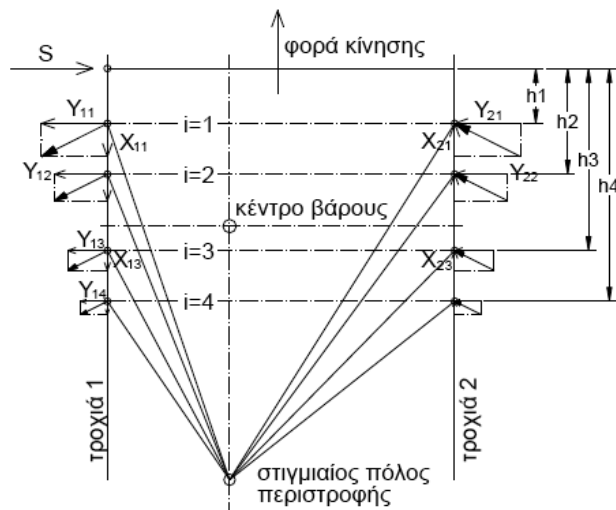
Σχήμα 2.10: Ανοχή μεταξύ τροχών και τροχιάς



Υπόμνημα:

- | | | | |
|---|-----------------------------------|---|-------------------------|
| 1 | Στιγμαία κίνηση επί της τροχιάς 1 | 4 | Διεύθυνση της τροχιάς |
| 2 | Στιγμαία κίνηση επί της τροχιάς 2 | 5 | Μέσα καθοδήγησης |
| 3 | Διεύθυνση της κίνησης | 6 | Ζεύγος τροχών j σειράς |
| | | 7 | Στιγμαίο κέντρο στροφής |

Σχήμα 2.11: Λοξή κίνηση γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές



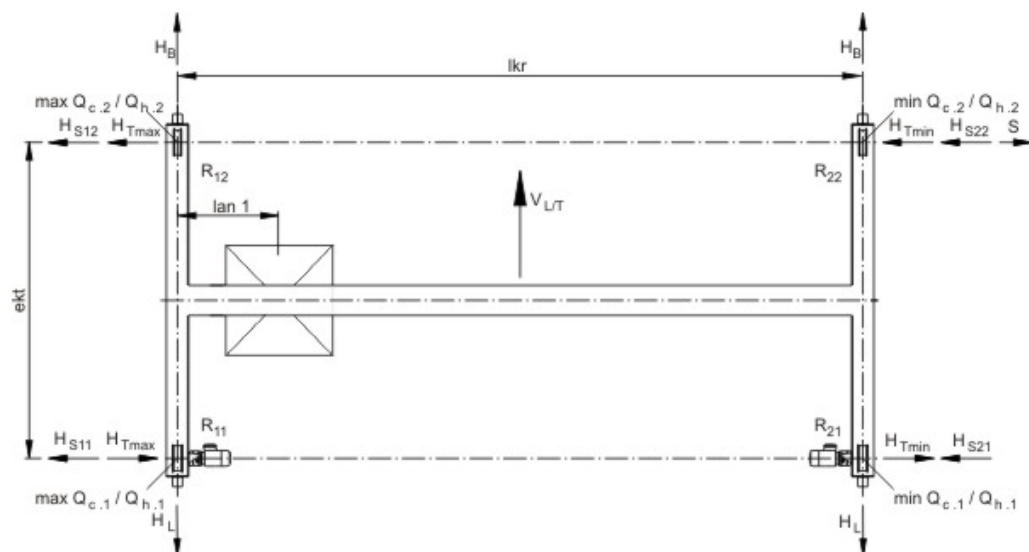
Σχήμα 2.12: Πλευρικές δυνάμεις λόγω της λοξής κίνησης της γερανογέφυρας

2.4.6 Υπολογισμός φορτίων γερανογέφυρας

2.4.6.1 Μονοτρόχια γερανογέφυρα (Monorail) ανυψωτικής ικανότητας 12,5tn

➤ Φορτία και δυναμικοί συντελεστές από τον κατασκευαστή

Vertical Wheel Loads	
Proportion of crane weight	
max. Qc.1	2364 kg
max. Qc.2	2516 kg
Proportion of lifting capacity	
max. Qh.1	6089 kg
max. Qh.2	6089 kg
Proportion of crane weight	
min. Qc.1	2133 kg
min. Qc.2	2167 kg
Proportion of lifting capacity	
min. Qh.1	187 kg
min. Qh.2	187 kg
Force	
HL	2,11 kN
HTmax	5,86 kN
HTmin	1,62 kN
Horizontal Load	
S	23,15 kN
HS11	0 kN
HS12	18,18 kN
HS21	0 kN
HS22	4,97 kN
Buffer Load	
HB	24,5 kN
Buffer type:	DPZ 160
Crane	
Crane Weight:	9230 kg
Crab Weight:	603 kg
eKT:	4000 mm
Distance of guide rollers	4000 mm
Dynamic coefficients	
Φ1 (Dead weight)	1,1
Φ2A (Lifted load)	1,1
Φ2C/L (Overload)	1,2
Φ3 (Load reduction)	1
Φ4kr (Crane runway unevenness)	1
Φ5kr (Long-travel drive)	1,8
Φ5hw (Hoist unit drive)	1,4
Φ6dyn (Test load: dynamic)	1,1
Φ6stat (Test load: static)	1
Φ7 (Buffer impact)	1,3



➤ Κατακόρυφα φορτία

Όπως φαίνεται στον πίνακα υπάρχουν μικρές διαφορές ανάμεσα στα φορτία των τροχών, που βρίσκονται στην ίδια δοκό. Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής θεωρήθηκε ότι και οι δύο τροχοί της κάθε δοκού κύλισης ασκούν φορτία ίσα με το δυσμενέστερο. Επίσης, παρόλο που ο κατασκευαστής δίνει συντελεστή δοκιμαστικού φορτίου, κρίθηκε ότι δεν είναι κρίσιμη φόρτιση και αγνοήθηκε.

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

Για τους συνδυασμούς 1,2,8:

$$Q_{rmin} = ((2167kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_1 = 23,4kN$$

$$Q_r^{min} = ((2516kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_1 = 27,15kN$$

Για τους συνδυασμούς 3,7,9,10:

$$Q_{rmin} = (2167kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 21,36kN$$

$$Q_r^{min} = (2516kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 24,68kN$$

Για τους συνδυασμούς 4,5,6:

$$Q_{rmin} = ((2167kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 21,36kN$$

$$Q_r^{min} = ((2516kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 24,68kN$$

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

Για το συνδυασμό 1:

Παρατήρηση: χρησιμοποιείται ο συντελεστής $\Phi 2C/L(Overload)$ υπέρ της ασφαλείας

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((6089kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_2 = 98,83kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((187kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_2 = 25,6kN$$

Για το συνδυασμό 2:

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((6089kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_3 = 86,88kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((187kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_3 = 25,23kN$$

Για τους συνδυασμούς 4,5,6:

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((6089kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 84,41kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((187kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 23,19kN$$

Για το συνδυασμό 7:

$$n = \text{crane} + \text{crab weight} / (\text{crane} + \text{crab weight} + 12500kg) = 44\%$$

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((6089kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times n = 51kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((187kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times n = 22,6kN$$

Για τους συνδυασμούς 9,10:

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + (6089kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 84,41kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + (187kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 23,19kN$$

➤ Οριζόντια φορτία

A) Οριζόντια φορτία λόγω επιτάχυνσης και επιβράδυνσης της γερανογέφυρας για τους συνδυασμούς 1,2,3,4,8.

Παρατήρηση: χρησιμοποιείται ο συντελεστής $\Phi 5kr(\text{long-travel drive})$ για τα αξονικά φορτία και ο $\Phi 5hw(\text{hoist unit drive})$ για τα υπόλοιπα οριζόντια.

$$H_L = 2,11kN \times \varphi_5 = 3,8kN$$

$$H_{Tmax} = 5,86kN \times \varphi_5 = 8,2kN$$

$$H_{Tmin} = 1,62kN \times \varphi_5 = 2,27kN$$

Β) Οριζόντια φορτία λόγω παράγωγης (λοξής ως προς τις τροχιές) της γερανογέφυρας για το συνδιασμό 5.

$$H_{S1,T}=H_{S1,2,T}=18,18kN$$

$$H_{S2,T}=H_{S2,2,T-S}=-18,18kN$$

Γ) Οριζόντια φορτία λόγω πρόσκρουσης στα προστατευτικά ακρών

$$HB=24,5kN \times \varphi_7=31,85kN$$

➤ Συγκεντρωτικός πίνακας

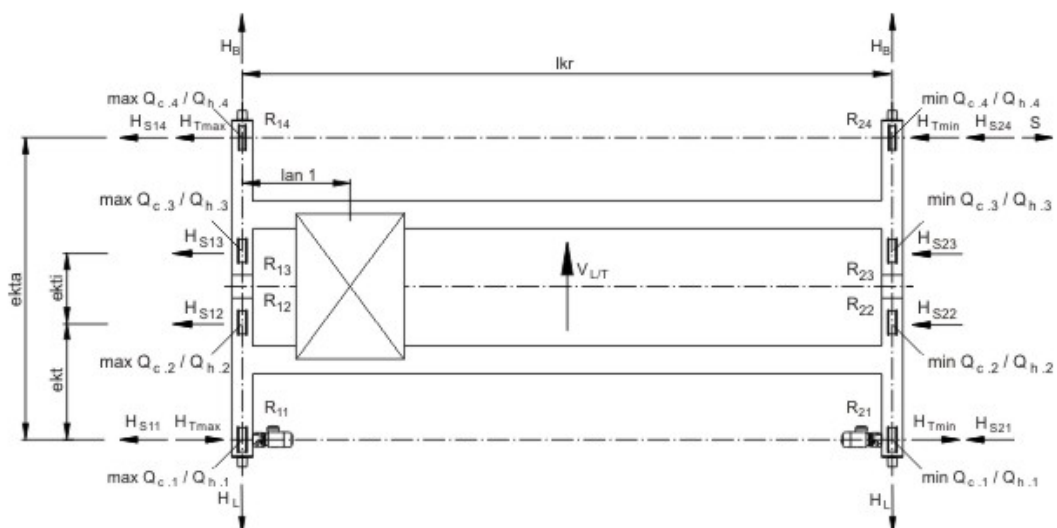
Παρατήρηση: σε κάθε στοιχείο του πίνακα φαίνεται πρώτα η ονομαστική τιμή φορτίου και από κάτω πολλαπλασιασμένη επι το συντελεστή ΟΚΑ.

			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Κατακόρυφα φορτία	Ιδίο βάρος γερανογέφυρας	Q_{rmin}	23.4	23.4	21.4	21.4	21.4	21.4	21.4	23.4	21.4	21.4	
			31.6	31.6	28.8	28.8	28.8	28.8	28.8	28.8	31.6	28.8	28.8
	Q_r	Q_{rmin}	27.2	27.2	24.7	24.7	24.7	24.7	24.7	24.7	27.2	24.7	24.7
			36.7	36.7	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	36.7	33.3	33.3
	Ιδίο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενου φορτίου	Q_{rmax}	98.8	86.9	-	84.4	84.4	84.4	51.0	-	84.4	84.4	
			133.4	117.3	-	114.0	114.0	114.0	68.9	-	114.0	114.0	
Q_r	Q_{rmax}	25.6	25.2	-	23.2	23.2	23.2	22.6	-	23.2	23.2		
		34.6	34.1	-	31.3	31.3	31.3	30.5	-	31.3	31.3		
Οριζόντια φορτία	Επιτάχυνση-Επιβράδυνση της γερανογέφυρας	H_L		3.8	3.8	3.8	3.8	-	-	-	3.8	-	-
				5.1	5.1	5.1	5.1	-	-	-	5.1	-	-
		H_{Tmax}		8.2	8.2	8.2	8.2	-	-	-	8.2	-	-
				11.1	11.1	11.1	11.1	-	-	-	11.1	-	-
	H_{Tmin}		2.3	2.3	2.3	2.3	-	-	-	2.3	-	-	
			3.1	3.1	3.1	3.1	-	-	-	3.1	-	-	
	Παράγωγή κίνηση της γερανογέφυρας	$H_{S1,T}$		-	-	-	-	18.2	-	-	-	-	-
				-	-	-	-	24.5	-	-	-	-	-
		$H_{S2,T}$		-	-	-	-	18.2	-	-	-	-	-
				-	-	-	-	24.5	-	-	-	-	-
Πρόσκρουση στα προστατευτικά ακρών	H_B		-	-	-	-	-	-	-	-	31.9	-	
			-	-	-	-	-	-	-	-	43.0	-	

2.4.6.2 Γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 50tn

➤ Φορτία και δυναμικοί συντελεστές από τον κατασκευαστή

Vertical Wheel Loads	
Proportion of crane weight	
max. Qc.1	3125 kg
max. Qc.2	3198 kg
max. Qc.3	3195 kg
max. Qc.4	3094 kg
Proportion of lifting capacity	
max. Qh.1	9910 kg
max. Qh.2	15664 kg
max. Qh.3	13479 kg
max. Qh.4	8527 kg
Proportion of crane weight	
min. Qc.1	2613 kg
min. Qc.2	2486 kg
min. Qc.3	2501 kg
min. Qc.4	2655 kg
Proportion of lifting capacity	
min. Qh.1	563 kg
min. Qh.2	891 kg
min. Qh.3	766 kg
min. Qh.4	485 kg
Force	
HL	5,33 kN
HTmax	16,84 kN
HTmin	3,63 kN
Horizontal Load	
S	51,01 kN
HS11	-9,68 kN
HS12	5,03 kN
HS13	19,08 kN
HS14	27,97 kN
HS21	-2,62 kN
HS22	0,99 kN
HS23	3,42 kN
HS24	6,82 kN
Buffer Load	
HB	41,27 kN
Buffer type:	DPZ 210
Crane	
Crane Weight:	23154 kg
Crab Weight:	2795 kg
eKT:	1600 mm
Carriage eKTA	4200 mm
Carriage eKTI	1000 mm
Distance of guide rollers	4200 mm
Dynamic coefficients	
Φ1 (Dead weight)	1,1
Φ2A (Lifted load)	1,05
Φ2C/L (Overload)	1,13
Φ3 (Load reduction)	1
Φ4kr (Crane runway unevenness)	1
Φ5kr (Long-travel drive)	1,8
Φ5hw (Hoist unit drive)	1,35
Φ6dyn (Test load: dynamic)	1,03
Φ6stat (Test load: static)	1
Φ7 (Buffer impact)	1,25



➤ Κατακόρυφα φορτία

Για τη γερανογέφυρα διπλού φορέα έγινε η θεώρηση ότι οι εσωτερικοί τροχοί (Q_{c2}, Q_{c3}) ασκούν φορτία ίσα με το δυσμενέστερο μεταξύ τους. Όμοια για τους εξωτερικούς τροχούς (Q_{c1}, Q_{c4}). Επίσης έγινε η ίδια θεώρηση για το δοκιμαστικό φορτίο με το monorail.

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

Για τους συνδυασμούς 1,2,8:

- Για τους εσωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmin} = ((2501kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_1 = 27kN$$

$$Q_r^{min} = ((3198kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_1 = 34,51kN$$

- Για τους εξωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmin} = ((2655kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_1 = 28,65kN$$

$$Q_r^{min} = ((3125kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_1 = 33,72kN$$

Για τους συνδυασμούς 3,7,9,10:

- Για τους εσωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmin} = (2501kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 24,53kN$$

$$Q_r^{min} = (3198kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 31,37kN$$

- Για τους εξωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmin} = (2655kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 26,05kN$$

$$Q_r^{min} = (3125kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 30,65kN$$

Για τους συνδυασμούς 4,5,6:

- Για τους εσωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmin} = ((2501kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 24,53kN$$

$$Q_r^{min} = ((3198kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 31,37kN$$

- Για τους εξωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmin} = ((2655kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 26,05kN$$

$$Q_r^{min} = ((3125kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 30,65kN$$

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

Για το συνδυασμό 1:

Παρατήρηση: χρησιμοποιείται ο συντελεστής $\Phi 2C/L$ (Overload) υπέρ της ασφαλείας

- Για τους εσωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((15664kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_2 = 208,15kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((891kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_2 = 36,88kN$$

- Για τους εξωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((9910kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_2 = 143,58kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((563kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_2 = 34,89kN$$

Για το συνδυασμό 2:

- Για τους εσωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((15664kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_3 = 188,17kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((891kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_3 = 35,74kN$$

- Για τους εξωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((9910kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_3 = 130,94kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((563kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_3 = 34,17kN$$

Για τους συνδυασμούς 4,5,6:

- Για τους εσωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((15664kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 185,03kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((891kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 33,27 kN$$

- Για τους εξωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((9910kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 127,87kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((563kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times \varphi_4 = 31,57kN$$

Για το συνδυασμό 7:

$$n = crane + crab\ weight / (crane + crab\ weight + 50000kg) = 34,5\%$$

- Για τους εσωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((15664kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times n = 83,61kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((891kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times n = 24,99kN$$

- Για τους εξωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + ((9910kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times n = 67,3kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + ((563kg \times 9,81m/s^2)/1000) \times n = 26,34kN$$

Για τους συνδυασμούς 9,10:

- Για τους εσωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + (15664kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 185,03kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + (891kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 33,27kN$$

- Για τους εξωτερικούς τροχούς

$$Q_{rmax} = Q_r^{min} + (9910kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 127,87kN$$

$$Q_r^{max} = Q_{rmin} + (563kg \times 9,81m/s^2)/1000 = 31,57kN$$

➤ Οριζόντια φορτία

Α) Οριζόντια φορτία λόγω επιτάχυνσης και επιβράδυνσης της γερανογέφυρας για τους συνδυασμούς 1,2,3,4,8.

Παρατήρηση: χρησιμοποιείται ο συντελεστής $\Phi 5kr(long\ travel\ drive)$ για τα αξονικά φορτία και ο $\Phi 5hw(hoist\ unit\ drive)$ για τα υπόλοιπα οριζόντια.

$$H_L = 5,33kN \times \varphi_5 = 9,6kN$$

$$H_{Tmax} = 16,84kN \times \varphi_5 = 22,73kN$$

$$H_{Tmin} = 3,63kN \times \varphi_5 = 4,9kN$$

Β) Οριζόντια φορτία λόγω παράγωγης (λοξής ως προς τις τροχιές) της γερανογέφυρας για το συνδυασμό 5.

- Για δοκό κύλισης 1:

$$H_{S1,1,T} = H_{S11} = -9,68kN$$

$$H_{S1,2,T} = H_{S12} = 5,03 kN$$

$$H_{S1,3,T} = H_{S13} = 19,08 kN$$

$$H_{S1,4,T} = H_{S14} = 27,97kN$$

- Για δοκό κύλισης 2:

$$H_{S2,1,T} = H_{S21} = -2,62kN$$

$$H_{S2,2,T} = H_{S22} = 0,99kN$$

$$H_{S2,3,T} = H_{S23} = 3,42kN$$

$$H_{S2,4,T} = H_{S24-S} = -44,19kN$$

Γ) Οριζόντια φορτία λόγω πρόσκρουσης στα προστατευτικά ακρών

$$HB = 41,27kN \times \varphi_7 = 51,59kN$$

➤ Συγκεντρωτικός πίνακας

			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Κατακόρυφα φορτία	Ιδίο βάρος γερανογέφυρας	$Q_{rmin}E\Sigma$	27.0	27.0	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5	27.0	24.5	24.5	
			36.5	36.5	33.1	33.1	33.1	33.1	33.1	36.5	33.1	33.1	
		$Q_{rmin}E\Xi$	28.7	28.7	26.1	26.1	26.1	26.1	26.1	26.1	28.7	26.1	26.1
			38.7	38.7	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	38.7	35.2	35.2	
		$Q_r^{min}E\Sigma$	34.5	34.5	31.4	31.4	31.4	31.4	31.4	31.4	34.5	31.4	31.4
			46.6	46.6	42.3	42.3	42.3	42.3	42.3	46.6	42.3	42.3	
		$Q_r^{min}E\Xi$	33.7	33.7	30.7	30.7	30.7	30.7	30.7	30.7	33.7	30.7	30.7
			45.5	45.5	41.4	41.4	41.4	41.4	41.4	45.5	41.4	41.4	
	Ιδίο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενου φορτίου	$Q_{rmax}E\Sigma$	208.2	188.2	-	185.0	185.0	185.0	83.6	-	185.0	185.0	
			281.0	254.0	-	249.8	249.8	249.8	112.9	-	249.8	249.8	
		$Q_{rmax}E\Xi$	143.6	130.9	-	127.9	127.9	127.9	67.3	-	127.9	127.9	
			193.8	176.8	-	172.6	172.6	172.6	90.9	-	172.6	172.6	
$Q_r^{max}E\Sigma$		36.9	35.7	-	33.3	33.3	33.3	25.0	-	33.3	33.3		
		49.8	48.2	-	44.9	44.9	44.9	33.7	-	44.9	44.9		
$Q_r^{max}E\Xi$		34.9	34.2	-	31.6	31.6	31.6	26.3	-	31.6	31.6		
		47.1	46.1	-	42.6	42.6	42.6	35.6	-	42.6	42.6		
Οριζόντια φορτία	Επιτάχυνση-Επιβράδυνση της γερανογέφυρας	H_L	9.6	9.6	9.6	9.6	-	-	-	9.6	-	-	
			13.0	13.0	13.0	13.0	-	-	-	13.0	-	-	
		H_{Tmax}	23	23	23	23	-	-	-	23	-	-	
			30.7	30.7	30.7	30.7	-	-	-	30.7	-	-	
		H_{Tmin}	4.9	4.9	4.9	4.9	-	-	-	4.9	-	-	
			6.6	6.6	6.6	6.6	-	-	-	6.6	-	-	
		Παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας	$H_{S1,1,T}$	-	-	-	-	9.7	-	-	-	-	-
				-	-	-	-	13.1	-	-	-	-	-
	$H_{S1,2,T}$		-	-	-	-	5.0	-	-	-	-	-	
			-	-	-	-	6.8	-	-	-	-	-	
	$H_{S1,3,T}$		-	-	-	-	19.1	-	-	-	-	-	
			-	-	-	-	25.8	-	-	-	-	-	
	$H_{S1,4,T}$		-	-	-	-	28.0	-	-	-	-	-	
			-	-	-	-	37.8	-	-	-	-	-	
	$H_{S2,1,T}$		-	-	-	-	2.6	-	-	-	-	-	
			-	-	-	-	3.5	-	-	-	-	-	
	$H_{S2,2,T}$		-	-	-	-	1.0	-	-	-	-	-	
			-	-	-	-	1.3	-	-	-	-	-	
	$H_{S2,3,T}$	-	-	-	-	3.4	-	-	-	-	-		
		-	-	-	-	4.6	-	-	-	-	-		
$H_{S2,4,T}$	-	-	-	-	44.2	-	-	-	-	-			
	-	-	-	-	59.7	-	-	-	-	-			
Πρόσκρουση στα προστατευτικά ακρών	H_B	-	-	-	-	-	-	-	-	51.6	-		
		-	-	-	-	-	-	-	-	69.6	-		

2.4.7 Κανονισμός για πολλαπλές γερανογέφυρες

Σύμφωνα με τον EN 1991-3 ο αριθμός των γερανών, που πρέπει να θεωρήσουμε ότι βρίσκονται στη δυσμενέστερη θέση ταυτόχρονα, προτείνεται να λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα.

	Γερανογέφυρες στις ίδιες τροχιές	Γερανογέφυρες στο ίδιο φάτνωμα	Γερανογέφυρες σε κτίρια με παράλληλες αίθουσες	
Κατακόρυφα Φορτία	3	4	4	2
Οριζόντια Φορτία	2	2	2	2

Πίνακας 2.8: Κανονισμός EN 1991-3 για πολλαπλές γερανογέφυρες

Στο συγκεκριμένο κτίριο, σύμφωνα με το κανονισμό, θεωρούνται ότι λειτουργούν και οι τέσσερις γερανογέφυρες ταυτόχρονα και για τα οριζόντια και για τα κατακόρυφα φορτία.

2.5 Σεισμικά φορτία

2.5.1 Γενικά στοιχεία

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Οι σεισμικές δράσεις υπολογίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Με βάση λοιπόν τον EN1998-1 οι κατασκευές θα πρέπει σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις.

- Ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με:
 - την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, P_{NCR} , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς T_{NCR}
 - τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 .
- Ανάλυση της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, δηλαδή σεισμικής δράσης με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς

χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την «απαίτηση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς.

2.5.1 Κατηγορία εδάφους

Στον Ευρωκώδικα 8, η σεισμική δράση εξαρτάται όχι μόνον από τη σεισμικότητα στη θέση του έργου, αλλά και από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Για το σκοπό του καθορισμού της σεισμικής δράσης, ο ΕΚ8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες κατηγορίες, τις A, B, C, D, E και σε δύο ειδικές, τις S1, S2.

Η βασική παράμετρος για την κατάταξη σε κατηγορία είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30m από την επιφάνεια, $v_{s,30}$:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (2.24)$$

όπου h_i και v_i είναι το πάχος (σε m) και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε διατμητική παραμόρφωση 10–5 ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος i από N συνολικά. Αν δεν είναι διαθέσιμη η τιμή της $v_{s,30}$, μπορεί να χρησιμοποιείται για την κατάταξη σε κατηγορία ο αριθμός κρούσεων/0,3m στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης, NSPT. Αν ούτε αυτός είναι διαθέσιμος, μπορεί να χρησιμοποιείται η αστράγγιστη αντοχή, c_u .

Κατηγορία εδάφους		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	-	-
B	Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C	Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D	Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5-20m και υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s			
S1	≥10m μαλακή άργιλος/ίλύς με δείκτη πλαστιμότητας PI>40 και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	-	10-20
S2	Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S1		-	

Πίνακας 2.10: Κατηγορίες εδάφους

2.5.2 Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

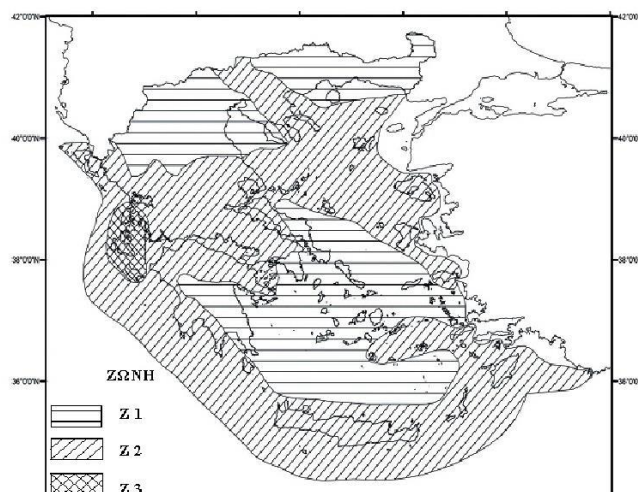
Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I
I	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0,80
II	Σύνηθες	1,00
III	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού)	1,20
IV	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί,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

Πίνακας 2.11: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια.

2.5.3 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Στον ΕΚ8 η εξάρτηση της «σεισμικής δράσης αναφοράς» (δηλαδή αυτής με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια και μέση περίοδο επανάληψης 475 χρόνια), από τη γεωγραφική θέση δίνεται σε όρους μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} στο βράχο (δηλ. σε έδαφος κατηγορίας Α) από τον εθνικό χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Χάριν απλότητας, το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8 υιοθετεί για το σκοπό αυτό τις τρεις Ζώνες Επικινδυνότητας του ΕΑΚ 2000 και ως σεισμικές επιταχύνσεις στο βράχο τις αντίστοιχες τιμές εδαφικών .

Z1	Z2	Z3
0,16	0,24	0,3



Σχήμα 2.14: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας στην Ελλάδα

2.5.4 Βασική προσομοίωση της σεισμικής δράσης

Στο πλαίσιο του EN 1998, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο εφεξής "ελαστικό φάσμα απόκρισης".

2.5.4.1 Οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής δράσης

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \left(\frac{T}{T_B} \right) \times (n \times 2,5 - 1) \right] \quad (2.35)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2,5 \quad (2.46)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2,5 \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.57)$$

$$T_C \leq T \leq 4s \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2,5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (2.68)$$

όπου

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S είναι ο συντελεστής εδάφους

$n = \sqrt{7/(5 + \xi)} \geq 0,55$ είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης με τιμή αναφοράς

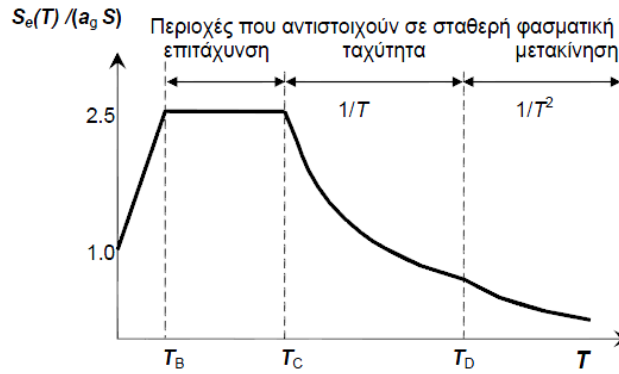
$n=1$ για 5% ιξώδη απόσβεση.

ξ ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.

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

Πίνακας 2.9: Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους του ΕΚ8.



Σχήμα 2.13: Ελαστικό φάσμα απόσβεσης στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του EN1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Τελικώς το φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.79)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (2.20)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \times a_g \quad (2.28)$$

$$T_D \leq T \longrightarrow S_e(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (2.22)$$

2.5.4.2 Κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης

Κατά τον EN1998, σε κτίρια η κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση, a_{vg} , είναι μεγαλύτερη από 0,25g (δηλαδή, στη Ζώνη Επικινδυνότητας Z3, καθώς και στην Z2 μόνον για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV) αλλά και πάλιν μόνον στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για (σχεδόν) οριζόντια μέλη με άνοιγμα τουλάχιστον 20m

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

2.5.5 Μέθοδοι ανάλυσης

Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης για κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμμετοχές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.
- Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί, εφόσον ικανοποιούνται ορισμένες συνθήκες, εναλλακτικά της γραμμικής μεθόδου, μια μη γραμμική μέθοδος όπως:

- Μη γραμμική στατική ανάλυση (push-over)
- Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

2.5.6 Εφαρμογή στη συγκεκριμένη κατασκευή

Τα φορτία λόγω σεισμού υπολογίστηκαν με τη μέθοδο ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης από το υποπρόγραμμα DYNA του Sofistik. Θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους B και συντελεστής σπουδαιότητας 1 για σύνηθες κατασκευή. Εφόσον το υπόστεγο βρίσκεται στο νομό Βοιωτίας κατατάσσεται σε ζώνη επικινδυνότητας 2 ($\alpha_g=0,24g$). Για το συντελεστή συμπεριφοράς επιλέχθηκε $q=1,50$, για την αποφυγή των ελέγχων για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και των ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού. Συμμετέχουσα μάζα θεωρήθηκαν τα μόνιμα φορτία συμπεριλαμβανομένων και των ιδίων βάρων των γερανογεφυρών και το φορτίου του χιονιού. Χρησιμοποιήθηκαν οι πρώτες 65 ιδιομορφές που μας δίνουν ιδιομορφική μάζα >90% και στις δύο διευθύνσεις που θεωρούμε ότι ασκείται ο σεισμός. Η ιδιομορφική επαλληλία έγινε μέσω της μεθόδου πλήρης τετραγωνικής επαλληλίας CQC και η χωρική επαλληλία με απλή τετραγωνική επαλληλία SRSS.

2.6 Συνδυασμοί φόρτισης

2.6.1 Γενικά

Οι κατασκευές που σχεδιάζονται και εκτελούνται με βάση τον Ευρωκώδικα 1 πρέπει να ικανοποιούν τις εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Να παραμένουν κατάλληλες για τη χρήση για την οποία προορίζονται
- Να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις και τις διάφορες επιδράσεις που πιθανόν να συμβούν κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης τους
- Να μην κινδυνεύουν να υποστούν δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, σεισμούς ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους.

Οι απαιτήσεις αυτές ικανοποιούνται με τον έλεγχο της κατασκευής μας στις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού. Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του.

Διακρίνονται οι παρακάτω δύο κατηγορίες:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων δίνονται παρακάτω:

	ΟΚΑ		ΟΚΛ	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1	1	1
γ_Q	1,5	0	1	0

Πίνακας 2.12: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων.

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

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

Πίνακας 2.13: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1

Για τους συντελεστές ψ των φορτίων των γερανών συνιστώνται οι ακόλουθες τιμές:

Δράση	Συμβολισμός	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Ομάδες φορτίων από γερανούς	Q_T	1	0,9	Ψ^1

Πίνακας 2.20: Συντελεστές ψ για φορτία γερανών.

1) Ψ ο λόγος της μόνιμης δράσης του γερανού προς τη συνολική δράση του γερανού.

ιδίο βάρος γερανογέφυρας/ιδίο βάρος γερανογέφυρας + ανυψούμενου φορτίου=0,41.
Υπέρ της ασφαλείας λήφθηκε 0,5.

2.6.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με απώλεια ισορροπίας του φορέα, αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, μετατροπή του φορέα ή μέρος του σε μηχανισμό, θραύσης και απώλεια της ευστάθειας του και αστοχία λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Ο συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

1. Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.23)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.24)$$

3. Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.25)$$

2.6.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με συνθήκες πέρα των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ.).

Οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

2. Συχνός συνδυασμός

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

3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

3 Δοκοί κύλισης

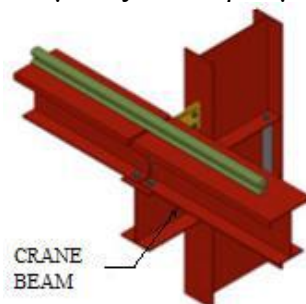
3.1 Απαιτούμενοι έλεγχοι

3.1.1 Γενικά στοιχεία

Οι δοκοί κύλισης της γερανογέφυρας είναι φέρουσες κατασκευές ιδιάζουσας σημασίας και αυτό από δύο διαφορετικές απόψεις, τη στατική και τη λειτουργική. Από λειτουργική άποψη, οι δοκοί κύλισης αποτελούν ζωτικό τμήμα του συστήματος διακίνησης των φορτίων μέσα στο κτίριο, και επομένως ελαττωματική λειτουργία τους, πολλοί νεκροί χρόνοι για συντήρηση και επισκευές, ακόμη και αστοχίες, μπορεί να έχουν ως αποτέλεσμα σοβαρότατες οικονομικές επιπτώσεις για τον ιδιοκτήτη της εγκατάστασης. Από στατική άποψη, οι δοκοί κύλισης είναι φορείς ξεχωριστής σημασίας για δύο βασικούς λόγους. Πρώτον, γιατί είναι από τις λίγες εκείνες κατασκευές που τα μέγιστα φορτία υπολογισμού πραγματοποιούνται στο ακέραιο και μάλιστα πολύ συχνά, ανάλογα με τη χρήση των γερανογεφυρών που εξυπηρετούν. Δεύτερον, γιατί σε ό,τι αφορά τις καταπονήσεις, υπόκεινται σε συνεχείς ακραίες εναλλαγές των τάσεων στις διάφορες διατομές με αποτέλεσμα να είναι κατασκευές ευαίσθητες σε φαινόμενα κόπωσης από τα οποία πολύ συχνά πάσχουν.

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 την ανέγερση και η τοποθέτησή της σταθεροποιεί κάθε νεοανεγειρόμενο πλαίσιο. Στη δεύτερη περίπτωση μειώνονται οι παραμορφώσεις, κρίσιμες συνήθως για τη διαστασιολόγηση και τα δυσμενή μεγέθη παραμορφώσεως προκύπτουν όταν και τα δύο φορτία από τους τροχούς της γερανογέφυρας βρίσκονται στο ίδιο άνοιγμα ενώ το άλλο παραμένει αφόρτιστο.

Οι διατομές των δοκών κύλισης είναι ελατές ή συγκολλητές. Οι ελατές διατομές είναι πλατύπελμες HEA, HEB, HEM λόγω της μεγαλύτερης αντοχής και δυσκαμψίας τους περί τον άξονα, που απαιτείται για την παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Οι ελατές διατομές προτιμώνται για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας (μέχρι 20t), όταν εξασφαλίζεται η επάρκεια με πλατύπελμες διατομές μεσαίου μεγέθους (ενδεικτικά μέχρι HEB500). Σε αντίθετη περίπτωση προτιμώνται συγκολλητές διατομές, οι οποίες έχουν μικρότερο βάρος αλλά επί πλέον κόστος και επιμέλεια κατασκευής, ιδιαίτερα στην εκτέλεση των ραφών κορμού-άνω πέλματος όπου προτιμώνται.



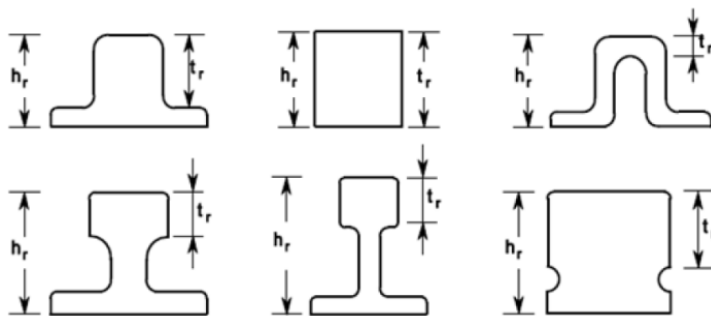
Σχήμα 3.1: Σύνδεση δοκού κύλισης με το υποστύλωμα.

Οι δοκοί κύλισης ελέγχονται ως προς την επάρκειά τους έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας, λειτουργικότητας και κόπωσης. Πρέπει δηλαδή να διαπιστώνεται

ότι η διατομή της δοκού είναι επαρκής και ότι η δοκός ως μέλος ανταποκρίνεται στη σύνθετη καταπόνηση στην οποία υποβάλλεται, χωρίς να παρουσιάζει παραμορφώσεις που δυσχεραίνουν την κίνηση και τη λειτουργία της γερανογέφυρας. Λόγω, εξ' άλλου, του μεγάλου αριθμού κύκλων φόρτισης πρέπει να διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω κόπωσης.

3.1.2 Τροχιές

Οι τροχιές μπορεί να είναι ορθογωνικές συμπαγείς ράβδοι (καρυδάκια) για περίπτωση μικρής ανυψωτικής ικανότητας ή ράβδοι με συνήθεις διατομές τροχιών για μεγαλύτερα φορτία.



Σχήμα 3.2: Μορφές τροχιών.

Οι τροχιές μπορεί να συγκολλούνται επί των δοκών κυλίσεως (συνήθης περίπτωση) με διακεκομμένες ραφές, να συνδέονται με αυτές μέσω εφαρμοσμένων ή προεντεταμένων κοχλιών ή να στερεώνονται απλώς επ' αυτών με ειδικά σταθεροποιητικά μέσα. Στις πρώτες περιπτώσεις επιτρέπεται να θεωρηθεί στους υπολογισμούς ότι οι τροχιά αποτελεί μέρος της διατομής της δοκού κυλίσεως υπό την προϋπόθεση ότι τα συνδετικά μέσα μπορούν να μεταφέρουν τις δυνάμεις στη διεπιφάνεια τροχιάς-δοκού (δυνάμεις ολίσθησης).

Ο χρόνος ζωής της τροχιάς πρέπει να προσδιορίζεται στην προδιαγραφή του έργου και μπορεί να είναι μικρότερος από το χρόνο ζωής του έργου, να προβλέπεται δηλαδή αντικατάστασή της σε ενδιάμεσες χρονικές στιγμές. Ως χρόνος ζωής μπορεί να ορίζονται τα 25 χρόνια. Σε περίπτωση ίδιου χρόνου ζωής με το έργο λαμβάνεται υπόψη η απομείωση της διατομής λόγω φθοράς. Στον EN1993-6 υποδεικνύεται στους ελέγχους αντοχής να λαμβάνεται υπόψη μειωμένη διατομή ίση προς $0,25t_r$. Στους ελέγχους κόπωσης λαμβάνεται υπόψη το μισό της απομείωσης αυτής.

Στην παρούσα κατασκευή χρησιμοποιήθηκε ορθογωνική ράβδος για τη μονοτρόχια γερανογέφυρα (12,5tn), ενώ για τη γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 50tn χρησιμοποιήθηκε τροχιά από τη σειρά A. Ο πίνακας με τα χαρακτηριστικά των τροχιών σειράς A φαίνεται στο παράρτημα A.

3.1.3 Έλεγχοι στην ΟΚΑ

Κατά τον έλεγχο της αντοχής πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι ακόλουθες εντατικές καταστάσεις με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη:

- Διαξονική κάμψη οφειλόμενη στις κατακόρυφες και πλευρικές οριζόντιες δράσεις των γερανογεφυρών
- Αξονική θλίψη ή εφελκυσμός οφειλόμενος στις κατά μήκος οριζόντιες δυνάμεις
- Στρέψη οφειλόμενη στην εκκεντρότητα των πλευρικών οριζόντιων δυνάμεων ως προς το κέντρο διάτμησης της διατομής
- Διάτμηση οφειλόμενη στις κατακόρυφες και οριζόντιες δράσεις

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας μπορεί να διακριθούν σε τρεις κατηγορίες:

- Έλεγχος της διατομής για το δυσμενέστερο συνδυασμό εντατικών μεγεθών.
- Έλεγχος του μέλους.
- Έλεγχος τοπικής έντασης του κορμού της δοκού κυλίσεως με βάση τη γενική και την τοπική ένταση.

Ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 6 για τη διευκόλυνση των παραπάνω ελέγχων δέχεται τις εξής απλοποιητικές παραδοχές:

- τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται από τη δοκό κυλίσεως.
- τα πλευρικά φορτία των συνήθων εδραζόμενων (top-mounted) γερανογεφυρών παραλαμβάνονται από το άνω πέλμα της δοκού
- οι στρεπτικές ροπές αντικαθίστανται από ένα ισοδύναμο ζεύγος οριζοντίων δυνάμεων που δρουν στις στάθμες άνω και κάτω πέλματος

3.1.3.1 Έλεγχος επάρκειας διατομής

Ο έλεγχος διατομής υπό τα δυσμενέστερα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία λαμβανομένης υπόψη της στρεπτικής ροπής που τα φορτία αυτά προκαλούν. Τα φορτία αυτά υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 2. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν ο συνδιασμός 1 για τα δυσμενέστερα κατακόρυφα και ο συνδιασμός 5 για τα οριζόντια και στις δύο δοκούς κύλισης.

3.1.3.2 Έλεγχος μέλους

Η επάρκεια έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μίας αμφιέριστης δοκού κυλίσεως μπορεί απλοποιητικά να γίνει ελέγχοντας ως θλιβόμενο μέλος μία ιδεατή διατομή που αποτελείται από το θλιβόμενο πέλμα και το 1/5 του κορμού έναντι καμπτικού λυγισμού. Η δρώσα θλιβούσα δύναμη μπορεί να θεωρηθεί ίση προς την αντιστοιχούσα στην καμπτική ροπή που προκαλούν τα κατακόρυφα φορτία διαιρούμενη με μοχλοβραχίονα την απόσταση μεταξύ των κέντρων βάρους των πελμάτων. Όμοια κατά τον έλεγχο οι στρεπτικές ροπές που οφείλονται στα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

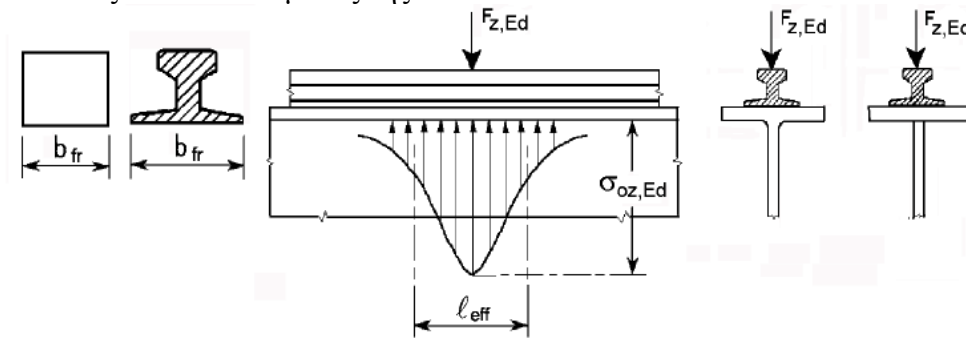
3.1.3.3 Έλεγχος τοπικής έντασης έντασης υπό το φορτίο τροχού

Το δυσμενέστερο σημείο είναι το ανώτερο σημείο του κορμού στην έναρξη της ακτίνας συναρμογής κορμού-πέλματος επί ελατών διατομών ή της ραφής συγκόλλησης επί σύνθετων διατομών. Στο σημείο αυτό υπάρχουν σημαντικές πρόσθετες εγκάρσιες ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου. Αυτές είναι:

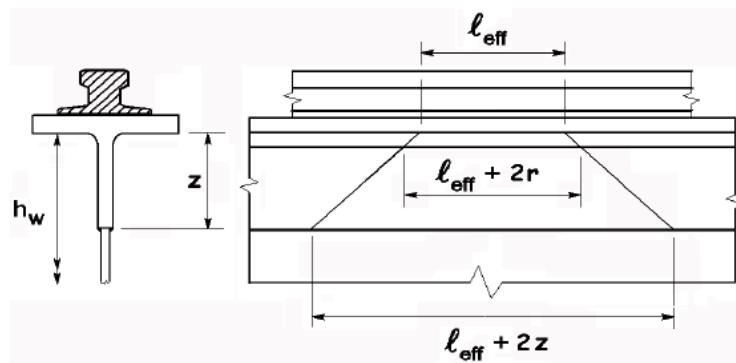
Α) τοπικές θλιπτικές τάσεις επί του κορμού της δοκού κύλισης κάτω από το φορτίο τροχού που θεωρούνται ότι διανέμονται ομοιόμορφα όπως φαίνεται στο σχήμα 3.1 σε κάποιο ενεργό μήκος l_{eff} του κορμού. Η θλιπτική τάση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_{z,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff} \times t_w} \quad (3.1)$$

όπου $F_{z,Ed}$ το φορτίο σχεδιασμού του τροχού, t_w το πάχος του κορμού και το l_{eff} εξαρτάται από τη γεωμετρία της τροχιάς, τον τρόπο σύνδεσής της επί της δοκού κύλισης και τις διαστάσεις του άνω πέλματός της.

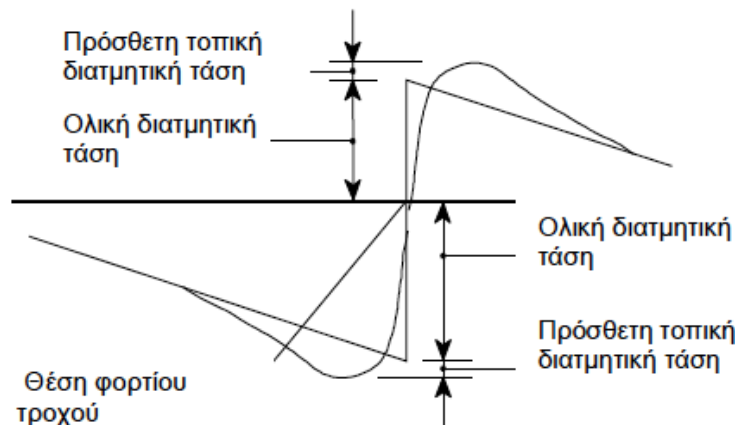


Περίπτωση	Περιγραφή	Ενεργό φορτιζόμενο μήκος l_{eff}
(α)	Τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [I_{ff} / t_w]^{1/3}$
(β)	Τροχιά μη δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [(I_r + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$
(γ)	Τροχιά τοποθετημένη επάνω σε ελαστομερές υπόστρωμα πάχους τουλάχιστον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



Σχήμα 3.1: Ενεργό φορτιζόμενο μήκος κορμού l_{eff}

Β) πρόσθετες τοπικές διατμητικές τάσεις λόγω της παραπάνω κατανομής της ορθής τάσης (σχήμα 3.2) που λαμβάνονται ίσες με ποσοστό 20% αυτής.



Σχήμα 3.2: Πρόσθετες τοπικές και ολικές διατμητικές τάσεις λόγω φορτίου τροχού

Γ) τοπικές καμπτικές τάσεις στον κορμό λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού (σχήμα 3.3) και της προκύπτουσας στρεπτικής ροπής τ_{Ed} .

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 \times \tau_{Ed}}{a \times t_w^2} n \times \tanh(n) \quad (3.2)$$

$$n = \sqrt{\frac{0,75 \times a \times t_w^2}{I_t} \times \frac{\sinh^2\left(\frac{\pi h_w}{a}\right)}{\sinh\left(\frac{2\pi h_w}{a}\right) - \left(\frac{2\pi h_w}{a}\right)}} \quad (3.3)$$

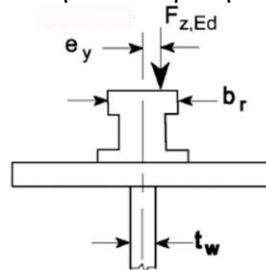
όπου

a η απόσταση μεταξύ εγκάρσιων νευρώσεων του κορμού της δοκού κύλισης

h_w το καθαρό ύψος του κορμού μεταξύ των πελμάτων

I_t η σταθερά στρέψεως του άνω πέλματος

τ_{Ed} η στρεπτική ροπή που οφείλεται στην εκκεντρότητα e_y του φορτίου τροχού $F_{z,Ed}$.



Σχήμα 3.3: Εκκεντρότητα φορτίου

3.1.4 Έλεγχοι στην ΟΚΛ

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

A) Το μέγεθος των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δοκών κύλισης πρέπει να περιορίζεται ώστε να αποφεύγονται οι υπερβολικές ταλαντώσεις τους κατά την ανύψωση του φορτίου και τη λειτουργία της γερανογέφυρας καθώς και υπερβολικές κλίσεις της τροχιάς.

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

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>	

Σχήμα 3.4: Έλεγχοι κατακόρυφων παραμορφώσεων

Γ) Οι οριζόντιες παραμορφώσεις των δοκών κλίσεως περιορίζονται ώστε να αμβλύνονται οι επιπτώσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας.

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

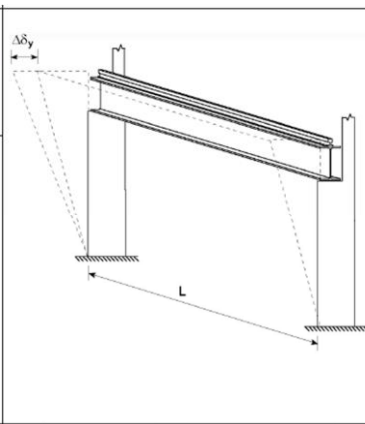
Σχήμα 3.5: Έλεγχος οριζόντιων παραμορφώσεων

Δ) Οι πλευρικές παραμορφώσεις των σημείων στήριξης των δοκών κλίσεως επί των τυπικών κυρίων πλαισίων περιορίζονται ώστε να αποφεύγεται υπερβολικό εύρος ταλαντώσεως των πλαισίων αυτών.

<p>β) Οριζόντια μετακίνηση δ_y ενός πλαισίου (ή ενός υποστυλώματος) στη στάθμη στήριξης της γερανογέφυρας, λόγω των φορτίων από τη γερανογέφυρα:</p> <p>$\delta_y \leq h_c/400$</p> <p>όπου: h_c είναι το ύψος μέχρι τη στάθμη στην οποία στηρίζεται η γερανογέφυρα (επί μιας τροχιάς ή ενός πέλματος)</p>	
--	--

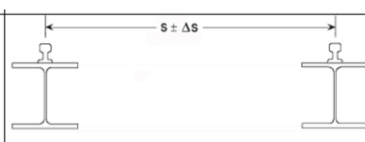
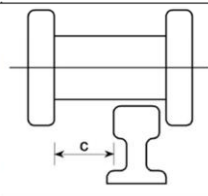
Σχήμα 3.6: Έλεγχος οριζόντιας μετακίνησης πλαισίου

Ε) Οι διαφορικές πλευρικές παραμορφώσεις των γειτονικών υποστυλωμάτων πρέπει να περιορίζονται ώστε να αποφεύγονται απότομες αλλαγές στην ευθύτητα των τροχιών που μπορεί να προκαλέσουν αυξημένες δράσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας και παραμορφώσεις στην τελευταία.

<p>γ) Διαφορά $\Delta\delta_y$ μεταξύ των οριζοντίων μετακινήσεων γειτονικών πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κλίσεως σε γερανογέφυρες εσωτερικού χώρου:</p> $\Delta\delta_y \leq L/600$	
<p>δ) Διαφορά $\Delta\delta_y$ μεταξύ των οριζοντίων μετακινήσεων γειτονικών υποστυλωμάτων(ή πλαισίων) που υποστηρίζουν τις δοκούς μιας εξωτερικής γερανογέφυρας :</p> <ul style="list-style-type: none"> - λόγω των πλευρικών δυνάμεων από τη γερανογέφυρα και τον άνεμο που συνδυάζεται με αυτές: $\Delta\delta_y \leq L/600$ <ul style="list-style-type: none"> - λόγω των φορτίων ανέμου $\Delta\delta_y \leq L/400$	

Σχήμα 3.7: Έλεγχος διαφορικών οριζόντιων μετακινήσεων γειτονικών πλαισίων

ΣΤ) Οι πλευρικές παραμορφώσεις των κύριων φορέων που μπορεί να προκαλέσουν μεταβολή της απόστασης ενός ζεύγους απέναντι τροχιών και εξ' αυτού φθορά στους όνυχες των τροχών, στα στηρίγματα των τροχών, στην ίδια τη γερανογέφυρα ή και εκτροχιασμό της, πρέπει να περιορίζονται. Περιορισμός τίθεται στην μεταβολή της απόστασης των απέναντι σημείων στήριξης των δύο δοκών κλίσεως επί του ιδίου πλαισίου. Ο περιορισμός αυτός μπορεί να είναι καθοριστικός στη διαστασιολόγηση των κυρών πλαισίων.

<p>ε) Μεταβολή της απόστασης Δs μεταξύ των κέντρων των τροχιών περιλαμβανομένης της επιρροής των θερμικών συστολοδιαστολών :</p> $\Delta s \leq 10 \text{ mm} \quad [\text{βλέπε υποσημείωση}]$	
<p>Υποσημείωση: Οι οριζόντιες παραμορφώσεις και αποκλίσεις των δοκών κλίσεως γερανογεφυρών θεωρούνται μαζί στο σχεδιασμό των γερανογεφυρών. Οι αποδεκτές παραμορφώσεις και ανοχές εξαρτώνται από τις λεπτομέρειες και ελεύθερες διαστάσεις στα μέσα καθοδήγησης. Υπό την προϋπόθεση ότι η ελεύθερη διάσταση c μεταξύ των πελμάτων του τροχού και της τροχιάς (ή μεταξύ εναλλακτικών μέσων καθοδήγησης και δοκού κλίσεως) είναι επαρκής ώστε να εξασφαλίζονται οι απαραίτητες ανοχές, μεγαλύτερα όρια παραμορφώσεων μπορούν να προδιαγραφούν για κάθε έργο εάν αυτό συμφωνηθεί με τον προμηθευτή της γερανογέφυρας και τον πελάτη.</p> 	

Σχήμα 3.8: Έλεγχος μεταβολής απόστασης των κέντρων των τροχιών

Ζ) για να αποφεύγεται στιγμιαίος ελαστικός λυγισμός του κορμού κατά τη διέλευση του φορτίου τίθεται περιορισμός στη λυγηρότητα του. Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός ο περιορισμός θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν ο λόγος b/t_w διατηρείται μικρότερος του 120 (b το ύψος και το t_w το πάχος του κορμού).

Η) για να αποφεύγεται πλευρική ταλάντωση του κάτω πέλματος, λόγω συντονισμού με τη γερανογέφυρα, περιορίζεται η λυγηρότητα του διατηρώντας σχετικά μικρό το λόγο L/iz (L η απόσταση μεταξύ πλευρικών εξασφαλίσεων του κάτω πέλματος και iz η ακτίνα αδρανείας του κάτω πέλματος μόνον, ως προς τον κατακόρυφο άξονα). Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, ο περιορισμός θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν $L/iz < 250$.

3.1.5 Έλεγχος κόπωσης

Εκτός από τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας η δοκός κύλισης, λόγω της φύσεως των φορτίων που την καταπονούν με μεγάλο αριθμό επαναλήψεων, πρέπει να ελέγχονται επίσης και έναντι κοπώσεως. Ο έλεγχος σε κόπωση γίνεται με βάση ένα ιδεατό φορτίο κόπωσης, Q_c , το οποίο θεωρείται ότι επαναλαμβανόμενο 2×10^6 φορές έχει ισοδύναμο από πλευράς κόπωσης αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φόρτισης. Το ιδεατό φορτίο λαμβάνεται από τη σχέση:

$$Q_C = \lambda_i \times \Phi_{fat} \times Q_{max,i} \quad (3.4)$$

Όπου

λ_i συντελεστής συνδεόμενος με το βαθμό έκθεσης σε κόπωση (από πίνακα 3.1)

Φ_{fat} ο δυναμικός συντελεστής ίσος με $\Phi_{fat} = \max((1 + \Phi_1)/2; (1 + \Phi_2)/2)$

$Q_{max,i}$ η μέγιστη αντίδραση τροχού (χωρίς δυναμικούς συντελεστές)

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

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Κατά τον προσδιορισμό των λ με πρότυπα φάσματα και κατανομή Gauss για τις επιδράσεις φορτίων, έχουν χρησιμοποιηθεί ο κανόνας Miner και καμπύλες αντοχής σε κόπωση S-N με κλίση $m=3$ για ορθές τάσεις και $m=5$ για διατμητικές τάσεις.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Στην περίπτωση που η κατηγορία του γερανού δεν περιλαμβάνεται στα συνοδευτικά έγγραφα δίδονται ενδείξεις στο Παράρτημα Β.

Πίνακας 3.1: Τιμές συντελεστή λ

Ευαίσθητο σημείο της δοκού κύλισης είναι η σύνδεση κορμού-άνω πέλματος ιδιαίτερα όταν η σύνδεση αυτή είναι συγκολλητή (κατασκευασμένη δοκός κύλισης). Η αντοχή της σύνδεσης αυτής δίνεται από τον Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 6 που κατατάσσει τις πιθανές λεπτομέρειες σύνδεσης κορμού-πέλματος σε κατηγορίες κόπωσης.

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 διεσόδσεως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στην συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού

Πίνακας 3.1 Κατηγορίες κόπωσης

3.2 Δοκός κύλισης μονοτρόχιας γερανογέφυρας 12,5tn

3.2.1 Χαρακτηριστικά και κατάταξη διατομής

Χαρακτηριστικά διατομής

$$A = 161,3 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 30820 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 9239 \text{ cm}^4$$

$$I_{f,z} = 4612,5 \text{ cm}^3$$

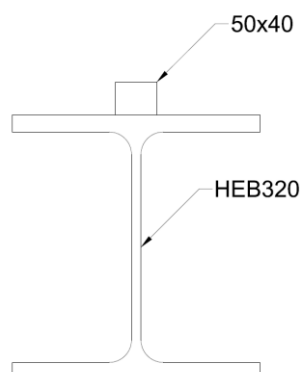
$$W_{el,y} = 1926 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = 615,9 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,f,z} = 307,5 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 2149 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 939,1 \text{ cm}^3$$



Κατάταξη διατομής

$$\varepsilon = \sqrt{234/355} = 0,814$$

- Κορμός

$$d/t_w = 27,9/1,15 = 24,26 < 72 * \varepsilon = 58,6$$

- Πέλμα

$$c/t_f = 11/2,05 = 5,36 < 9 * \varepsilon = 7,33$$

Η διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 1

Υπενθυμίζονται:

L μήκος δοκού κύλισης (6,25m)

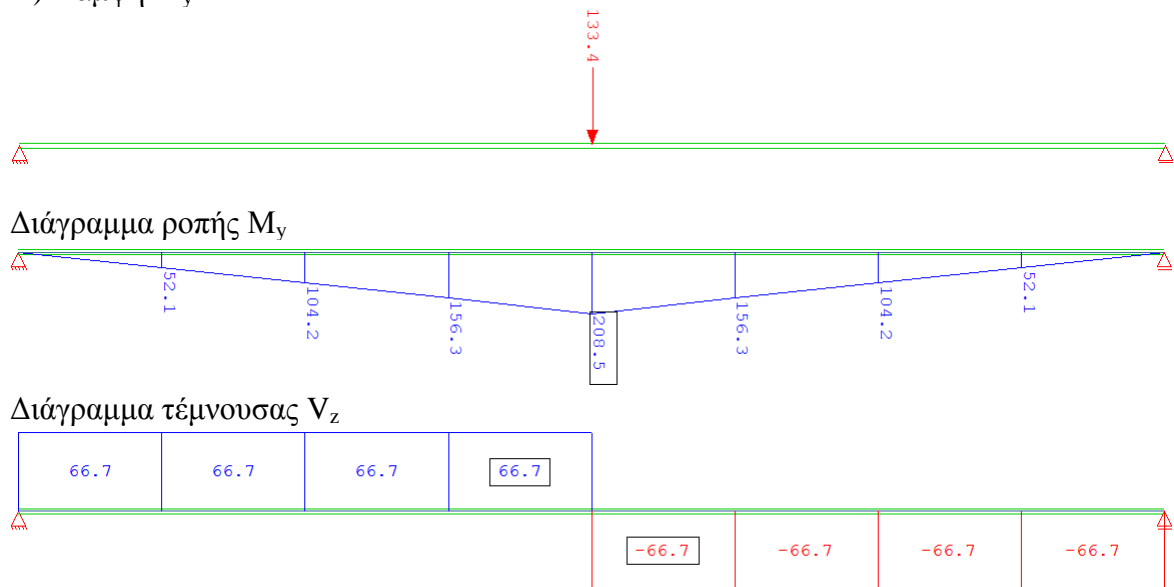
a απόσταση τροχών (4m)

3.2.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

3.2.2.1 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

➤ Μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα από συνδιασμό φορτίσεων 1

A) Κάμψη M_y



B) Κάμψη M_z

Αντικατάσταση στρέψης με ισοδύναμο ζεύγος δυνάμεων

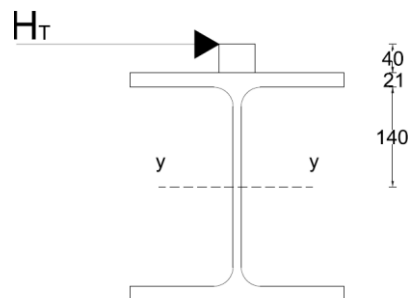
$$H_T = 11,1 \text{ kN}$$

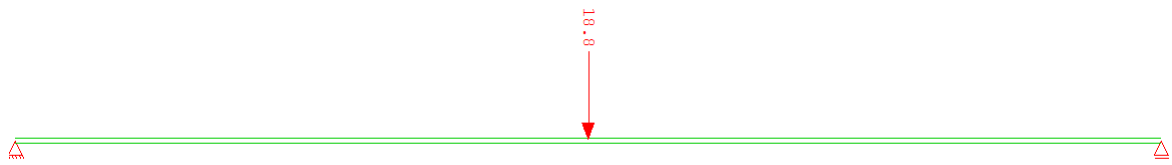
$$M_{\alpha} = M_{\beta} = H_T * 0,20 \text{ m} = 2,22 \text{ kNm}$$

$$H_i = M_i / 0,3 \text{ m} = 7,7 \text{ kN}$$

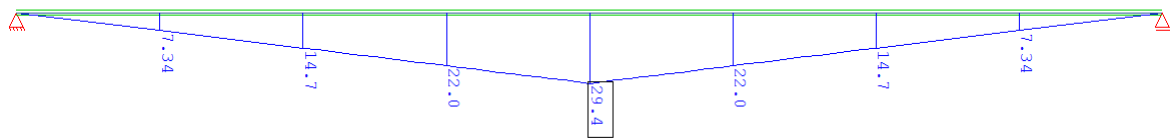
Άρα

$$H = H_T + H_i = 18,8 \text{ kN}$$

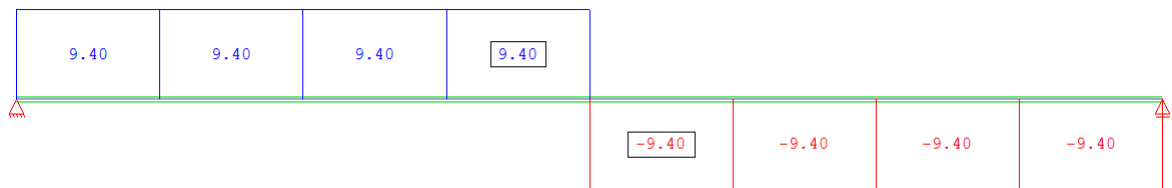




Διάγραμμα ροπής M_z



Διάγραμμα τέμνουσας V_y



Επιπλέον στην δοκό ασκούνται και οι παρακάτω δυνάμεις από την H_L , αλλά η επιρροή τους θεωρείται μικρή και αγνοούνται:

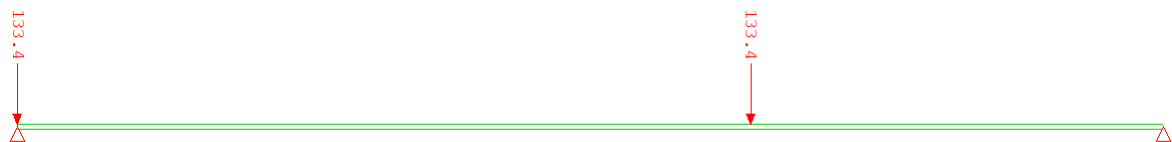
- Αξονική: $N=H_L=5,1kN$
- Συγκεντρωμένη καμπτική: $M_{yL} = 5,1 \times 0,21 = 1,07kNm$
- Σταθερή τέμνουσα $V_L = M_{yL} / 6,25 = 0,17kN$

Τελικά για το συνδιασμό 1:

$$\max M_{y,Ed,1} = 208,5kNm$$

$$M_{z,Ed,1} = 29,4kNm$$

➤ Μέγιστη κατακόρυφη τέμνουσα στο άκρο δοκού κυλίσεως από συνδιασμό 1



$$\max V_{z,Ed,1} = Q_{r,max} \times (L + (L-a)/L) = 181,44kN$$

➤ Μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα από συνδιασμό 5

A) Κάμψη M_z

Αντικατάσταση στρέψης με ισοδύναμο ζεύγος δυνάμεων

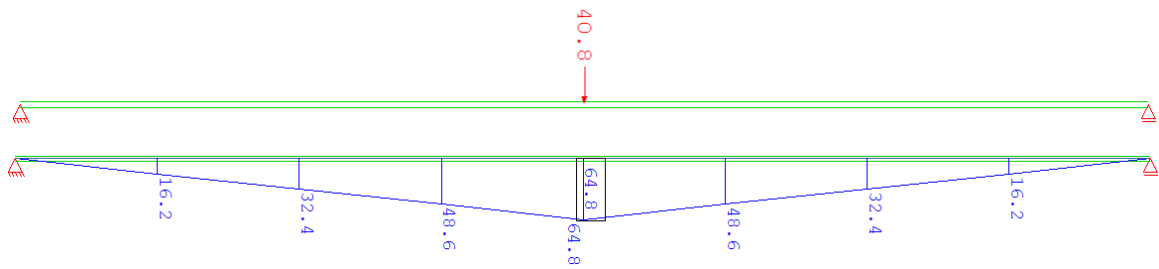
$$H_S = 24,5kN$$

$$M_{ia} = M_{i\beta} = H_S \times 0,20m = 4,9kNm$$

$$H_t = M_t / 0,30m = 16,33kN$$

Άρα

$$H = H_S + H_t = 40,83kN$$



B) Κάμψη M_y

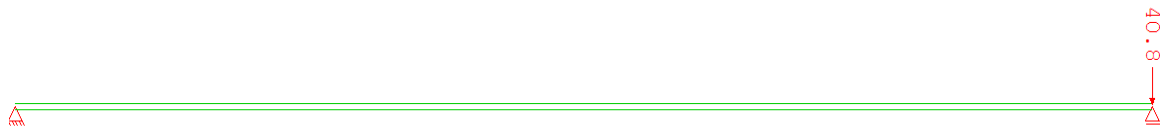
$$M_y = (114 \text{ kN} \times L) / 4 = 178 \text{ kNm}$$

Τελικά για το συνδιασμό 5:

$$\max M_{z,Ed,5} = 65 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,5} = 178 \text{ kNm}$$

➤ Μέγιστη οριζόντια τέμνουσα στο άκρο δοκού κυλίσεως από συνδιασμό 5



$$\max V_{y,Ed,5} = 40,8 \text{ kN}$$

➤ Ιδίο βάρος

Φορτίο βάρους

$$g = (A_{\text{διατ}} + A_{\text{τροχιάς}}) \times (7850 \text{ kg/m}^3 \times 9,81 \text{ m/s}^2) / 1000 = 1,4 \text{ kN/m}$$

Τελικά:

$$M_{g,Ed} = ((g \times L^2) / 8) \times 1,35 = 9,23 \text{ kNm}$$

$$V_{g,Ed} = ((g \times L) / 2) \times 1,35 = 5,9 \text{ kN}$$

3.2.2.2 Έλεγχος διατομής

➤ Έλεγχος κορμού σε διάτμηση για συνδιασμό 1 ($\max V_{z,Ed}$)

Επιφάνεια διάτμησης

$$A_v = 27,9 \text{ cm} \times 1,1 \text{ cm} = 30,7 \text{ cm}^2 \text{ αφού } A_f / A_w \geq 0,6$$

Έλεγχος

$$V_{z,Rd,1} = (A_v \times f_y) / (\gamma_M \times \sqrt{3}) = 629 \text{ kN} > \max V_{z,Ed,1} + V_{g,Ed} = 187,3 \text{ kN}$$

➤ Έλεγχος άνω πέλματος σε διάτμηση για συνδιασμό 5 ($\max V_{y,Ed}$)

Επιφάνεια διάτμησης

$$A_y = 30 \text{ cm} \times 2 \text{ cm} = 60 \text{ cm}^2$$

Έλεγχος

$$V_{y,Rd} = (A_y \times f_y) / (\gamma_M \times \sqrt{3}) = 1230 \text{ kN} > \max V_{y,Ed,5} = 40,8 \text{ kN}$$

➤ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη για το συνδιασμό 1 ($\max M_{y,Ed}$)

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περι τον ισχυρό άξονα

$$\sigma_{y1} = (\max M_{y,Ed,1} + M_{g,Ed}) / W_{el,y} = 113 \text{ MPa}$$

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περι τον ασθενή άξονα

Παρατήρηση: θεωρείται ότι αναλαμβάνεται από το άνω πέλμα μόνο

$$\sigma_{y2} = M_{z,Ed,1} / W_{el,f,z} = 95,6 \text{ MPa}$$

Έλεγχος

$$\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 208,6 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

➤ Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη για το συνδιασμο 5 ($\max M_{z,Ed}$)

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περι τον ισχυρό άξονα

$$\sigma_{y1} = (M_{y,Ed,5} + M_{g,Ed}) / W_{el,y} = 97,2 \text{ MPa}$$

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περι τον ασθενή άξονα

Παρατήρηση: θεωρείται ότι αναλαμβάνεται από το άνω πέλμα μόνο

$$\sigma_{y2} = \max M_{z,Ed,5} / W_{el,f,z} = 211,4 \text{ MPa}$$

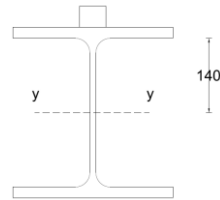
Έλεγχος

$$\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 308,6 \text{ MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa}$$

3.2.2.3 Έλεγχος τοπικής έντασης υπό το φορτίο τροχού

➤ Ορθές κατά μήκος τάσεις από την κύρια κάμψη

$$\sigma_x = (\max M_{y,Ed,1} + M_{g,Ed}) \times 0,14 / I_y = 98,55 \text{ MPa}$$



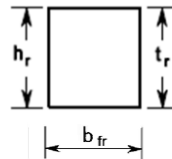
➤ Εγκάρσιες ορθές θλιπτικές τάσεις υπό το φορτίο τροχού

Ενεργό πλάτος πέλματος (φθορά 25%)

$$d_r = 4 \text{ cm} - 0,25 \times 4 \text{ cm} + 2 \text{ cm} = 5 \text{ cm}$$

$$b_{fr} = 5 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = b_{fr} + d_r = 10 \text{ cm}$$



Ροπή αδράνειας σύνθετης διατομής (τροχιά+πέλμα)

• Ροπή αδράνειας τροχιάς

$$I_r = b_{fr} \cdot (h_r - 0,25 \times t_r)^3 / 12 = 11,25 \text{ cm}^4$$

• Ροπή αδράνειας πέλματος

$$I_{f,eff} = b_{eff} \times t_r^3 / 12 = 6,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{rf} = I_r + I_{f,eff} = 17,92 \text{ cm}^4$$

Ενεργό μήκος

Η τροχιά συνδέεται δύσκαμπτα με το πέλμα. Επομένως έχουμε:

$$l_{eff} = 3,25 \times (I_{rf} / t_w)^{1/3} = 8,24 \text{ cm}$$

Τελικά για τη δυσμενέστερη κατακόρυφη δύναμη τροχού $F_{z,Ed} = 133,4 \text{ kN}$:

$$\sigma_{0z,Ed} = F_{z,Ed} / (l_{eff} \times t_w) = 147,2 \text{ MPa}$$

➤ Πρόσθετες ορθές τάσεις λόγω εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου τροχού

Συντελεστής n

$$I_t = (30 \times 2^3) / 3 = 80 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 625 \text{ cm}$$

$$n = [((0,75 \times \alpha \times t_w^3) / I_t) \times (\sinh^2(\pi \times h_w / \alpha) / (\sinh(2 \times \pi \times h_w / \alpha) - (2 \times \pi \times h_w / \alpha)))]^{0,5} = 6,45$$

Στρεπτική ροπή για $F_{z,Ed} = 133,4 \text{ kN}$:

$$e_y = b_r / 4 = 1,25$$

$$\tau_{Ed} = F_{z,Ed} \times e_y = 1,67 \text{ kNm}$$

Τελικά:

$$\sigma_{y2} = (6 \times \tau_{Ed} \times n \times \tanh(n)) / (\alpha \times t_w^2) = 85,33 \text{ MPa}$$

➤ Διατμητικές τάσεις από κάμψη

$$V_{Ed} = \max V_{z,Ed,1} + V_{g,Ed} = 187,3 \text{ kN}$$

$$S = 2 \times 30 \times 15 + 5 \times 4 \times 20 = 1300 \text{ cm}^3$$

$$\tau_1 = (V_{Ed} \times S) / (t_w \times I_y) = 71,8 \text{ MPa}$$

➤ Πρόσθετες διατμητικές τάσεις

$$\tau_2 = 0,2 \times \sigma_{0z,Ed} = 29,44 \text{ MPa}$$

➤ Έλεγχος ισοδύναμης τάσης

$$\sigma_y = \sigma_{0z,Ed} + \sigma_{y2} = 232,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = 98,55 \text{ MPa}$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = 101,24 \text{ MPa}$$

Τελικά:

$$\sigma_{eq} = (\sigma_y^2 + \sigma_x^2 - \sigma_y \times \sigma_x + 3 \times \tau^2)^{0,5} = 267,6 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

3.2.2.4 Έλεγχος μέλους

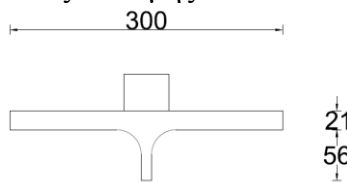
Παρατήρηση: Ο έλεγχος θα γίνει κατά την πρόβλεψη της παραγράφου 6.3.2 του μέρους 6 του Ευρωκώδικα 3 με βάση την αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z ιδεατούς διατομής αποτελούμενης από x θλιβόμενο πέλμα και το ένα πέμπτο του κορμού.

➤ Υπολογισμός χαρακτηριστικών ιδεατούς διατομής

$$A = 67 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 4612,5 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,f,z} = 450 \text{ cm}^3$$



➤ Θλιπτική και καμπτική αντοχή

Θλιπτική αντοχή

$$\text{Ακτίνα αδράνειας } i_z = (I_z / A)^{0,5} = 8,3 \text{ cm}$$

$$\text{Λυγηρότητα } \lambda_z = L / i_z = 75,3$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα } \lambda_z' = \lambda_z / (93,9 \times \sqrt{235 / 355}) = 0,99$$

$$t_f < 40 \text{ mm} \text{ άρα καμπύλη b}$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής } \chi_z = 0,6$$

$$N_{f,Rd} = \chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M0} = 1427 \text{ kN}$$

Καμπτική αντοχή

$$M_{f,z,Rd} = W_{pl,f,z} \times f_y / \gamma_{M0} = 159,75 \text{ kNm}$$

➤ Έλεγχοι

Για συνδυασμό φορτίων 1

$$N_{f,Ed} = (\max M_{y,Ed,1} + M_{g,Ed}) / h_{\text{διατ}} = 687,5 \text{ kN}$$

$$M_{z,Ed} = M_{z,Ed,1} = 29,4 \text{ kNm}$$

$$C_{mz} = 0,9$$

$$k_{zz} = C_{mz} \times (1 + (2 \times \lambda_z' - 0,6) \times (N_{f,Ed} / N_{f,Rd})) = 1,5$$

$$N_{f,Ed} / N_{f,Rd} + k_{zz} \times (M_{z,Ed} / M_{f,z,Rd}) = 0,75 < 1$$

Για συνδυασμό φορτίων 5

$$N_{f,Ed} = \max M_{y,Ed,5} / h_{\text{διατ}} = 556,25 \text{ kN}$$

$$M_{z,Ed} = M_{z,Ed,5} = 65 \text{ kNm}$$

$$C_{mz} = 0,9$$

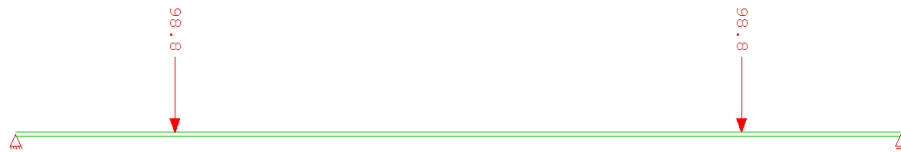
$$k_{zz} = C_{mz} \times (1 + (2 \times \lambda_z' - 0,6) \times (N_{f,Ed} / N_{f,Rd})) = 1,38$$

$$N_{f,Ed} / N_{f,Rd} + k_{zz} \times (M_{z,Ed} / M_{f,z,Rd}) = 0,95 < 1$$

3.2.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Παρατήρηση: οι έλεγχοι λειτουργικότητας που αφορούν τις οριζόντιες μετακινήσεις των πλαισίων αφορούν το κεντρικό υποστύλωμα και ελέγχονται στο επόμενο κεφάλαιο.

- Κατακόρυφες παραμορφώσεις δοκού κύλισης
Από δυσμενέστερη φόρτιση ($P_{\text{τροχού}} = 98,82 \text{ kN}$) στη δυσμενέστερη θέση



$c = 1,125$ (απόσταση φορτίου από άκρο δοκού)

$$\delta_{z1} = (P \times c / (24 \times E \times I_y)) \times (3 \times L^2 - 4 \times c^2) = 8 \text{ mm}$$

Από ίδιο βάρος

$$\delta_{z2} = (5 \times g \times L^4) / (384 \times E \times I_y) = 0,4 \text{ mm}$$

Τελικά:

$$\delta_z = 8,4 \text{ mm} < L/600 = 10,4 \text{ mm}$$

- Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση
Στη λιγότερο φορτισμένη δοκό ($P = 25,58 \text{ kN}$)

$c = 1,125$ (απόσταση φορτίου από άκρο δοκού)

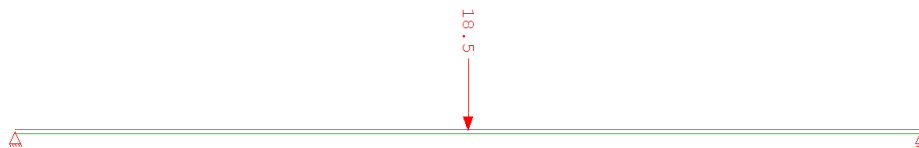
$$\delta_{z1}' = (P \times c / (24 \times E \times I_y)) \times (3 \times L^2 - 4 \times c^2) = 2 \text{ mm}$$

$S = 24 \text{ m}$ απόσταση μεταξύ 2 δοκών κύλισης

Τελικά:

$$\Delta h_c = \delta_{z1} - \delta_{z1}' = 6 \text{ mm} < S/600 = 40 \text{ mm}$$

- Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία
Παρατήρηση: αναλαμβάνεται από το πέλημα μόνο.
Για φορτίο $P = H_S = 18,2 \text{ kN}$



$$\delta_y = P \times L^3 / (48 \times E \times I_{el,f,z}) = 9,6 \text{ mm} > L/600 = 10,42 \text{ mm}$$

- Αποφυγή ταλάντωσης του κάτω πέλματος

$$i_{fz} = \sqrt{I_{fz} / Af} = 8,66 \text{ cm}$$

$$L / i_{fz} = 72,2 < 250$$

- Περιορισμός ευαισθησίας του κορμού έναντι λυγισμού
 $b_w / t_w = 25,4 < 120$

3.3 Δοκός κύλισης γερανογέφυρας διπλού φορέα

3.3.1 Χαρακτηριστικά και κατάταξη διατομής

Χαρακτηριστικά διατομής

$$A=370\text{cm}^2$$

$$I_y=179845\text{cm}^4$$

$$I_z=37333\text{cm}^4$$

$$I_{f,z}=18667\text{cm}^3$$

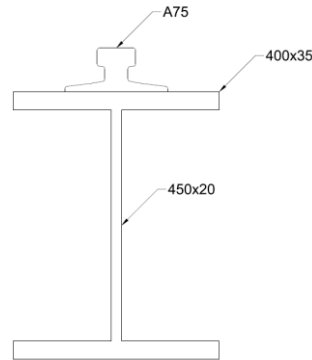
$$W_{el,y}=6917\text{cm}^3$$

$$W_{el,z}=1867\text{cm}^3$$

$$W_{el,f,z}=933\text{cm}^3$$

$$W_{pl,y}=7803\text{cm}^3$$

$$W_{pl,z}=2800\text{cm}^3$$



Χαρακτηριστικά τροχιάς A75

$$H=8,5\text{cm}$$

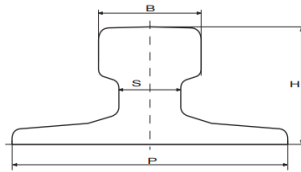
$$B=7,5\text{cm}$$

$$P=20\text{cm}$$

$$S=4,5\text{cm}$$

$$I_f=531\text{cm}^4$$

$$A_{\text{τροχιάς}}=71,6\text{cm}^2$$



Κατάταξη διατομής

$$\varepsilon = \sqrt{234/355} = 0,814$$

- Κορμός

$$d/t_w=45/2=22,5 < 72 \cdot \varepsilon=58,6$$

- Πέλμα

$$c/t_f=19/3,5=5,43 < 9 \cdot \varepsilon=7,33$$

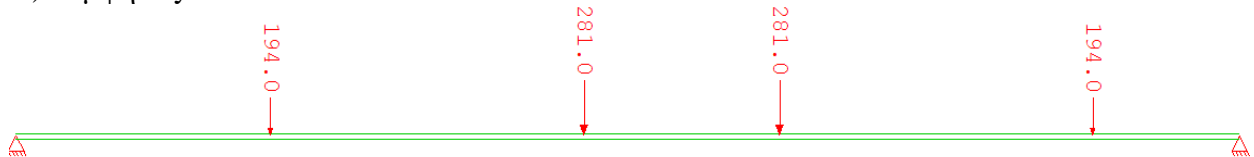
Η διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 1

3.3.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

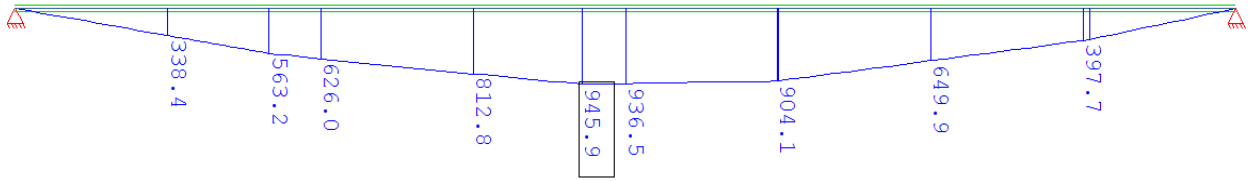
3.3.2.1 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

➤ Μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα από συνδιασμό φορτίσεων 1

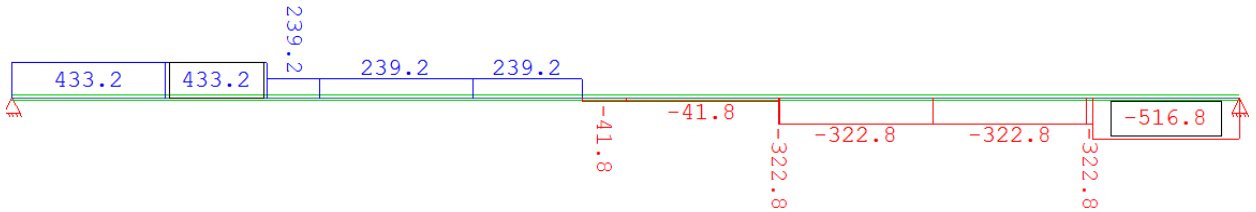
A) Κάμψη M_y



Διάγραμμα ροπής M_y



Διάγραμμα τέμνουσας V_z



Β) Κάμψη M_z

Αντικατάσταση στρέψης με ισοδύναμο ζεύγος δυνάμεων

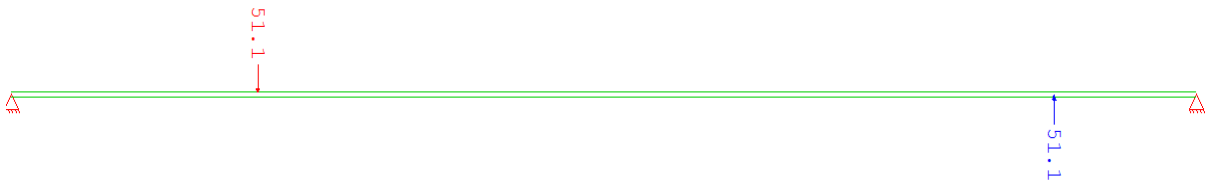
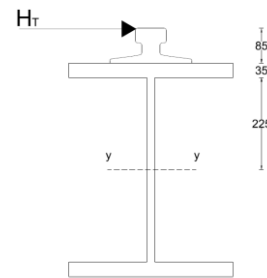
$$H_T = 30,7 \text{ kN}$$

$$M_{ta} = M_{tb} = H_T \times 0,345 \text{ m} = 10,6 \text{ kNm}$$

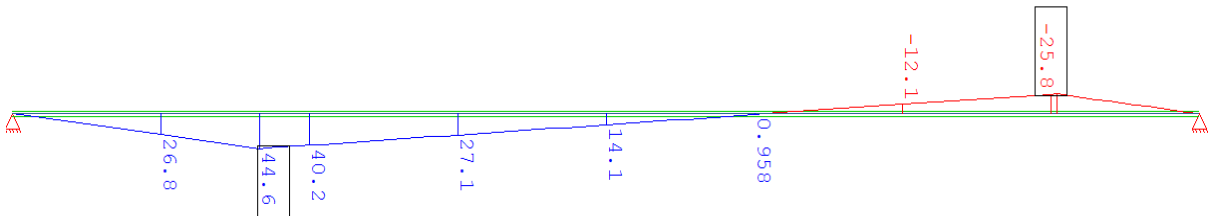
$$H_t = M_t / 0,52 \text{ m} = 20,38 \text{ kN}$$

Άρα

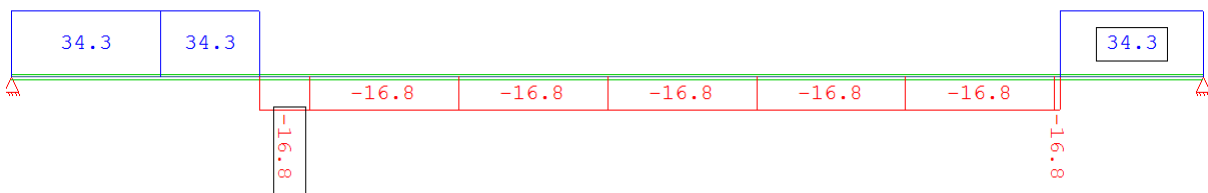
$$H = H_T + H_t = 51,1 \text{ kN}$$



Διάγραμμα ροπής M_z



Διάγραμμα τέμνουσας V_y



Επιπλέον στην δοκό ασκούνται και οι παρακάτω δυνάμεις από την H_L , αλλά η επιρροή τους θεωρείται μικρή και αγνοούνται:

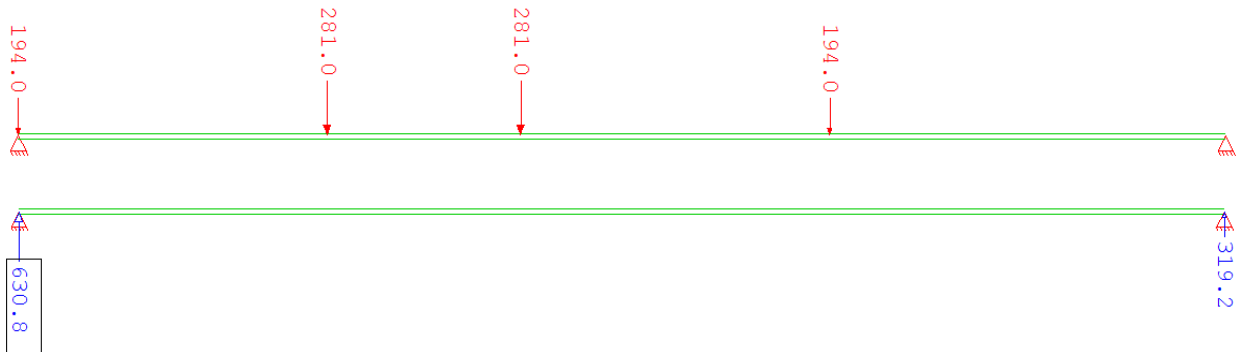
- Αξονική: $N = H_L = 13 \text{ kN}$
- Συγκεντρωμένη καμπτική: $M_{yL} = 13 \times 0,345 = 4,5 \text{ kNm}$
- Σταθερή τέμνουσα $V_L = M_{yL} / 6,25 = 0,72$

Τελικά για το συνδιασμό 1:

$$\max M_{y,Ed,1} = 946 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed,1} = 44,6 \text{ kNm}$$

- Μέγιστη κατακόρυφη τέμνουσα στο άκρο δοκού κυλίσεως από συνδιασμό 1



$$\max V_{z,Ed,1} = 630,8 \text{ kN}$$

- Μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα από συνδιασμό 5
Παρατήρηση: οι οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στη λιγότερο κατακόρυφα φορτισμένη δοκό είναι μεγαλύτερες από αυτές της περισσότερο φορτισμένης. Επομένως θα γίνει έλεγχος και στις δύο για το συνδιασμό 5.

Α) Κάμψη M_z

Αντικατάσταση στρέψης με ισοδύναμο ζεύγος δυνάμεων

$$H_{S1,1,T} = -13,1 \text{ kN}$$

$$M_{ia} = M_{ib} = H_{S1,1} \times 0,345 \text{ m} = 4,52 \text{ kNm}$$

$$H_{t1,1,T} = M_t / 0,52 \text{ m} = H_{S1,1,T} \times 0,345 \text{ m} / 0,52 \text{ m} = 8,7 \text{ kN}$$

Άρα

$$H_{1,1,T} = H_{S1,1,T} + H_{S1,1,T} \times 0,345 \text{ m} / 0,52 \text{ m} = 1,663 \times H_{S1,1,T} = -21,8 \text{ kN}$$

Όμοια

$$H_{1,2,T} = 1,663 \times H_{S1,2,T} = 11,3 \text{ kN}$$

$$H_{1,3,T} = 1,663 \times H_{S1,3,T} = 42,92 \text{ kN}$$

$$H_{1,4,T} = 1,663 \times H_{S1,4,T} = 62,88 \text{ kN}$$

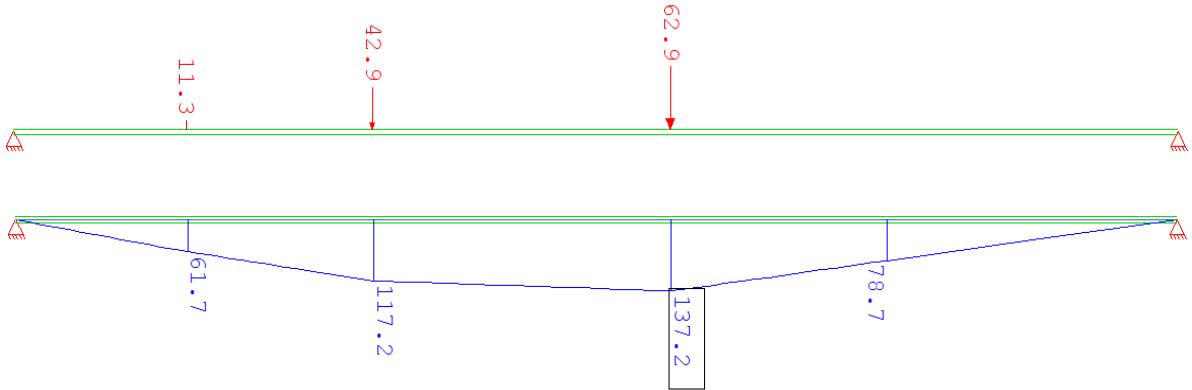
$$H_{2,1,T} = 1,663 \times H_{S2,1,T} = -5,8 \text{ kN}$$

$$H_{2,2,T} = 1,663 \times H_{S2,2,T} = 2,16 \text{ kN}$$

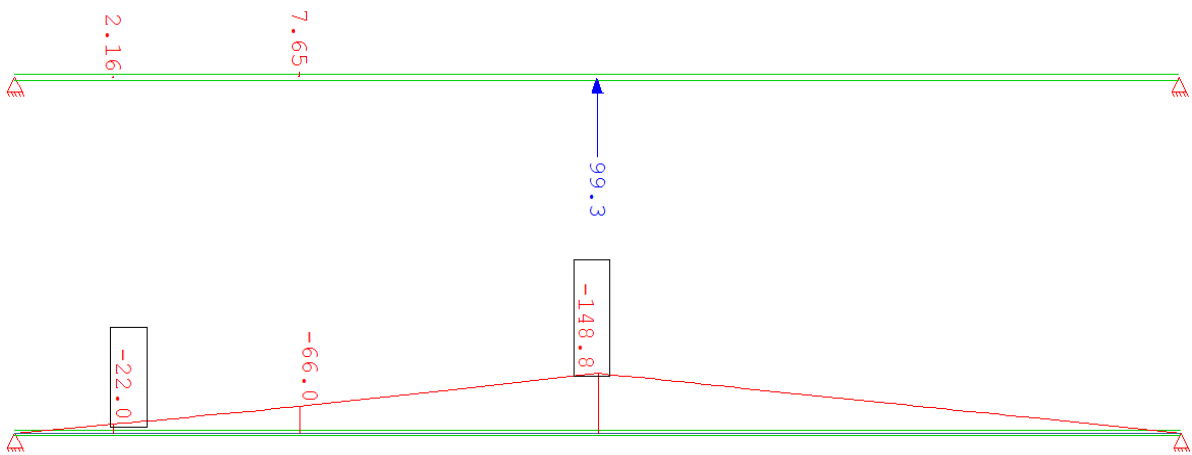
$$H_{2,3,T} = 1,663 \times H_{S2,3,T} = 7,65 \text{ kN}$$

$$H_{2,4,T} = 1,663 \times H_{S2,4,T} = -99,31 \text{ kN}$$

- Για την περισσότερο φορτισμένη δοκό

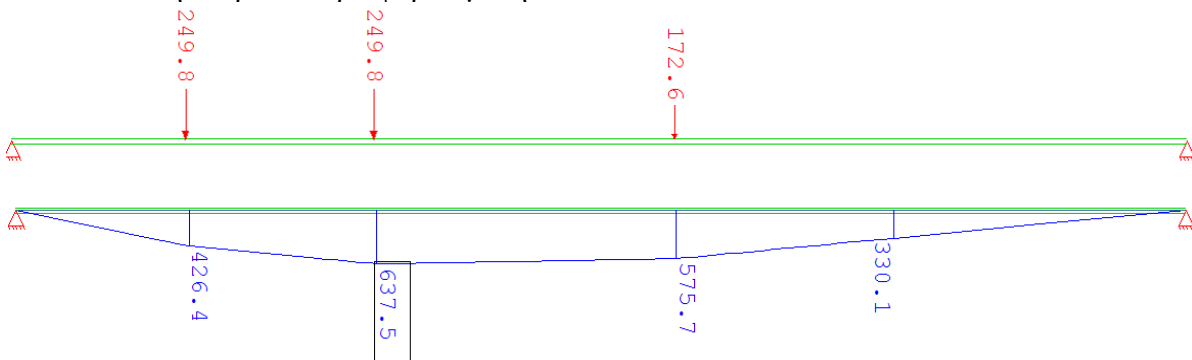


- Για την λιγότερο φορτισμένη δοκό

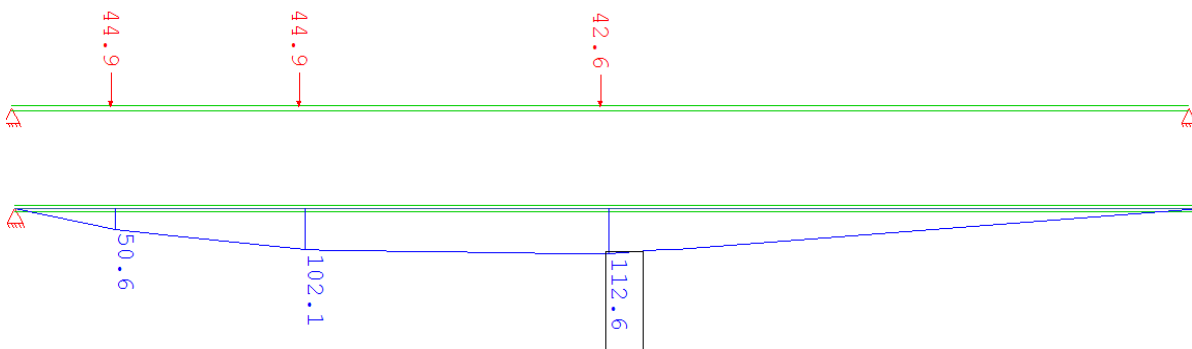


Β) Κάμψη M_y

- Για την περισσότερο φορτισμένη δοκό



- Για την λιγότερο φορτισμένη δοκό



Τελικά για το συνδυασμό 5:

- Για την περισσότερο φορτισμένη δοκό
 $maxM_{z,Ed,5,A}=137,2kNm$

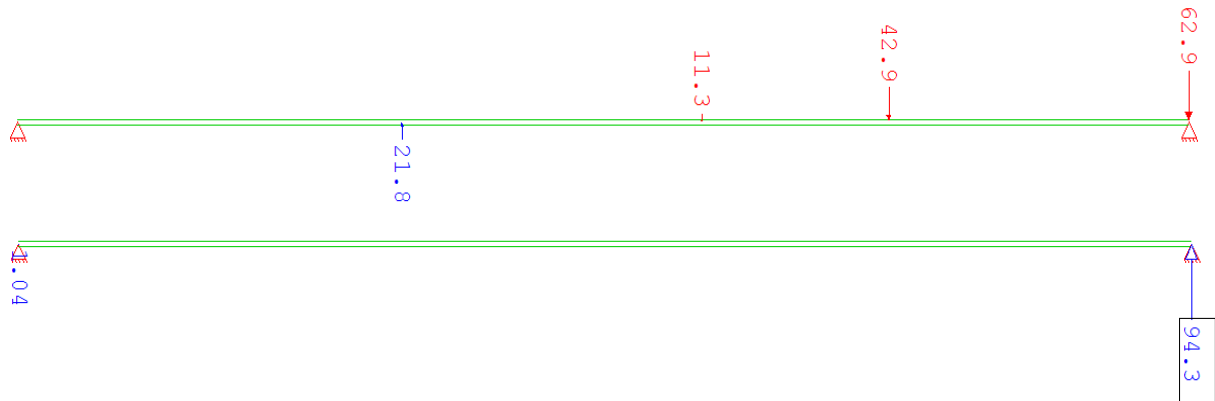
$$M_{y,Ed,5,A}=637,5kNm$$

- Για την λιγότερο φορτισμένη δοκό
 $maxM_{z,Ed,5,B}=148,8kNm$

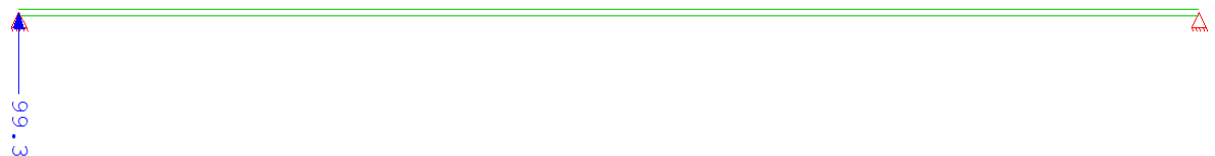
$$M_{y,Ed,5,B}=112,6kNm$$

➤ Μέγιστη οριζόντια τέμνουσα στο άκρο δοκού κυλίσεως από συνδυασμο 5

- Για την περισσότερο φορτισμένη δοκό



- Για την λιγότερο φορτισμένη δοκό



Τελικά:

- Για την περισσότερο φορτισμένη δοκό
 $maxV_{y,Ed,5,A}=94,3Kn$

- Για την λιγότερο φορτισμένη δοκό
 $maxV_{y,Ed,5,B}=99,3kN$

➤ Ιδίο βάρος

Φορτίο βάρους

$$g=(A_{\text{διατ}}+A_{\text{τροχιας}}) \times (7850kg/m^3 \times 9,81m/s^2)/1000=3,4kN/m$$

Τελικά:

$$M_{g,Ed}=(g \times L^2)/8 \times 1,35=22,4kNm$$

$$V_{g,Ed}=(g \times L)/2 \times 1,35=14,34kN$$

3.3.2.2 Έλεγχος διατομής

➤ Έλεγχος κορμού σε διάτμηση για συνδυασμό 1 ($maxV_{z,Ed}$)

Επιφάνεια διάτμησης

$$A_v=45cm \times 2cm=90cm^2 \text{ αφού } A_f/A_w \geq 0,6$$

Έλεγχος

$$V_{z,Rd,1}=(A_v \times f_y)/(\gamma_M \times \sqrt{3})=1845kN > maxV_{z,Ed,1} + V_{g,Ed}=645,14kN$$

➤ Έλεγχος άνω πέλματος σε διάτμηση για συνδιασμό 5 ($maxV_{y,Ed}$)

Επιφάνεια διάτμησης

$$A_y = 40\text{cm} \times 3,5\text{cm} = 140\text{cm}^2$$

Έλεγχος

$$V_{y,Rd} = (A_y \times f_y) / (\gamma_M \times \sqrt{3}) = 2869,4\text{kN} > maxV_{y,Ed,5,B} = 99,3\text{kN}$$

➤ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη για το συνδιασμό 1 ($maxM_{y,Ed}$)

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περι τον ισχυρό άξονα

$$\sigma_{y1} = (maxM_{y,Ed,1} + M_{g,Ed}) / W_{el,y} = 140\text{MPa}$$

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περι τον ασθενή άξονα

$$\sigma_{y2} = M_{z,Ed,1} / W_{el,f,z} = 48\text{MPa}$$

Έλεγχος

$$\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 188\text{MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 355\text{MPa}$$

➤ Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη για το συνδιασμό 5 ($maxM_{z,Ed}$)

- Για την περισσότερο φορτισμένη δοκό

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περι τον ισχυρό άξονα

$$\sigma_{y1} = (M_{y,Ed,5,A} + M_{g,Ed}) / W_{el,y} = 92\text{MPa}$$

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περι τον ασθενή άξονα

$$\sigma_{y2} = maxM_{z,Ed,5,A} / W_{el,f,z} = 147\text{MPa}$$

Έλεγχος

$$\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 239\text{MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 355\text{MPa}$$

- Για την λιγότερο φορτισμένη δοκό

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περι τον ισχυρό άξονα

$$\sigma_{y1} = (M_{y,Ed,5,B} + M_{g,Ed}) / W_{el,y} = 17\text{MPa}$$

Τάση λόγω καμπτικής ροπής περι τον ασθενή άξονα

$$\sigma_{y2} = maxM_{z,Ed,5,B} / W_{el,f,z} = 160\text{MPa}$$

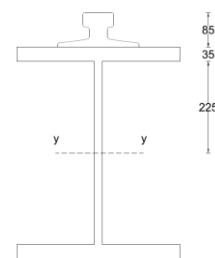
Έλεγχος

$$\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 177\text{MPa} < f_y / \gamma_{M0} = 355\text{MPa}$$

3.3.2.3 Έλεγχος τοπικής έντασης υπό το φορτίο τροχού

➤ Ορθές κατά μήκος τάσεις από την κύρια κάμψη

$$\sigma_x = (maxM_{y,Ed,1} + M_{g,Ed}) \times 0,225 / I_y = 121,35\text{MPa}$$



➤ Εγκάρσιες ορθές θλιπτικές τάσεις υπό το φορτίο τροχού

Ενεργό πλάτος πέλματος (φθορά):

$$d_r = 8,5\text{cm} - 0,125 \times 8,5\text{cm} + 3,5\text{cm} = 10,94\text{cm}$$

$$b_{fr} = 20\text{cm}$$

$$b_{eff} = b_{fr} + d_r = 30,94\text{cm}$$

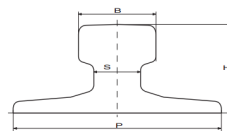
Ροπή αδράνειας τροχιάς και πέλματος

- Ροπή αδράνειας τροχιάς

$$I_r = 531\text{cm}^4$$

- Ροπή αδράνειας πέλματος

$$I_{f,eff} = b_{eff} \times t_f^3 / 12 = 110,55\text{cm}^4$$



Ενεργό μήκος

Για τροχιά τοποθετημένη επάνω σε ελαστο μερές υπόστρωμα πάχους τουλάχιστον 6mm έχουμε:

$$l_{eff} = 4,25 \times ((I_r + I_{f,eff}) / t_w)^{1/3} = 29,1 \text{ cm}$$

Τελικά για τη δυσμενέστερη κατακόρυφη δύναμη τροχού $F_{z,Ed} = 281 \text{ kN}$:

$$\sigma_{0z,Ed} = F_{z,Ed} / (l_{eff} \cdot t_w) = 48,28 \text{ MPa}$$

➤ Πρόσθετες ορθές τάσεις λόγω εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου τροχού
Συντελεστής n

$$I_t = (40 \times 3,5^3) / 3 = 572 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 104 \text{ cm}$$

$$n = [((0,75 \times \alpha \times t_w^3) / I_t) \times (\sinh^2(\pi \times h / \alpha) / (\sinh(2 \times \pi \times h / \alpha) - (2 \times \pi \times h / \alpha)))]^{0,5} = 0,864$$

Στρεπτική ροπή για $F_{z,Ed} = 281 \text{ kN}$:

$$e_y = b_p / 4 = 1,875$$

$$\tau_{Ed} = F_{z,Ed} \times e_y = 5,27 \text{ kNm}$$

Τελικά:

$$\sigma_{y2} = (6 \times \tau_{Ed} \times n \times \tanh(n)) / (\alpha \times t_w^2) = 46 \text{ MPa}$$

➤ Διατμητικές τάσεις από κάμψη

$$V_{Ed} = \max V_{z,Ed,1} + V_{g,Ed} = 645,14 \text{ kN}$$

$$S = 3,5 \times 40 \times 24,25 + A_{\text{τροχιάς}} \times (26 + 4,25) = 5588,9 \text{ cm}^3$$

$$\tau_1 = (V_{Ed} \times S) / (t_w \times I_y) = 100,3 \text{ MPa}$$

➤ Πρόσθετες διατμητικές τάσεις

$$\tau_2 = 0,2 \times \sigma_{0z,Ed} = 9,7 \text{ MPa}$$

➤ Έλεγχος ισοδύναμης τάσης

$$\sigma_y = \sigma_{0z,Ed} + \sigma_{y2} = 94,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = 121,35 \text{ MPa}$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = 110 \text{ MPa}$$

Τελικά:

$$\sigma_{eq} = (\sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_y \times \sigma_z + 3 \times \tau^2)^{0,5} = 220,2 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

3.3.2.4 Έλεγχος μέλους

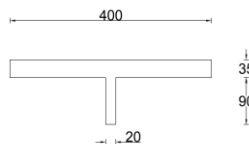
Παρατήρηση: Ο έλεγχος θα γίνει κατά την πρόβλεψη της παραγράφου 6.3.2 του μέρους 6 του Ευρωκώδικα 3 με βάση την αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z ιδεατούς διατομής αποτελούμενης από x θλιβόμενο πέλμα και το ένα πέμπτο του κορμού.

➤ Υπολογισμός χαρακτηριστικών ιδεατούς διατομής

$$A = 158 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 18667 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,f,z} = 1400 \text{ cm}^3$$



➤ Θλιπτική και καμπτική αντοχή

Θλιπτική αντοχή

$$\text{Ακτίνα αδράνειας } i_z = (I_z / A)^{0,5} = 10,87 \text{ cm}$$

$$\text{Λυγηρότητα } \lambda_z = 57,5$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα } \lambda_z' = \lambda_z / (93,9 \times \sqrt{235 / 355}) = 0,75$$

$t_f < 40 \text{ mm}$ άρα καμπύλη b

Μειωτικός συντελεστής $x_z=0,74$

$$N_{f,Rd} = x_z \times A \times f_y / \gamma_{M0} = 4150 \text{ kN}$$

Καμπτική αντοχή

$$M_{f,z,Rd} = W_{pl,f,z} \times f_y / \gamma_{M0} = 497 \text{ kNm}$$

➤ Έλεγχοι

Για συνδυασμό φορτίων 1

$$N_{f,Ed} = (\max M_{y,Ed,1} + M_{g,Ed}) / h_{\delta\iota\alpha\tau} = 1865 \text{ kN}$$

$$M_{z,Ed} = M_{z,Ed,1} = 44,6 \text{ kNm}$$

$$C_{mz} = 0,9$$

$$k_{zz} = C_{mz} \times (1 + (2 \times \lambda_z' - 0,6) \times (N_{f,Ed} / N_{f,Rd})) = 1,27$$

$$N_{f,Ed} / N_{f,Rd} + k_{zz} \times (M_{z,Ed} / M_{f,z,Rd}) = 0,56 < 1$$

Για συνδυασμό φορτίων 5

- Για την περισσότερο φορτισμένη δοκό

$$N_{f,Ed} = \max M_{y,Ed,5,A} / h_{\delta\iota\alpha\tau} = 1226 \text{ kN}$$

$$M_{z,Ed} = M_{z,Ed,5,A} = 137,2 \text{ kNm}$$

$$C_{mz} = 0,9$$

$$k_{zz} = C_{mz} \times (1 + (2 \times \lambda_z' - 0,6) \times (N_{f,Ed} / N_{f,Rd})) = 1,14$$

$$N_{f,Ed} / N_{f,Rd} + k_{zz} \times (M_{z,Ed} / M_{f,z,Rd}) = 0,61 < 1$$

- Για την λιγότερο φορτισμένη δοκό

$$N_{f,Ed} = \max M_{y,Ed,5,B} / h_{\delta\iota\alpha\tau} = 217 \text{ kN}$$

$$M_{z,Ed} = M_{z,Ed,5,B} = 148,8 \text{ kNm}$$

$$C_{mz} = 0,9$$

$$k_{zz} = C_{mz} \times (1 + (2 \times \lambda_z' - 0,6) \times (N_{f,Ed} / N_{f,Rd})) = 0,94$$

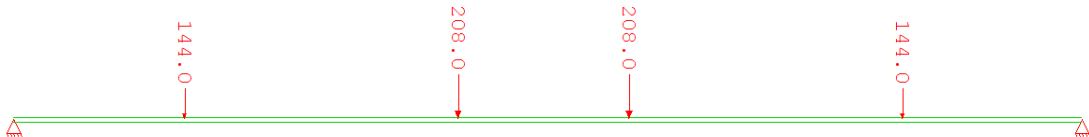
$$N_{f,Ed} / N_{f,Rd} + k_{zz} \times (M_{z,Ed} / M_{f,z,Rd}) = 0,33 < 1$$

3.3.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Παρατήρηση: οι έλεγχοι λειτουργικότητας που αφορούν τις οριζόντιες μετακινήσεις των πλαισίων αφορούν το κεντρικό υποστύλωμα και ελέγχονται στο επόμενο κεφάλαιο.

➤ Κατακόρυφες παραμορφώσεις δοκού κυλίσεως

Από δυσμενέστερη φόρτιση από το συνδυασμό 1



Για ζεύγος $P=208 \text{ kN}$

$$c = 2,625 \text{ (απόσταση φορτίου από άκρο δοκού)}$$

$$\delta_{z1} = (P \times c / (24 \times E \times I_y)) \times (3 \times L^2 - 4 \times c^2) = 5,4 \text{ mm}$$

Για ζεύγος $P=144 \text{ kN}$

$$c = 1,025 \text{ (απόσταση φορτίου από άκρο δοκού)}$$

$$\delta_{z2} = (P \times c / (24 \times E \times I_y)) \times (3 \times L^2 - 4 \times c^2) = 2 \text{ mm}$$

Από ίδιο βάρος

$$\delta_{z3} = (5 \times g \times L^4) / (384 \times E \times I_y) = 0,2 \text{ mm}$$

Τελικά:

$$\delta_z = 7,6 \text{ mm} < L/600 = 10,4 \text{ mm}$$

➤ Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση

Στη λιγότερο φορτισμένη δοκό κύλισης

Για ζεύγος $P=37kN$

$c=2,625$ (απόσταση φορτίου από άκρο δοκού)

$\delta_{z1}'=(P \times c / (24 \times E \times I_y)) \times (3 \times L^2 - 4 \times c^2)=1mm$

Για ζεύγος $P=35kN$

$c=1,025$ (απόσταση φορτίου από άκρο δοκού)

$\delta_{z2}'=(P \times c / (24 \times E \times I_y)) \times (3 \times L^2 - 4 \times c^2)=0,5mm$

$S=24m$ απόσταση μεταξύ 2 δοκών κύλισης

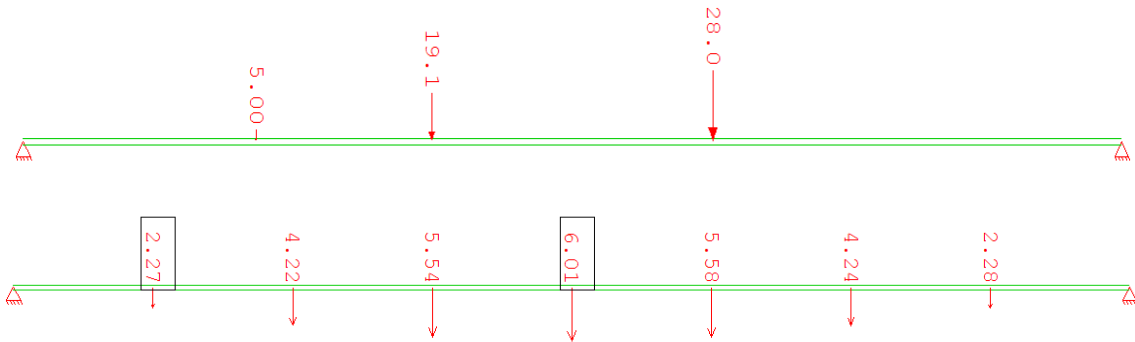
Τελικά:

$\Delta hc = \delta_{z1+} + \delta_{z2} - \delta_{z1}' - \delta_{z2}' = 5,9mm < S/600 = 40mm$

➤ Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία

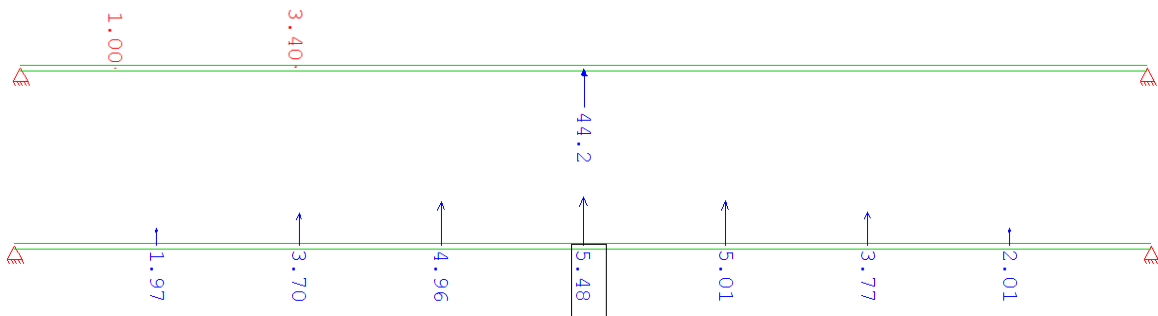
Παρατήρηση: έγιναν από το πρόγραμμα *Sofistik* για δοκό με διατομή το πέλμα της δοκοί κύλισης

- Για την περισσότερο φορτισμένη δοκό στον συνδιασμό 5



$6mm < L/600 = 10,42mm$

- Για την λιγότερο φορτισμένη δοκό στον συνδιασμό 5



$5,48mm < L/600 = 10,42mm$

➤ Αποφυγή ταλάντωσης

$i_{fz} = \sqrt{I_{fz} / A_f} = 11,55cm$

$L / i_{fz} = 54,1 < 250$

➤ Περιορισμός ευαισθησίας

$b_w / t_w = 22,5 < 120$

3.3.4 Κόπωση

➤ Ισοδύναμο ιδεατό φορτίο

- Δυναμικός συντελεστής Φ_{fat} :
 $\Phi_{fat} = \max((1 + \Phi_1)/2 ; (1 + \Phi_2)/2) = 1,05$
- Μέγιστο φορτίο τροχού χωρίς δυναμικούς συντελεστές Q_{max} :
 $Q_{max} = 185,05 kN$
- συντελεστής συνδεόμενος με το βαθμό έκθεσης σε κόπωση λ_i :
 Θεωρείται κατηγορία S6. Άρα για ορθές $\lambda_{i,ορθ} = 0,794$, για διατμητικές $\lambda_{i,διατμ} = 0,871$

Τελικά:

$$Q_{e,i,ορθ} = \lambda_{i,ορθ} \times \Phi_{fat} \times Q_{max} = 147 kN$$

$$Q_{e,i,διατμ} = \lambda_{i,διατμ} \times \Phi_{fat} \times Q_{max} = 161,18 kN$$

➤ Ορθές τάσεις

A) λόγω συγκεντρωμένου φορτίου τροχού

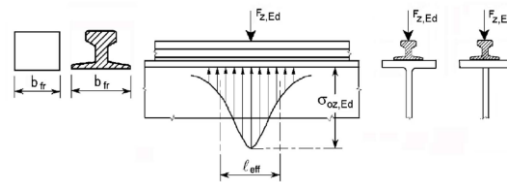
Ενεργό πλάτος πέλματος

Θεωρώ φθορά 12,5%, Άρα:

$$d_r = 8,5 cm - 0,125 \times 8,5 cm + 3,5 cm = 10,94 cm$$

$$b_{fr} = 20 cm$$

$$b_{eff} = b_{fr} + d_r = 30,94 cm$$



Ροπή αδράνειας τροχιάς και πέλματος

- Ροπή αδράνειας τροχιάς

$$I_r = 531 cm^4$$

- Ροπή αδράνειας πέλματος

$$I_{f,eff} = b_{eff} \cdot t_f^3 / 12 = 110,55 cm^4$$

Ενεργό μήκος

Για τροχιά τοποθετημένη επάνω σε ελαστομερές υπόστρωμα πάχους τουλάχιστον 6mm έχουμε:

$$l_{eff} = 4,25 \times ((I_r + I_{f,eff}) / t_w)^{1/3} = 29,1 cm$$

Τελικά:

$$\sigma_{y1} = Q_{e,i,ορθ} / (l_{eff} \times t_w) = 25,26 MPa$$

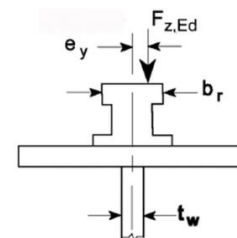
B) λόγω στροφής του άνω πέλματος

Συντελεστής n

$$I_t = (40 \times 3,5^3) / 3 = 572 cm^4$$

$$\alpha = 104 cm$$

$$n = [((0,75 \times \alpha \times t_w^3) / I_t) \times (\sinh^2(\pi \times h / \alpha) / (\sinh(2 \times \pi \times h / \alpha) - (2 \times \pi \times h / \alpha)))]^{0,5} = 0,864$$



Στρεπτική ροπή για $Q_{e,i,ορθ} = 147 kN$:

$$e_y = b_r / 4 = B / 4 = 1,875 cm$$

$$\tau_{Ed} = Q_{e,i,ορθ} \times e_y = 2,756 kNm$$

Τελικά:

$$\sigma_{y2} = (6 \times \tau_{Ed} \times n \times \tanh(n)) / (\alpha \times t_w^2) = 24 MPa$$

Τελικά για τις ορθές τάσεις:

$$\Delta\sigma = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 49,26 \text{MPa}$$

➤ Διατμητικές τάσεις

A) Διατμητικές τάσεις από κάμψη

Δρώσα τέμνουσα:

$$V_{Ed} = Q_{e,i, \text{διατμ}} = 161,18 \text{kN}$$

Στατική ροπή αδράνειας:

$$S = 3,5 \times 40 \times 24,25 + A_{\text{τροχιάς}} \times (26 + 4,25) = 5588,9 \text{cm}^3$$

Τελικά:

$$\tau_1 = (V_{Ed} \times S) / (t_w \times I_y) = 25 \text{MPa}$$

B) Πρόσθετες διατμητικές τάσεις

$$\tau_2 = 0,2 \times \sigma_{y1} = 5,05 \text{MPa}$$

Τελικά για τις διατμητικές τάσεις:

$$\Delta\tau = \tau_1 + \tau_2 = 30,05 \text{MPa}$$

➤ Έλεγχοι

Έλεγχος για ορθές τάσεις

Για σύνδεση με ραφές πλήρους διείδυσης $\Delta\sigma_c = 71 \text{MPa}$

$$\gamma_{Ff} \times \Delta\sigma = 49,26 \text{MPa} < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 52,6 \text{MPa}$$

Έλεγχος για διατμητικές τάσεις

Η λεπτομέρεια της συγκολλήσεως κορμού πέλματος, με την υπόθεση ότι έχει εκτελεσθεί χειρονακτικά κατατάσσεται στην κατηγορία 100

$$\gamma_{Ff} \times \Delta\tau = 30,05 \text{MPa} < \Delta\tau_c / \gamma_{Mf} = 74 \text{MPa}$$

Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων

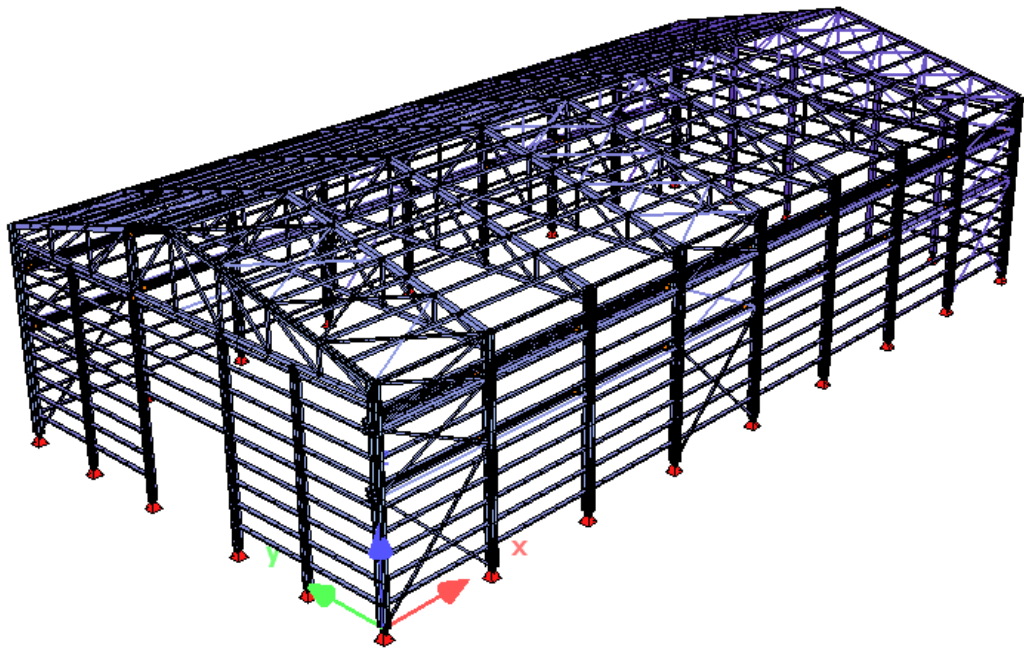
$$[(\gamma_{Ff} \times \Delta\sigma) / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf})]^3 + [(\gamma_{Ff} \times \Delta\tau) / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf})]^5 = 0,83 < 1$$

4 Διαστασιολόγηση φορέα

4.1 Γενικά

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Sofistik και των διαφόρων υποπρογραμμάτων του. Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων και για να γίνεται η μέγιστη δυνατή εκμετάλλευσή τους με σκοπό την οικονομία υλικού.

Η προσωμοίωση του φορέα, που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 1, έγινε μέσω του υποπρογράμματος Sofiplus-X με τις φορτίσεις που υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 2. Για τα φορτία της κάθε γερανογέφυρας χρησιμοποιήθηκαν οι συνδιασμοί φορτίσεων 1 για τα μέγιστα κατακόρυφα φορτία και 5 για τα μέγιστα οριζόντια. Οι συνδιασμοί αυτοί τοποθετήθηκαν σε όλες τις πιθανές δυσμενείς θέσεις του εύρους κίνησης τους. Επίσης χρησιμοποιήθηκε και ο συνδιασμός 9 για πρόσκρουση στο τερματικό που μας δίνει τη μέγιστη αξονική δύναμη στη δοκό κύλισης.



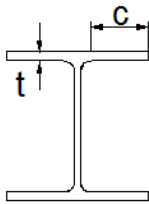
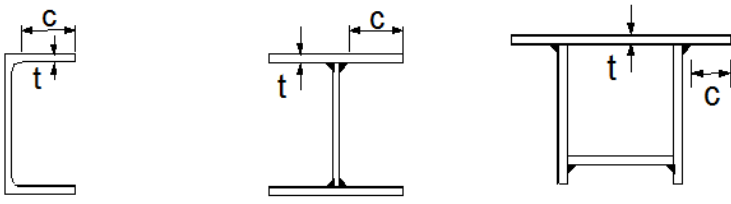
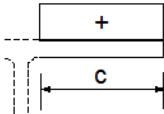
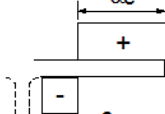
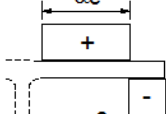
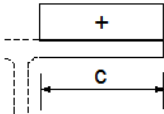
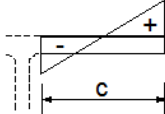
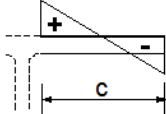
Σχήμα 4.1: Προσωμοίωση φορέα στο Sofistik

4.2 Απαραίτητοι έλεγχοι

4.2.1 Κατάταξη διατομών

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

Πίνακας 4.1: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

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

Πίνακας 4.2: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

4.2.2 Έλεγχοι διατομής σε ΟΚΑ

4.2.2.1 Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4.1)$$

Όπου $N_{t,Rd}$ η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού της διατομής. Για διατομές με οπές η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.2)$$

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.3)$$

4.2.2.2 Έλεγχος σε αξονική θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.4)$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη $N_{c,Rd}$ πρέπει να καθορίζεται όπως παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2,3} \quad (4.5)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (4.6)$$

4.2.2.3 Έλεγχος σε διάτμηση ανά άξονα

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.7)$$

όπου

$V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ η οποία για απουσία στρέψης δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (4.8)$$

όπου

A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης

Για ελαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η ελαστική διατμητική αντοχή $V_{el,Rd}$. Για έλεγχο της ελαστικής αντοχής σχεδιασμού σε τέμνουσα $V_{c,Rd}$ μπορεί να χρησιμοποιηθεί το παρακάτω κριτήριο για ένα κρίσιμο σημείο της διατομής:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0})} \leq 1 \quad (4.9)$$

όπου τ_{Ed} μπορεί να λαμβάνεται από:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I \times t} \quad (4.20)$$

όπου

V_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης

S είναι η στατική ροπή αδρανείας πάνω από το εξεταζόμενο σημείο

I είναι η ροπή αδρανείας ολόκληρης της διατομής t είναι το πάχος στο υπό εξέταση σημείο.

4.2.2.4 Έλεγχος σε κάμψη ανά άξονα

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.31)$$

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη $M_{c,Rd}$ περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2} \quad (4.42)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3} \quad (4.53)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (4.64)$$

Όπου $W_{eff,min}$ και $W_{el,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

4.2.2.5 Έλεγχος σε κάμψη με ταυτόχρονη δράση τέμνουσας

Όταν υπάρχει διατμητική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στη ροπή αντοχής. Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται εκτός από εκεί όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής. Διαφορετικά, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, υπολογισμένη χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή $(1-\rho)f_y$ για την επιφάνεια διάτμησης όπου:

$$\rho = \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.75)$$

Εναλλακτικώς η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να λαμβάνεται για Ι-διατομές με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \left(\frac{\rho \times A_w^2}{4 \times t_w} \right) \right] \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά} \quad M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (4.86)$$

Όπου $M_{y,c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη και $A_w = h_w \times t_w$

4.2.2.6 Έλεγχος σε κάμψη με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης

Α) Διατομές κατηγορίας 1,2

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1 \quad (4.97)$$

όπου $M_{N,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} . Διακρίνουμε τις παρακάτω περιπτώσεις:

- Για μια τετραγωνική συμπαγή διατομή χωρίς οπές κοχλιών το $M_{N,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \times \left[1 + \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (4.108)$$

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

$$N_{Ed} \leq 0,25 \times N_{pl,Rd} \quad (4.119)$$

$$\text{και } N_{Ed} \leq \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.20)$$

- Για διατομές διπλής συμμετρίας Ι και Η, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_Y}{\gamma_{M0}} \quad (4.21)$$

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

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5 \times a} \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.22)$$

$$\text{Για } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (4.23)$$

$$\text{Για } n \geq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (4.24)$$

$$\text{όπου } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.25)$$

$$\text{και } a = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} \quad \text{αλλά } a \leq 0,5 \quad (4.26)$$

- Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5 \times a_w} \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.27)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5 \times a_f} \quad \text{αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (4.28)$$

$$\text{όπου } a_w = \frac{(A - 2 \times b \times t)}{A} \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές} \quad (4.29)$$

$$a_w = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κλειστές διατομές} \quad (4.30)$$

$$a_f = \frac{(A - 2 \times b \times t)}{A} \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές} \quad (4.31)$$

$$a_f = \frac{(A - 2 \times b \times t_w)}{A} \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κλειστές διατομές} \quad (4.32)$$

4.2.2.7 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης N

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (4.33)$$

στο οποίο a και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

για διατομές I και H: $a = 2$ και $\beta = 5 \times n$ αλλά $\beta \leq 1$

για κοίλες κυκλικές διατομές: $a = 2$ και $\beta = 2$

για κοίλες ορθογωνικές διατομές: $a = \beta = 1,66 / (1 - 1,13n^2)$ αλλά $a = \beta \leq 6$

4.2.2.8 Κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη

Όπου τέμνουσα και αξονική δύναμη είναι παρούσες, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδραση τόσο της τέμνουσας όσο και της αξονικής δύναμης στη ροπή αντοχής. Η απομείωση της ροπής αντοχής γίνεται πρώτα για την τέμνουσα (όταν το V_{Ed} υπερβαίνει το 50% της $V_{pl,Rd}$) και κατόπιν για την αξονική δύναμη.

4.2.3 Έλεγχοι μέλους σε ΟΚΑ

4.2.3.1 Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού (υπό θλίψη)

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μία καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του. Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (4.34)$$

όπου N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και $N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2,3} \quad (4.35)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (4.36)$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1 \quad (4.37)$$

όπου

$$\Phi = 0,5[1 + a(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (4.38)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2,3} \quad (4.39)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (4.40)$$

$N_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr}^2$ είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

$N_{cr} = \pi^2 EI / L_{cr}^2$ είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

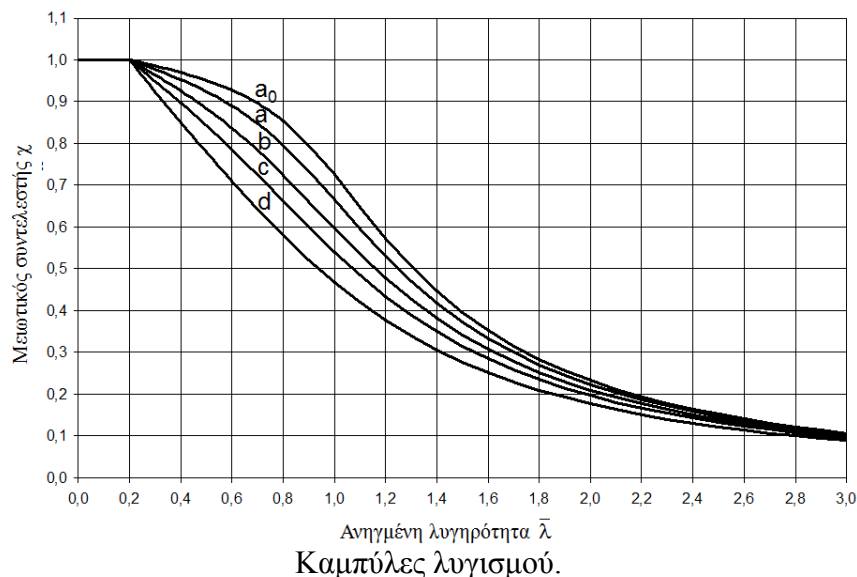
$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

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

a είναι ένας συντελεστής ατελειών

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών a	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού.



Τέλος, για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

4.2.3.2 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (υπό κάμψη)

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (4.412)$$

όπου

M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπρόσθετα, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικό σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times W_y \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.42)$$

όπου

W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

$$W_y = W_{pl,y} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2} \quad (4.43)$$

$$W_y = W_{el,y} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3} \quad (4.44)$$

$$W_y = W_{eff,y} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (4.45)$$

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Στον καθορισμό του W_y δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη σπές για κοχλίες στην άκρη της δοκού. Εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά, για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, πρέπει να καθορίζεται από:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά } \chi_{LT} \leq 1 \quad (4.46)$$

όπου

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + a_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (4.47)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} \quad (4.48)$$

a_{LT} είναι συντελεστής ατελειών

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η M_{cr} βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροής και τις πλευρικές δεσμεύσεις. Στην περίπτωση μιας δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενης περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL_T)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL_T)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (4.49)$$

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

Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

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

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Τέλος, για λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ ή για $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

4.2.3.3 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (υπό κάμψη και θλίψη)

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

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (4.50)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1 \quad (4.513)$$

όπου $\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$ ροπές λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα (μόνο για διατομές κατηγορίας 4)

4.2.4 Έλεγχοι λειτουργικότητας

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των μη φέροντων στοιχείων. Το συνολικό βέλος δ_{max} ισούται με:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (4.52)$$

όπου

δ_{max} είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις

δ_1 είναι το βέλος λόγω μονίμων φορτίων

δ_2 είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1 όπου ορίζονται τα ακόλουθα:

A) Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

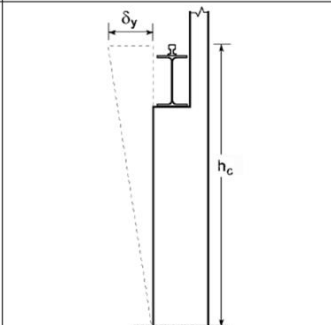
Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

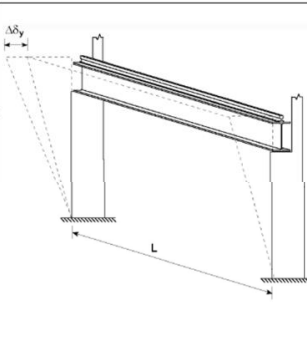
B) Οι προβλέψεις του Ευρωκώδικα 3 σχετικά με τις οριζόντιες μετατοπίσεις για μονώροφες κατασκευές είναι οι ακόλουθες:

Μονώροφα υπόστεγα: $h / 150$

Μονώροφα κτίρια: $h / 30$

Επιπλέον υπενθυμίζονται οι έλεγχοι γερανογεφυρών που αφορούν την κατασκευή και δεν έγιναν στο κεφάλαιο 3:

<p>β) Οριζόντια μετακίνηση δ_y ενός πλαισίου (ή ενός υποστυλώματος) στη στάθμη στήριξης της γερανογέφυρας, λόγω των φορτίων από τη γερανογέφυρα:</p> $\delta_y \leq h_c / 400$ <p>όπου: h_c είναι το ύψος μέχρι τη στάθμη στην οποία στηρίζεται η γερανογέφυρα (επί μιας τροχιάς ή ενός πέλματος)</p>	
--	--

<p>γ) Διαφορά $\Delta\delta_y$ μεταξύ των οριζόντιων μετακινήσεων γειτονικών πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κλίσεως σε γερανογέφυρες εσωτερικού χώρου:</p> $\Delta\delta_y \leq L / 600$ <p>δ) Διαφορά $\Delta\delta_y$ μεταξύ των οριζόντιων μετακινήσεων γειτονικών υποστυλωμάτων (ή πλαισίων) που υποστηρίζουν τις δοκούς μιας εξωτερικής γερανογέφυρας :</p> <ul style="list-style-type: none"> - λόγω των πλευρικών δυνάμεων από τη γερανογέφυρα και τον άνεμο που συνδυάζεται με αυτές: $\Delta\delta_y \leq L / 600$ <ul style="list-style-type: none"> - λόγω των φορτίων ανέμου $\Delta\delta_y \leq L / 400$	
---	--

4.2.5 Λοιποί έλεγχοι και κανονισμοί

4.2.5.1 Κανόνες σχεδιασμού για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8

Οι διαγώνιοι θα λαμβάνονται υπόψη με τον ακόλουθο τρόπο σε μια ελαστική ανάλυση του φορέα για τη σεισμική δράση:

- Στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους, θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκυσμένοι διαγώνιοι.
- Στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσμους σχήματος V (Λ), θα λαμβάνονται υπόψη τόσο οι εφελκυσμένοι όσο και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι.

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα λ , όπως ορίζεται, θα πρέπει να περιορίζεται σε: $1,3 < \lambda < 2,0$.

Σε πλαίσια με συνδέσμους σχήματος V (Λ) πρέπει να ισχύει γενικά: $\lambda < 2,0$.

Σε φορείς που διαθέτουν έως και 2 ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο λ .

Η αντοχή διαρροής $N_{pl,Rd}$ της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε $N_{pl,Rd} > N_{Ed}$.

4.2.5.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών, πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα όρια, για κάθε περίπτωση, για την τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου d_r , η οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου.

- για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό, συνδεδεμένα με το φορέα: $d_{rv} < 0,005h$
- για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία: $d_{rv} < 0,0075h$
- για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη φέροντα στοιχεία: $d_{rv} < 0,010h$

όπου:

- h είναι το ύψος του ορόφου
- ν είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Οι συνιστώμενες τιμές του ν είναι 0,4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και $\nu=0,5$ για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

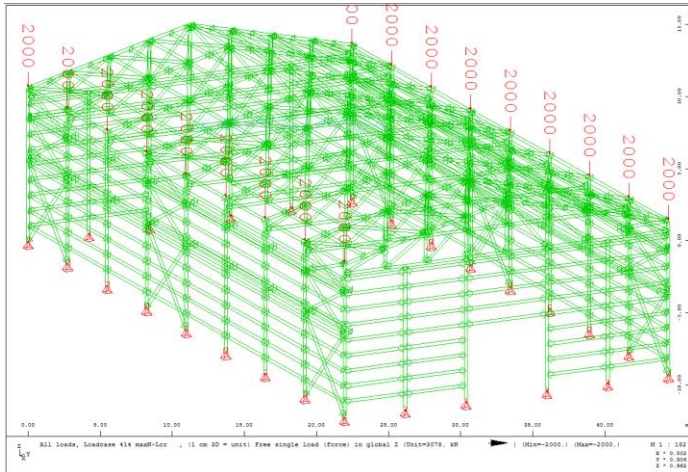
$$d_s = q_d * d_e$$

όπου:

- d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού
- q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης
- d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από τη γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού

4.3 Υποστυλώματα

- Γενικά
 Διατομή: HEM 450
 Κατάταξη διατομής: 1
 Συνολικό μήκος: 11m
 Μήκος λυγισμού:



Για πρότυπη φόρτιση που φαίνεται στο σχήμα από το υποπρόγραμμα Buckling Eigenvalues έχω:

• Y-Y

$$a_{cr} = 8,23 \quad \text{και} \quad N_{Ed} = 2000 \text{ kN}$$

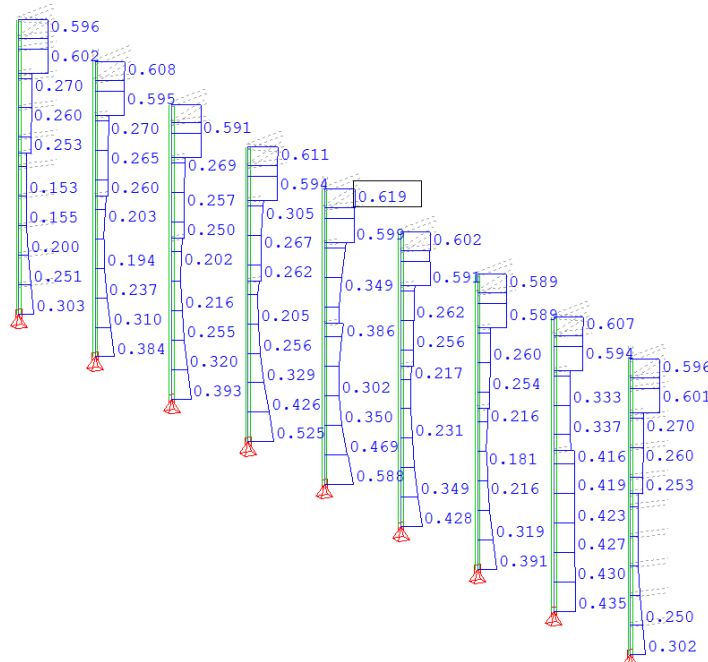
$$\left. \begin{aligned} N_{cr} &= a_{cr} \times N_{Ed} \\ N_{cr} &= \pi^2 EI / (\beta L)^2 \end{aligned} \right\} \beta = 1,17 \rightarrow L_{crY} = 12,9 \text{ m}$$

• Z-Z

$$a_{cr} = 23,47 \quad \text{και} \quad N_{Ed} = 2000 \text{ kN}$$

$$\left. \begin{aligned} N_{cr} &= a_{cr} \times N_{Ed} \\ N_{cr} &= \pi^2 EI / (\beta L)^2 \end{aligned} \right\} \beta = 0,69 \rightarrow L_{crZ} = 7,6 \text{ m}$$

Συντελεστής εκμετάλλευσης από υποπρόγραμμα AQB



➤ Έλεγχος διατομής

	$N(\text{kN})$	$V_y(\text{kN})$	$V_z(\text{kN})$	$M_y(\text{kNm})$	$M_z(\text{kNm})$
Δρώσα	-1870	30	698	981	20
Αντοχή	11572	4892	2387	2118	669
Λόγος	0,16	0	0,29	0,47	0,03
Λόγος σε διαξονική κάμψη(M+V+N)				0,25	

Παρατήρηση: στις αντοχές M_y και M_z έχουν γίνει οι απομειώσεις λόγω ταυτόχρονων αξονικών και διατμητικών δυνάμεων, όπου είναι απαραίτητες.

➤ Έλεγχος μέλους

A) Καμπτικός λυγισμός

	$i(m)$	$\bar{\lambda}$	Καμπύλη	χ	$N_{b,Rd}$	Λόγος
y-y	0,198	0,85	b	0,69	8016	0,23
z-z	0,076	1,31	c	0,38	4450	0,41

B) Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

C_1	C_2	C_3	M_{cr}	$\bar{\lambda}_{LT}$	Καμπύλη	χ_{LT}	$M_{b,Rd}$	Λόγος
1	0	1	5304	0,65	a	0,87	1838	0,53

Παρατήρηση: στο υποστύλωμα οι συντελεστές φόρτισης C_1 και C_3 λήφθηκαν ίση με τη μονάδα υπέρ της ασφαλείας.

Γ) Συνδιασμός

k_{yy}	k_{zz}	k_{yz}	k_{zy}	Έλεγχος y-y	Έλεγχος z-z
1,03	1,31	0,79	0,62	0,81	0,80

➤ Έλεγχος λειτουργικότητας

- Έλεγχος οριζόντιων μετακινήσεων

- Για γερανογέφυρα 50 τόνων:

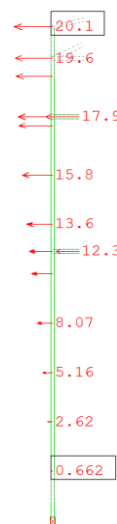
$$17,8mm \leq h_c / 400 = 22,5mm$$

- Για monorail 12,5 τόνων:

$$12,3mm \leq h_c / 400 = 15mm$$

- Για υποστύλωμα

$$20,1mm \leq h_c / 150 = 73mm$$



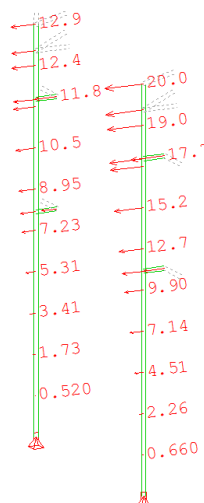
- Διαφορική οριζόντια μετακίνηση υποστυλωμάτων (για τις δοκούς κύλισης)

- Για γερανογέφυρα 50 τόνων:

$$17,7 - 11,8 = 5,9mm \leq L / 600 = 10,4mm$$

- Για monorail 12,5 τόνων:

$$9,9 - 7,23 = 2,67mm \leq L / 600 = 10,4mm$$



4.4 Ζυγώματα

4.4.1 Άνω χορδή ζυγώματος

➤ Γενικά

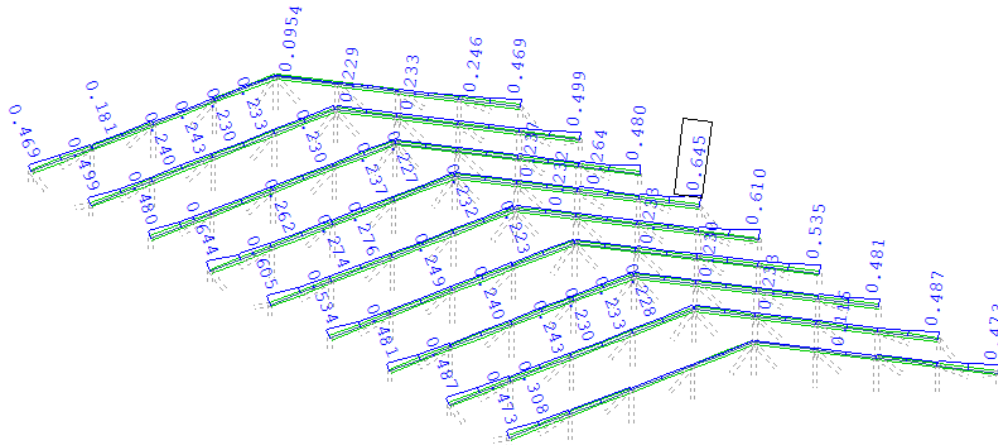
Διατομή:HEB260

Κατάταξη διατομής:1

Συνολικό μήκος = 12,86m

Μήκος λυγισμού : Y-Y=3,21m Z-Z=3,21m

Συντελεστής εκμετάλλευσης από AQB



➤ Έλεγχος διατομής

	$N(kN)$	$V_y(kN)$	$V_z(kN)$	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$
Δρώσα	-710	20	75	167	35
Αντοχή	4086	1812	748	411	207
Λόγος	0,17	0	0,1	0,4	0,17
Λόγος σε διαξονική κάμψη(M+V+N)				0,33	

Παρατήρηση: στις αντοχές M_y και M_z έχουν γίνει οι απομειώσεις λόγω ταυτόχρονων αξονικών και διατμητικών δυνάμεων, όπου είναι απαραίτητες

➤ Έλεγχος μέλους

A)Καμπτικός λυγισμός

	$i(m)$	$\bar{\lambda}$	Καμπύλη	χ	$N_{b,Rd}$	Λόγος
y-y	0,112	0,37	b	0,93	3825	0,19
z-z	0,066	0,64	c	0,76	3116	0,23

B)Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

C_1	C_2	C_3	M_{cr}	$\bar{\lambda}_{LT}$	Καμπύλη	χ_{LT}	$M_{b,Rd}$	Λόγος
1,285	1,562	0,753	1912	0,49	α	0,92	383	0,44

Γ)Συνδιασμός

k_{yy}	k_{zz}	k_{yz}	k_{zy}	Έλεγχος y-y	Έλεγχος z-z
0,93	1,04	0,62	0,55	0,70	0,65

➤ Έλεγχος λειτουργικότητας

$\delta_2 = 4mm < L/250 = 52,4mm$

$\delta_{max} = 12,6mm < L/200 = 64,3mm$

4.4.2 Κάτω χορδή ζυγώματος

➤ Γενικά

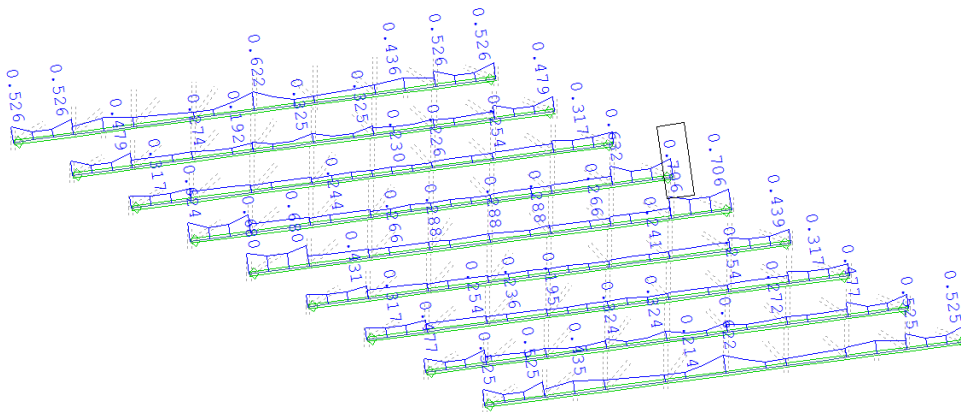
Διατομή: SHC 200x200x8

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος : 25m

Μήκος λυγισμού : Y-Y=3,125m Z-Z=25m

Συντελεστής εκμετάλλευσης από AQB



➤ Έλεγχος διατομής

	$N(kN)$	$V_y(kN)$	$V_z(kN)$	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$
Δρώσα	-270	40	31	30	80
Αντοχή	2043	590	590	145	145
Λόγος	0,13	0,07	0,05	0,20	0,55
Λόγος σε διαξονική κάμψη(M+V+N)				0,34	

➤ Έλεγχος μέλους

Α) Καμπτικός λυγισμός

	$i(m)$	$\bar{\lambda}$	Καμπύλη	χ	$N_{b,Rd}$	Λόγος
z-z	0,077	2,12	c	0,18	360	0,75

4.4.3 Δικτύωμα ζυγώματος

➤ Γενικά

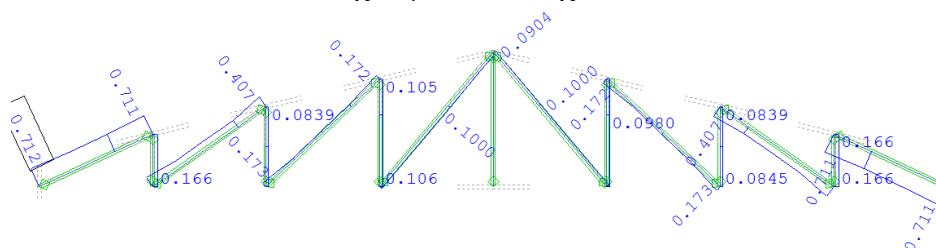
Διατομή: SHC 120x120x10

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος : 3,45m

Μήκος λυγισμού : Y-Y=3,45m Z-Z=3,45m

Συντελεστής εκμετάλλευσης από AQB



➤ Έλεγχος διατομής και μέλους

	$N(kN)$	$V_y(kN)$	$V_z(kN)$	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$
Δρώσα	-540	0	0,56	0,48	0
Αντοχή	1399	404	404	9,8	9,8
Λόγος	0,17	0	0	0,05	0
Λόγος σε διαξονική κάμψη(M+V+N)				0	

A)Καμπτικός λυγισμός

	$i(m)$	$\bar{\lambda}$	Καμπύλη	χ	$N_{b,Rd}$	Λόγος
y-y/z-z	0,044	1,02	c	0,53	741	0,73

4.5 Οριζόντια στοιχεία

➤ Γενικά

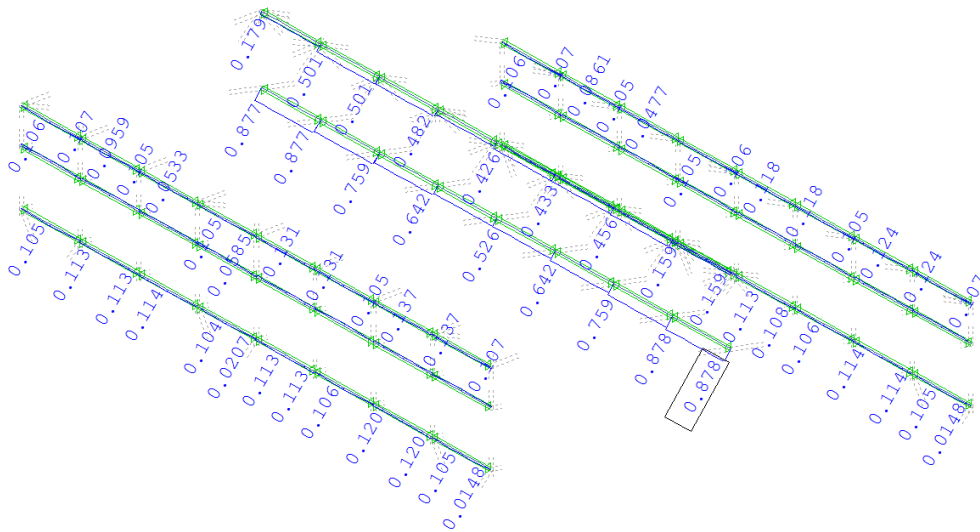
Διατομή:SHC 70x70x4

Κατάταξη διατομής:1

Συνολικό μήκος = 6,25m

Μήκος λυγισμού : Y-Y=6,25m Z-Z=6,25m

Συντελεστής εκμετάλλευσης από AQB



➤ Έλεγχος διατομής και μέλους

	$N(kN)$	$V_y(kN)$	$V_z(kN)$	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$
Δρώσα	-35	0	0,4	0,45	0
Αντοχή	350	101	101	8.54	8.54
Λόγος	0,09	0	0	0,05	0
Λόγος σε διαξονική κάμψη(M+V+N)				0	

A)Καμπτικός λυγισμός

	$i(m)$	$\bar{\lambda}$	Καμπύλη	χ	$N_{b,Rd}$	Λόγος
y-y/z-z	0,031	2,6	c	0,12	43	0,74

4.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

➤ Γενικά

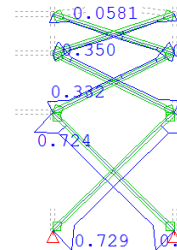
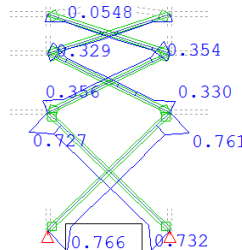
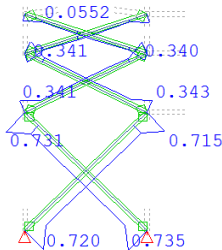
Διατομή: SHC 100x100x8

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος = 8,66m

Μήκος λυγισμού : Y-Y=4,33m Z-Z=4,33m

Συντελεστής εκμετάλλευσης από AQB



➤ Έλεγχος διατομής και μέλους

$$N_{Ed} = 220kN$$

$$N_{Rk} = 939kN$$

$$2 \times N_{Ed} = 440kN < N_{Rk}$$

➤ Έλεγχος λυγιρότητας

$$i = \sqrt{I/A} = 3,83cm$$

$$1,3 < \bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = 1,48 < 2$$

4.7 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Όμοια με τους κατακόρυφους.

➤ Γενικά

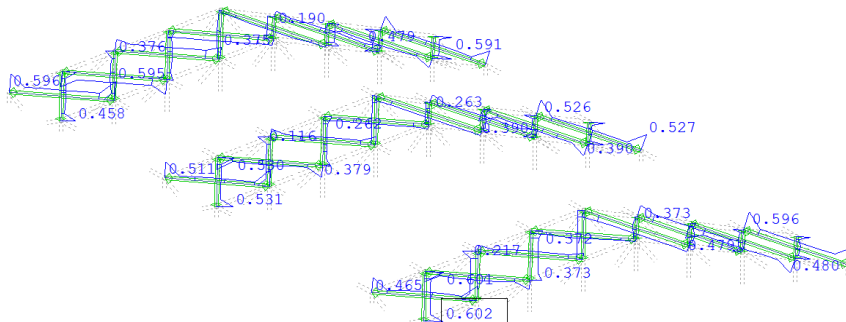
Διατομή: SHC 90x90x5

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος = 7,03m

Μήκος λυγισμού : Y-Y=3,51m Z-Z=3,51m

Συντελεστής εκμετάλλευσης από AQB



➤ Έλεγχος διατομής και μέλους

$$N_{Ed} = 110kN$$

$$N_{Rk} = 564kN$$

$$2 \times N_{Ed} = 220kN < N_{Rk}$$

➤ Έλεγχος λυγιρότητας

$$i = \sqrt{I/A} = 3,5\text{cm}$$

$$1,3 < \bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = 1,31 < 2$$

4.8 Πρόβολοι έδρασης δοκών

➤ Γενικά

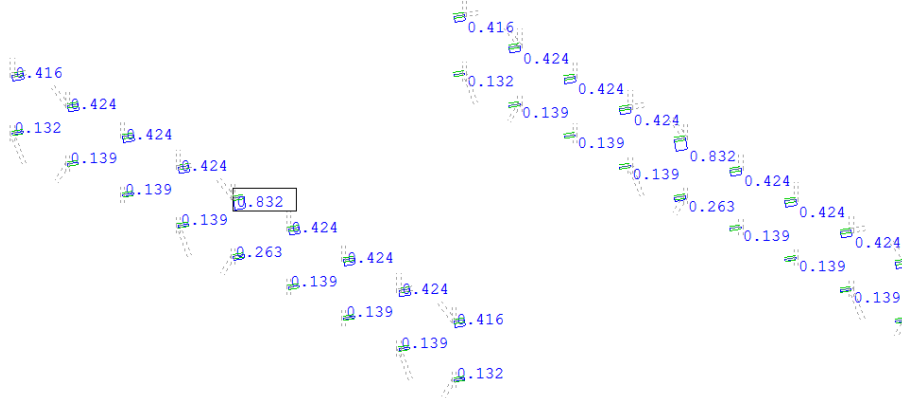
Διατομή: HEB 550

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος = 0,5m

Μήκος λυγισμού : Y-Y=1,05m Z-Z=1,05m

Συντελεστής εκμετάλλευσης από AQB



➤ Έλεγχος διατομής

	$N(kN)$	$V_y(kN)$	$V_z(kN)$	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$
Δρώσα	165	40	1215	728	24
Αντοχή	8765	3465	1993	1835	462
Λόγος	0,02	0,01	0,61	0,4	0,05
Λόγος σε διαξονική κάμψη(M+V+N)				00,21	

Παρατήρηση: στις αντοχές M_y και M_z έχουν γίνει οι απομειώσεις λόγω ταυτόχρονων αξονικών και διατμητικών δυνάμεων, όπου είναι απαραίτητες

➤ Έλεγχος μέλους

A)Καμπτικός λυγισμός

	$i(m)$	$\bar{\lambda}$	Καμπύλη	χ
y-y	0,23	0,06	a	1
z-z	0,07	0,19	b	1

B)Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός (y-y)

C_1	C_2	C_3	M_{cr}	$\bar{\lambda}_{LT}$	Καμπύλη	χ_{LT}	$M_{b,Rd}$	Λόγος
1,879	0	0,939	20549	0,31	α	0,97	1789	0,40

Γ)Συνδιασμός

k_{yy}	k_{zz}	k_{yz}	k_{zy}	Έλεγχος y-y	Έλεγχος z-z
0,89	0,89	0,54	0,54	0,41	0,28

4.9 Μετωπικοί στύλοι

➤ Γενικά

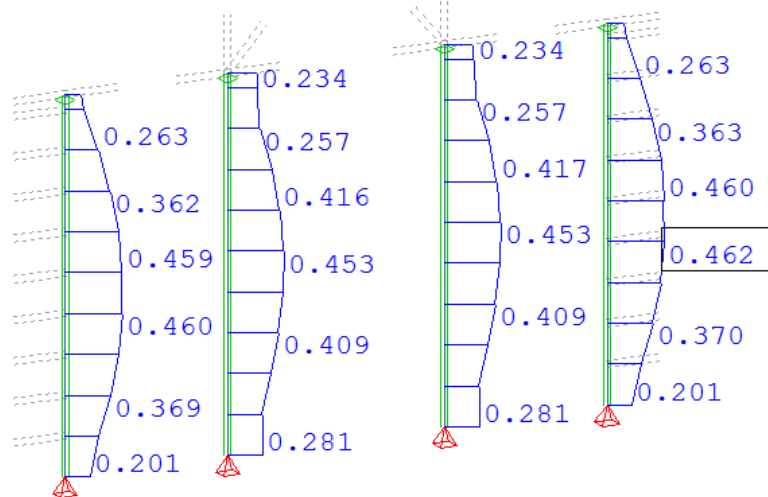
Διατομή: IPE300

Κατάταξη διατομής: 1

Συνολικό μήκος = 20,6m

Μήκος λυγισμού : Y-Y=10,3m Z-Z=1,1m (στηρίζεται πλευρικά από τις μηκίδες)

Συντελεστής εκμετάλλευσης από AQB



➤ Έλεγχος διατομής

	$N(kN)$	$V_y(kN)$	$V_z(kN)$	$M_y(kNm)$	$M_z(kNm)$
Δρώσα	165	35	10	87	12
Αντοχή	1856	639	511	216,7	43,2
Λόγος	0,08	0,06	0,03	0,38	0,23
Λόγος σε διαξονική κάμψη(M+V+N)				0,14	

Παρατήρηση: στις αντοχές M_y και M_z έχουν γίνει οι απομειώσεις λόγω ταυτόχρονων αξονικών και διατμητικών δυνάμεων, όπου είναι απαραίτητες

➤ Έλεγχος μέλους

Α)Καμπτικός λυγισμός

	$i(m)$	$\bar{\lambda}$	Καμπύλη	χ	$N_{b,Rd}$	Λόγος
y-y	0,12	1,15	b	0,5	933	0,17
z-z	0,033	0,42	c	0,88	1636	0.10

Β)Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός (y-y)

C_1	C_2	C_3	M_{cr}	$\bar{\lambda}_{LT}$	Καμπύλη	χ_{LT}	$M_{b,Rd}$	Λόγος
1,132	0,459	0,525	798	0,52	α	0,92	198	0,41

Γ)Συνδιασμός

k_{yy}	k_{zz}	k_{yz}	k_{zy}	Έλεγχος y-y	Έλεγχος z-z
1,05	0,92	0,55	0,63	0,74	0,58

4.10 Τεγίδες

Η διαστασιολόγηση των τεγίδων έγινε σε ξεχωριστό φορέα με διατομή και ασκούμενες δυνάμεις που φαίνονται παρακάτω. Λόγω της σχετικά μεγάλης κλίσης που προκαλεί εντονότερες δυνάμεις στον ασθενή άξονα της διατομής χρησιμοποιήθηκε διατομή HEA.

➤ Γενικά

Διατομή: HEA160
 Κατάταξη διατομής: 2
 Συνολικό μήκος = 6,25m
 Πλάτος επιρροής (οριζόντια προβολή): 1,6m
 Γωνία διατομής: 13,5°



➤ Φορτία

Ιδίο βάρος: $22,4 \text{ kg/m} * 9,81 \text{ m/s}^2 / 1000 = 0,224 \text{ kN/m}$

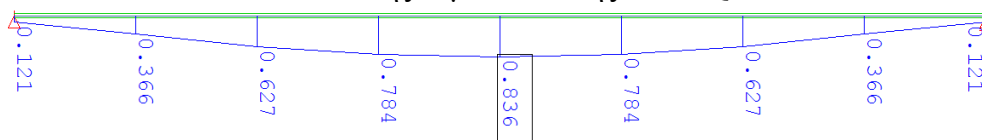
Πρόσθετα μόνιμα: $0,7 \text{ kN/m}^2 * 1,6 \text{ m} = 1,12 \text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο οροφής: $0,5 \text{ kN/m}^2 * 1,6 \text{ m} = 0,8 \text{ kN/m}$

Φορτίο χιονιού: $0,7 \text{ kN/m}^2 * 1,6 \text{ m} = 1,12 \text{ kN/m}$

Η επίδραση του ανέμου αγνοήθηκε υπέρ της ασφαλείας και τα φορτία συνδιάστηκαν με τους κανονισμούς που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 2.

Συντελεστής εκμετάλλευσης από AQB



➤ Έλεγχος διατομής και μέλους

	$N(\text{kN})$	$V_y(\text{kN})$	$V_z(\text{kN})$	$M_y(\text{kNm})$	$M_z(\text{kNm})$
Δρώσα	0	1,3	10	16	2
Αντοχή	639	266	133	39	20
Λόγος	0	0	0,08	0,41	0,1
Λόγος σε διαξονική κάμψη(M+V+N)				00,27	

Παρατήρηση: Θεωρείται ότι τα φύλλα επικάλυψης είναι επαρκώς στερεωμένα επί των τεγίδων γεγονός που προσφέρει συνεχής υποστήριξη στο άνω θλιβόμενο πέλμα τους και παρεμποδίζει τις πλευρικές παραμορφώσεις του. Επομένως παραλήπονται οι έλεγχοι μέλους.

➤ Έλεγχος λειτουργικότητας

$\delta_2 = 11,9 \text{ mm} < L/250 = 25 \text{ mm}$

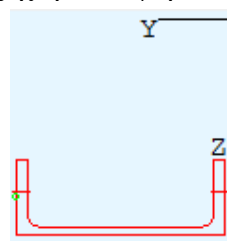
$\delta_{\text{max}} = 19,5 \text{ mm} < L/200 = 31,25 \text{ mm}$

4.11 Μηκίδες

Όμοια με τις τεγίδες έγινε διαστασιολόγηση σε ξεχωριστό φορέα.

➤ Γενικά

Διατομή: UPN 220
 Κατάταξη διατομής: 1
 Συνολικό μήκος = 6,25m
 Πλάτος επιρροής: 1,1m



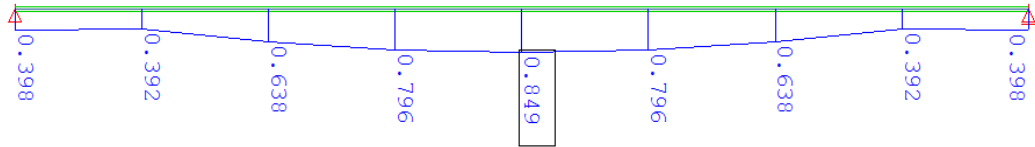
➤ Φορτία

Ιδίο βάρος (κατά τον ασθενή άξονα): $22,4\text{kg}/\text{m} * 9,81\text{m}/\text{s}^2 / 1000 = 0,224\text{kN}/\text{m}$

Πρόσθετα μόνιμα (κατά τον ασθενή άξονα): $0,3\text{kN}/\text{m}^2 * 1,1\text{m} = 0,33\text{kN}/\text{m}$

Φορτίο ανέμου (κατά τον ισχυρό άξονα): $1,16\text{kN}/\text{m}^2 * 1,1\text{m} = 1,28\text{kN}/\text{m}$

Συντελεστής εκμετάλλευσης από AQB



➤ Έλεγχος διατομής

	$N(\text{kN})$	$V_y(\text{kN})$	$V_z(\text{kN})$	$M_y(\text{kNm})$	$M_z(\text{kNm})$
Δρώσα	0	6	2,6	4,1	10
Αντοχή	598	179	187	11	47
Λόγος	0	0,03	0	0,37	0,21
Λόγος σε διαξονική κάμψη(M+V+N)				00,34	

Παρατήρηση: Θεωρείται ότι τα φύλλα επικάλυψης είναι επαρκώς στερεωμένα επί των τεγίδων γεγονός που προσφέρει συνεχής υποστήριξη στο άνω θλιβόμενο πέλμα τους και παρεμποδίζει τις πλευρικές παραμορφώσεις του. Επομένως παραλείπονται οι έλεγχοι μέλους.

➤ Έλεγχος λειτουργικότητας

- Οριζόντια μετακίνηση

$$\delta_2 = 5,7\text{mm} < L/250 = 25\text{mm}$$

$$\delta_{\max} = 5,7\text{mm} < L/200 = 31,25\text{mm}$$

- Κατακόρυφη μετακίνηση

$$\delta_{\max} = 26,2\text{mm} < L/200 = 31,25\text{mm}$$

4.12 Περιορισμός βλαβών

➤ Σεισμός κατά X

$$d_e = 76,8\text{mm}$$

$$q_d = 1,5$$

$$v = 0,5$$

$$d_r = d_e * q_d = 115,2$$

$$d_r * v = 57,6\text{mm} < 0,0075h = 0,0075 * 14000 = 105\text{mm}$$

➤ Σεισμός κατά Y

$$d_e = 57\text{mm}$$

$$q_d = 1,5$$

$$v = 0,5$$

$$d_r = d_e * q_d = 85,5$$

$$d_r * v = 42,75\text{mm} < 0,0075h = 0,0075 * 14000 = 105\text{mm}$$

5 Συνδέσεις

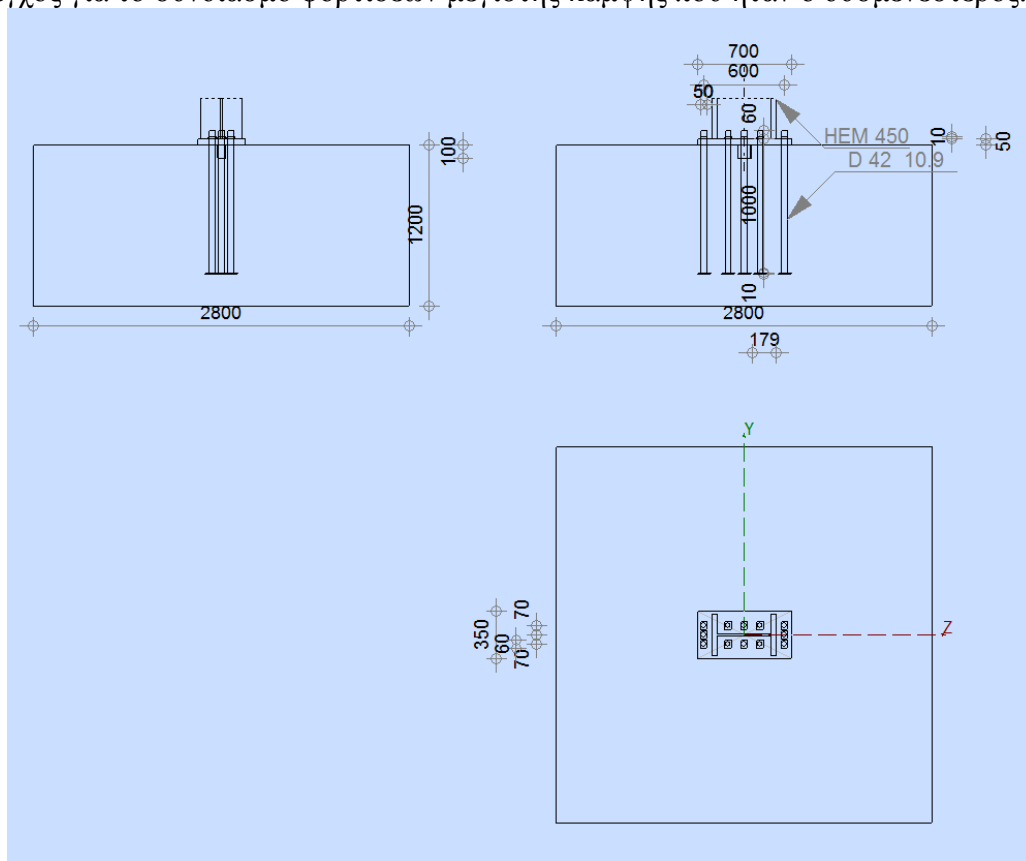
Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών τις. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη και δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου.

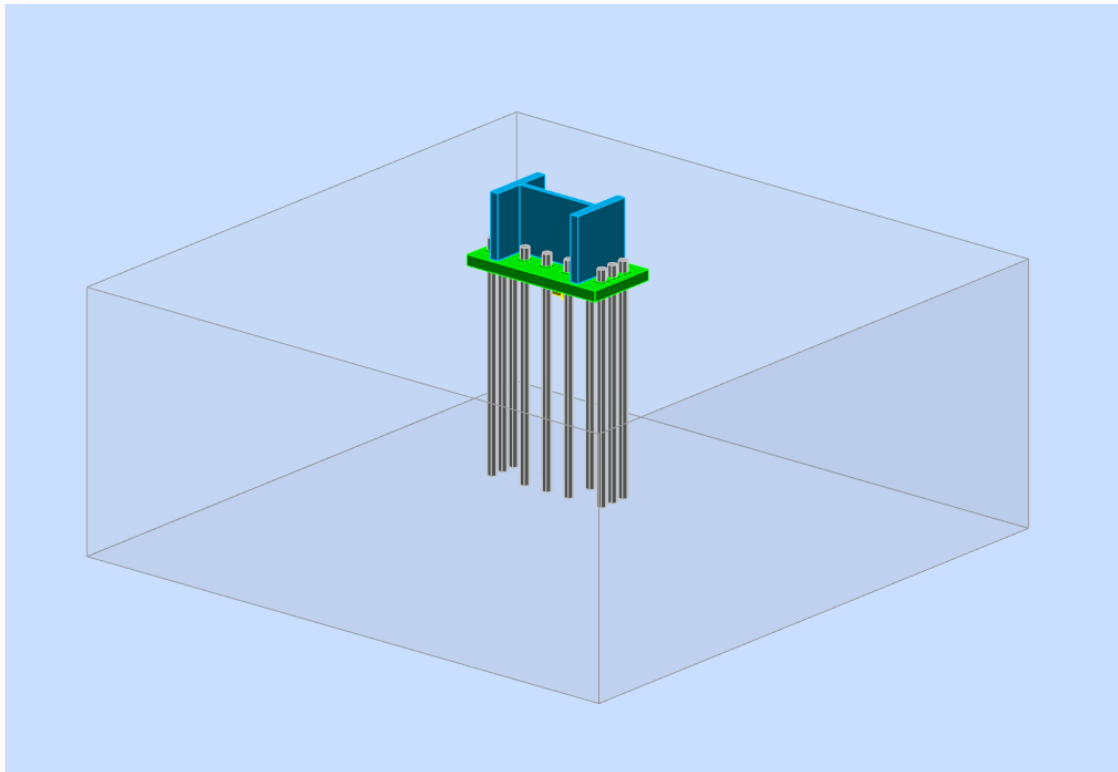
Στην παρούσα διπλωματική σχεδιάστηκαν ορισμένες συνδέσεις με το πρόγραμμα Robot (παρουσιάζονται ενδεικτικά οι τελικοί έλεγχοι που βγάζει το πρόγραμμα) και κάποιες με το χέρι.

5.1 Έδραση υποστυλώματος

Η σύνδεση ελέγχθηκε για το συνδιασμό φορτίσεων που μας δίνει τη μέγιστη αξονική και για το συνδιασμό που μας δίνει τη μέγιστη κάμψη. Έχουν χρησιμοποιηθεί 12 αγκύρια M42 αντοχής 10,9 τοποθετημένα όπως φαίνεται παρακάτω. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο έλεγχος για το συνδιασμό φορτίσεων μεγιστης κάμψης που ήταν ο δυσμενέστερος.



Σχήμα 5.1: Έδραση υποστυλώματος



Σχήμα 5.2: Προοπτική απεικόνιση της έδρασης του υποστύλωματος

LOADS

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed}$ =	-180,00	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,z}$ =	188,00	[kN]	Shear force
$M_{j,Ed,y}$ =	970,00	[kN*m]	Bending moment

CONNECTION CAPACITY CHECK

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

e_y =	5389	[mm]	Axial force eccentricity
$z_{c,y}$ =	219	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,y}$
$z_{t,y}$ =	300	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,y}$
$M_{j,Rd,y}$ =	1044,97	[kN*m]	Connection resistance for bending

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0,93 < 1,00$$

SHEAR

SHEAR CHECK

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

$V_{j,Rd,z}$ =	3634,79	[kN]	Connection resistance for shear
----------------	---------	------	---------------------------------

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

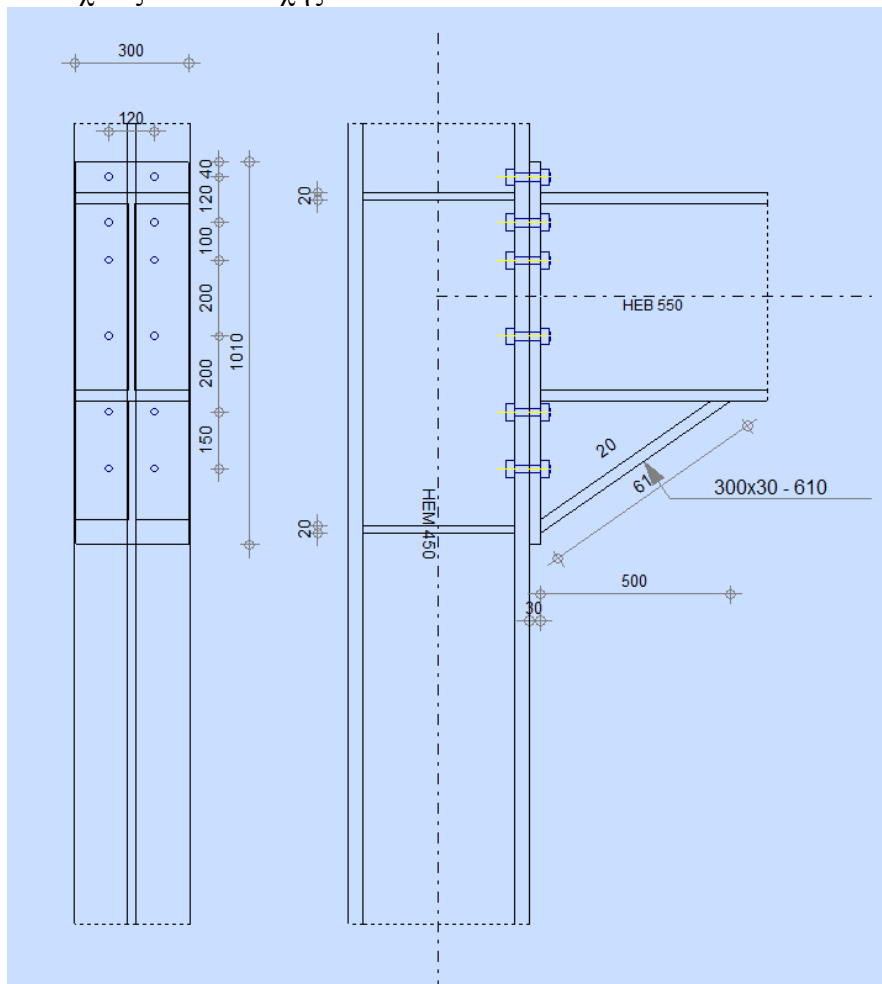
WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp} =$	183,68	[MPa]	Normal stress in a weld
$\tau_{\perp} =$	183,68	[MPa]	Perpendicular tangent stress
$\tau_{yII} =$	0,00	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$
$\tau_{zII} =$	16,87	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$
$\beta_W =$	0,90		Resistance-dependent coefficient
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,52 < 1,00
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,84 < 1,00
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,67 < 1,00

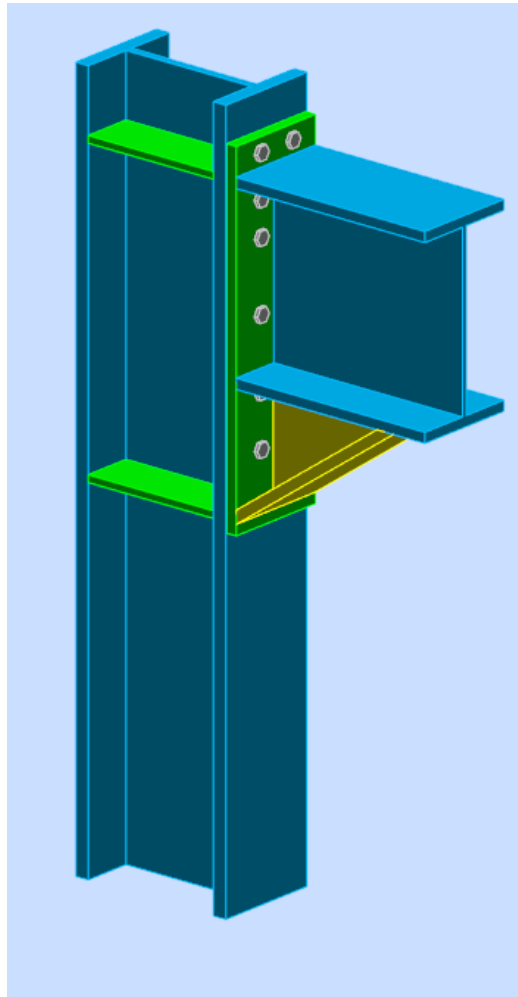
Ratio 0,93

5.2 Σύνδεση κοντού πρόβολου με υποστύλωμα

Έγινε με 12 κοχλίες M22 αντοχής 10.9.



Σχήμα 5.3: Σύνδεση κοντού πρόβολου με υποστύλωμα



Σχήμα 5.4: Προοπτική απεικόνιση της σύνδεσης κοντού πρόβολου με υποστύλωμα

LOADS

Ultimate limit state

Case: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} =$	728,00	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} =$	1215,00	[kN]	Shear force in the right beam
$N_{b1,Ed} =$	100,00	[kN]	Axial force in the right beam

BEAM RESISTANCES

SHEAR

$A_{vb} =$	170,07	[cm ²]	Shear area
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} =$	3485,70	[kN]	Design sectional resistance for shear
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,35 < 1,00

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$M_{b1,Ed} =$	728,00	[kN*m]	Bending moment (right beam)
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Bending moment (left beam)
$V_{c1,Ed} =$	0,00	[kN]	Shear force (lower column)
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	Shear force (upper column)
$Z =$	862	[mm]	Lever arm
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} =$	844,85	[kN]	Shear force acting on the web panel
$A_{vs} =$	119,84	[cm ²]	Shear area of the column web
$A_{vc} =$	119,84	[cm ²]	Shear area
$d_s =$	830	[mm]	Distance between the centroids of stiffeners
$M_{pl,fc,Rd} =$	43,59	[kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending
$M_{pl,stu,Rd} =$	10,90	[kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending
$M_{pl,sti,Rd} =$	10,90	[kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	2341,88	[kN]	Resistance of the column web panel for shear

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,36 < 1,00$$

CONNECTION RESISTANCE FOR TENSION

$F_{t,Rd} =$	218,16	[kN]	Bolt resistance for tension
$B_{p,Rd} =$	537,44	[kN]	Punching shear resistance of a bolt
$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$			
$N_{j,Rd} =$	2617,92	[kN]	Connection resistance for tension

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00$$

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$			
$M_{j,Rd} =$	1112,62	[kN*m]	Connection resistance for bending

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,65 < 1,00$$

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$			
$V_{j,Rd} =$	1353,91	[kN]	Connection resistance for shear

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,90 < 1,00$$

WELD RESISTANCE

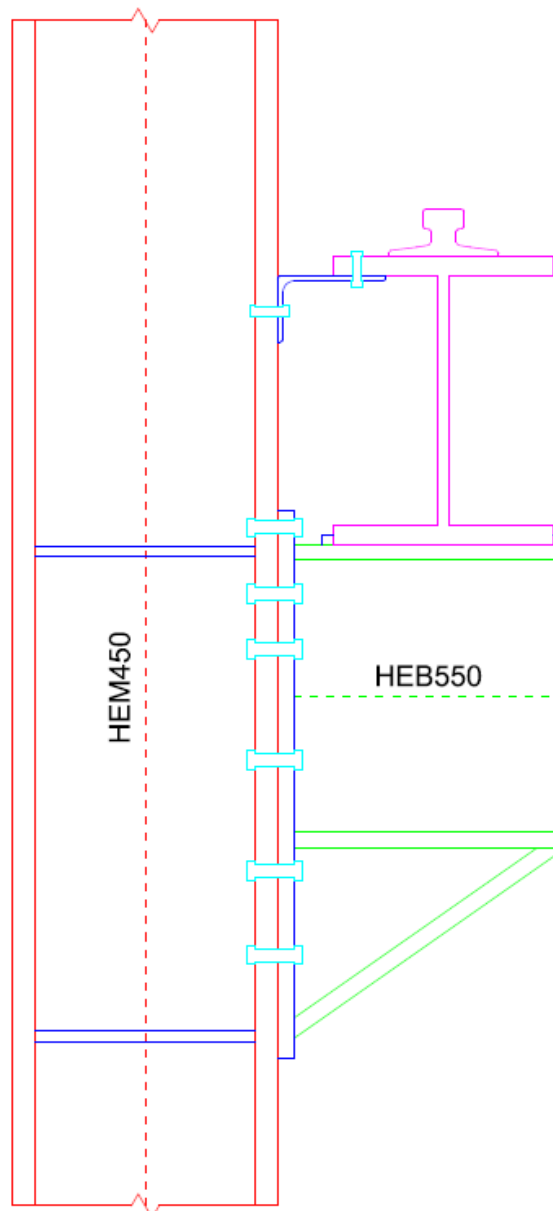
$A_w =$	264,59	[cm ²]	Area of all welds
$A_{wy} =$	159,40	[cm ²]	Area of horizontal welds
$A_{wz} =$	105,19	[cm ²]	Area of vertical welds
$I_{wy} =$	272179,06	[cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	91,74	[MPa]	Normal stress in a weld
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	80,51	[MPa]	Stress in a vertical weld
$\tau_{\parallel} =$	115,50	[MPa]	Tangent stress
$\beta_w =$	0,80		Correlation coefficient

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 183,47 < 360,00$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 256,81 < 360,00$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 91,74 < 259,20$$

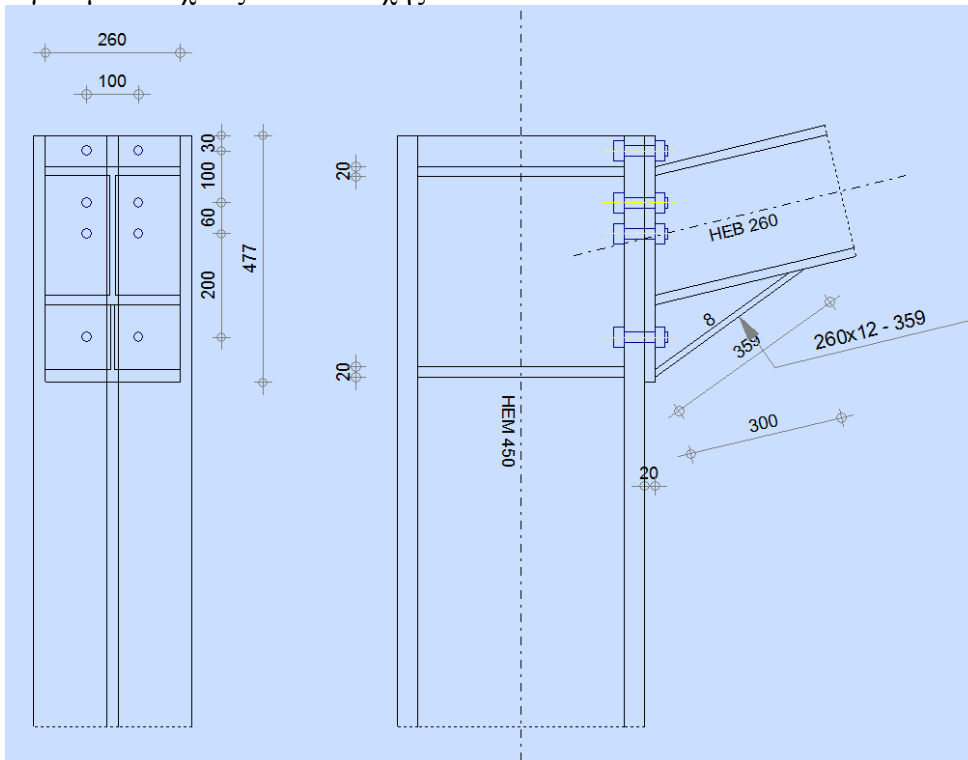
Ratio 0,90



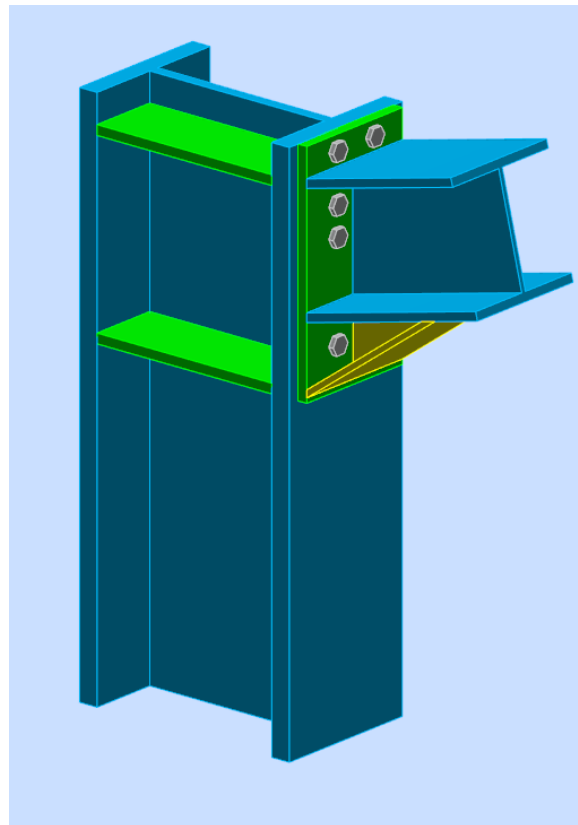
Σχήμα 5.5: Λεπτομέρεια έδρασης της δοκού κύλισης

5.3 Σύνδεση υποστρώματος με την άνω χορδή ζυγώματος

Έγινε με 8 κοχλίες M20 αντοχής 8.8.



Σχήμα 5.6: Σύνδεση υποστρώματος με την άνω χορδή ζυγώματος



Σχήμα 5.7: Προοπτική απεικόνιση της σύνδεσης υποστρώματος με την άνω χορδή ζυγώματος

LOADS

Ultimate limit state

Case: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} =$	170,00	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} =$	66,00	[kN]	Shear force in the right beam
$N_{b1,Ed} =$	-448,25	[kN]	Axial force in the right beam

BEAM RESISTANCES

COMPRESSION

$A_b =$	118,44	[cm ²]	Area
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{cb,Rd} =$	4204,76	[kN]	Design compressive resistance of the section

SHEAR

$A_{vb} =$	48,79	[cm ²]	Shear area
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} =$	1000,08	[kN]	Design sectional resistance for shear
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,07 < 1,00

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$M_{b1,Ed} =$	170,00	[kN*m]	Bending moment (right beam)
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Bending moment (left beam)
$V_{c1,Ed} =$	0,00	[kN]	Shear force (lower column)
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	Shear force (upper column)
$z =$	380	[mm]	Lever arm
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} =$	447,37	[kN]	Shear force acting on the web panel
$A_{vs} =$	119,84	[cm ²]	Shear area of the column web
$A_{vc} =$	119,84	[cm ²]	Shear area
$d_s =$	337	[mm]	Distance between the centroids of stiffeners
$M_{pl,fc,Rd} =$	28,86	[kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending
$M_{pl,stu,Rd} =$	10,90	[kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending
$M_{pl,sti,Rd} =$	10,90	[kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	1699,01	[kN]	Resistance of the column web panel for shear
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$			0,26 < 1,00

CONNECTION RESISTANCE FOR COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{cb,Rd}, 2 F_{c,wb,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,upp})$			
$N_{j,Rd} =$	2873,09	[kN]	Connection resistance for compression

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$			0,16 < 1,00
---------------------------------	--	--	-------------

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

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

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

$$M_{j,Rd} = 243,90 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,70 < 1,00$$

VERIFICATION OF M+N INTERACTION

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

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,85 < 1,00$$

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 869,41 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for shear}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00$$

WELD RESISTANCE

$A_w =$	157,44	[cm ²]	Area of all welds
$A_{wy} =$	126,72	[cm ²]	Area of horizontal welds
$A_{wz} =$	30,72	[cm ²]	Area of vertical welds
$I_{wy} =$	37869,71	[cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	-102,21	[MPa]	Normal stress in a weld
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-94,63	[MPa]	Stress in a vertical weld
$\tau_{\parallel} =$	21,48	[MPa]	Tangent stress
$\beta_w =$	0,90		Correlation coefficient

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	204,42 < 435,56
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	192,87 < 435,56
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	102,21 < 352,80

Ratio 0,85

5.4 Σύνδεση Οριζόντιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας

Ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι μέλος από το οποίο προσδοκάτε η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας γι' αυτό το λόγο επιθυμείτε η διαρροή να γίνεται στην βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης. Γι' αυτό το λόγο πρέπει να ικανοποιείται η σχέση

$$R_d \geq 1,2 \times R_{fd}$$

όπου

R_d είναι η οριακή αντοχή της σύνδεσης

R_{fd} είναι η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

➤ Έλεγχος ελάσματος

Θεωρώ πάχος ελάσματος $t=1,8\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} t \times b > 1,2 \times A \\ N_{u,Rd} > 1,2 \times N_{pl,Rd} \end{array} \right\} b > 11,5\text{cm} \rightarrow b = 12\text{cm}$$

➤ Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Επιλέγονται κοχλίες M20 και αντοχής 8.8:

$$\left. \begin{array}{l} F_{v,Rd} = m \times \frac{n \times a_v \times A \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} \\ F_{v,Rd} > 1,2 \times N_{pl,Rd} \end{array} \right\} m > 2,8 \rightarrow m = 3$$

➤ Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Παρατήρηση: Πρέπει να ισχύει το 2ο κριτήριο πλαστιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική σε αστοχία πρέπει να είναι η σύνθλιψη άντυγας των οπών.

$$\left. \begin{array}{l} F_{b,Rd} = m \times \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \\ k_1 = \min(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5) \\ a_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}) \\ 1,2N_{pl,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \end{array} \right\} 677,16 < 1101 \times a_b < 723,46$$

Άρα $4\text{cm} < e_1 < 4,33\text{cm}$ και $2,4\text{cm} < p_1 < 5,98\text{cm}$

Όμως

$$\min e_1 = 1,2d_0 = 1,2 \times 2,2 = 2,64\text{cm}$$

$$\min p_1 = 2,2d_0 = 2,2 \times 2,2 = 4,4\text{cm}$$

$$\max e_1 = 4\text{cm} + 4t = 4 + 4 \times 1,7 = 10,8\text{cm}$$

$$\max p_1 = \min(14t; 20) = \min(14 \times 1,7; 20) = 20\text{cm}$$

➤ Έλεγχος συγκόλλησης

Αντοχή συγκόλλησης

$$f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = 26,17\text{cm}$$

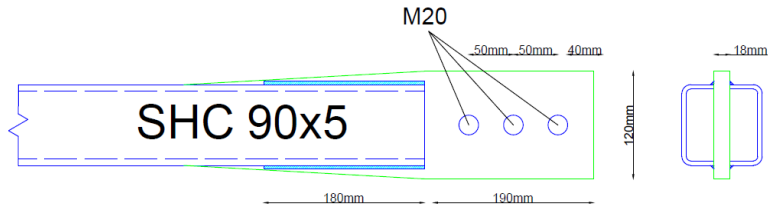
Πάχος συγκόλλησης

$$\left. \begin{array}{l} a_{\min} = 3\text{mm} \\ a_{\max} = 0,7t_{\min} = 1,26 \end{array} \right\} a = 4\text{mm}$$

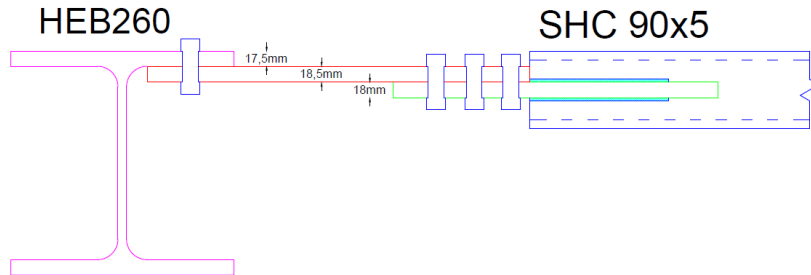
Μήκος συγκόλλησης

$$4 \times l \times a \times f_{v,wd} \geq 1,2N_{pl,Rd} \rightarrow l \geq 16,2\text{cm}$$

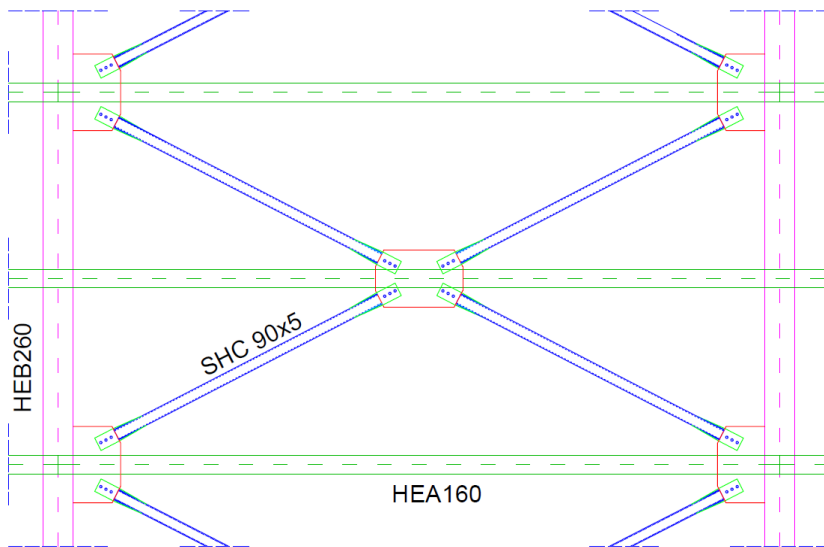
$l=18\text{cm}$



Σχήμα 5.8: Σύνδεση οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

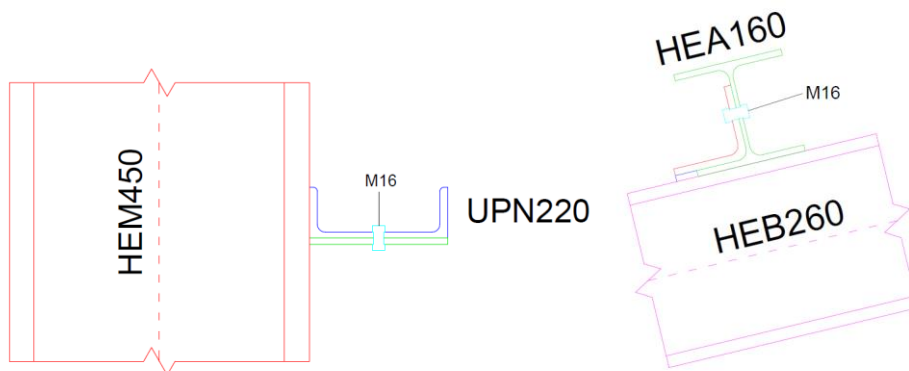


Σχήμα 5.9: Λεπτομέρεια σύνδεσης οριζόντιου συνδέσμου με το ζύγωμα



Σχήμα 5.10: Λεπτομέρεια οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας σε κάτοψη

5.5 Λεπτομέρειες μηκίδας και τεγίδας



Σχήμα 5.11: Λεπτομέρειες μηκίδας και τεγίδας

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Aslani H., Miranda E. (2005). “Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings.” Report No. 157, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
5. Bazzurro P., and Luco N. (2007). “Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses?” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1813–1835.
6. Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D.A. (2002). “The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines.” *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526–533.
7. Dolsek M. (2009). “Incremental dynamic analysis with consideration of modelling uncertainties.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(6), 805–825.
8. Dolsek M., Fajfar, P. (2008). “The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame – A probabilistic assessment.” *Engineering Structures*, 30(11), 3186–3192.
9. Haselton C.B. (2006). “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
10. Jalayer F. (2003). “Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
11. Jalayer F., Cornell, C.A. (2009). “Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(8), 951–1052.
12. Liel A.B., Haselton C.B., Deierlein G.G., Baker J.W. (2009). “Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings.” *Structural Safety*, 31(2), 197–211.
13. Luco N., Cornell C.A. (2007). “Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions.” *Earthquake Spectra*, 23(2), 357–392
14. NIST (2010). “Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modeling for Design.” Report No NIST GCR 10-917-9, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
15. PEER (2005). PEER NGA Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
16. SAC Joint Venture (2000a). “Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings.” Report No. FEMA-350, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
17. SAC Joint Venture (2000b). “Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings.” Report No. FEMA-351, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
18. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.

19. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). "Applied Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
20. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). "Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 141–163.
21. Celarec D., Vamvatsikos D., Dolsek M. (2011). "Simplified estimation of seismic risk for buildings with consideration of the structural ageing process." In: Dolsek M. (ed), *Protection of Built Environment Against Earthquakes*. Springer: Dordrecht.
22. De Luca F., Vamvatsikos D., Iervolino I. (2011). "Near-optimal bilinear fit of capacity curves for equivalent SDOF analysis." *Proceedings of the COMPDYN2011 Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece.

Παράρτημα Α. Στοιχεία γερανογεφυρών

Α.1 Αναλυτικά στοιχεία μονοτρόχιας γερανογέφυρας 12,5 τόνων

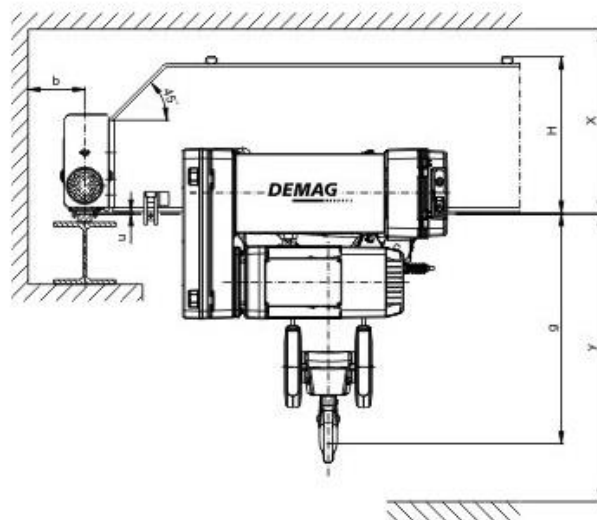
Basic Data		General Information	
Number of Crabs:	1 Qty	Classification DIN EN 13001:	S3
SWL:	12,5 t	Control Voltage:	48 V
Hook Path:	6 m	Control Type:	DSE
Span:	25000 mm	Crab	
Girder Profile:	Box Girder	FEM / ISO Group:	1Am / M4
Deflection:	1/800	Hoist Speed: (V1)	4,8/0,84 m/min
Operating Voltage:	460 V	Cross-travel Speed:	5 - 30 m/min
Frequency:	60 Hz	Crane	
		Girder Style:	Std 1
		Long-travel Speed:	12/48 m/min

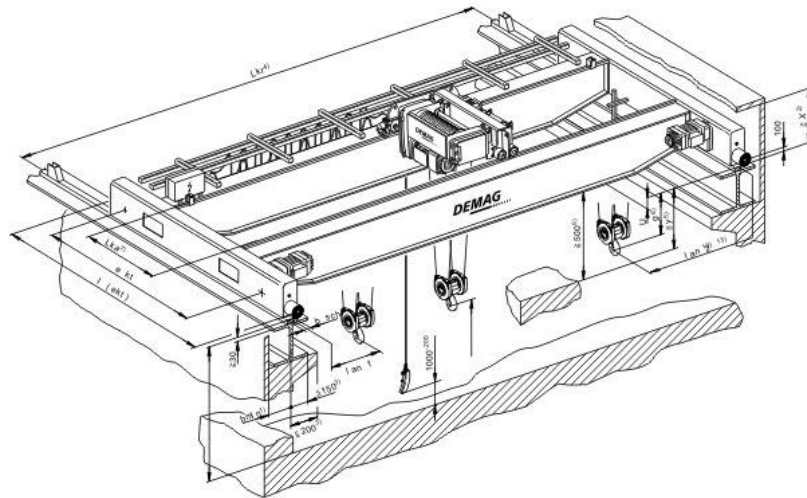
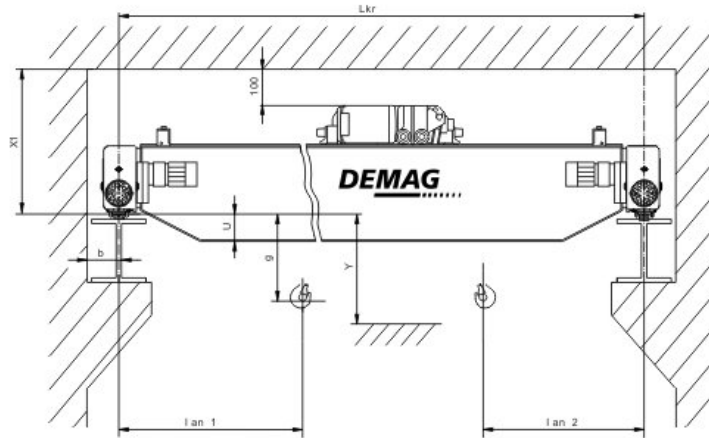
Crane	
Crane Weight:	9230 kg
Crab Weight:	603 kg
eKT:	4000 mm
Distance of guide rollers	4000 mm

Crane	
Girder Style:	Std 1
Bridge X1:	1148 mm
Bridge X2:	1148 mm
Bridge H1:	1098 mm
Bridge U:	-17 mm

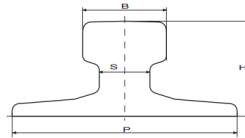
End Carriage	
d:	200 mm
eKT:	4000 mm
LeKT:	4652 mm
Buffer Type:	DPZ 160
b	175 mm

Crab	
Long Travel Rail Height y:	864 mm
Hook to LT Rail Height g:	623 mm
Hook Approach lan1:	795 mm
Hook Approach lan2:	890 mm





A.3 Τροχιές σειράς A



Profile	Weight		Base (P)		Height (H)		Head (B)		Web (S)	
	lbs/yd	kg/m	inches	mm	inches	mm	inches	mm	inches	mm
A45	44.6	22.1	4.92	125	2.17	55	1.77	45	0.94	24
A55	64.1	31.8	5.91	150	2.56	65	2.17	55	1.22	31
A65	86.9	43.1	6.89	175	2.95	75	2.56	65	1.50	38
A75	113.3	56.2	7.87	200	3.35	85	2.95	75	1.77	45
A100	149.8	74.3	7.87	200	3.74	95	3.94	100	2.36	60
A120	201.6	100.0	8.66	220	4.13	105	4.72	120	2.83	72
A150	303.0	150.3	8.66	220	5.91	150	5.91	150	3.15	80

Profile	Area of Inertia (cm ²)	Moment Head (cm ²)	Sec. Modulus Base (cm ²)	Sec. Modulus (cm ²)
A45	28.2	90.0	41.5	27.0
A55	40.5	178.0	68.6	45.6
A65	54.9	319.0	105.4	71.3
A75	71.6	531.0	153.6	105.3
A100	94.7	856.0	203.4	161.8
A120	127.4	1361.0	289.1	235.0
A150	191.4	4373.0	601.5	565.7