



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Δικτυωτής Σιδηροδρομικής Γέφυρας Τριών Ανοιγμάτων



Διπλωματική Εργασία
Δημήτριος Σακελλαρίου

ΕΜΚ ΔΕ 2015/20

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Λέκτορας Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούλιος 2015



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Δικτυωτής Σιδηροδρομικής Γέφυρας Τριών Ανοιγμάτων



Διπλωματική Εργασία
Δημήτρης Σακελλαρίου

ΕΜΚ ΔΕ 2015/20

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Λέκτορας Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούλιος 2015

Copyright © Δημήτρης Σακελλαρίου, 2015
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

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

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

Copyright © Dimitris Sakellariou, 2015
All Rights Reserved

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

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

Δημήτρης Σακελλαρίου (2015)
Σχεδιασμός Δικτυωτής Σιδηροδρομικής Γέφυρας Τριών Ανοιγμάτων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/20
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Dimitris Sakellariou (2015)
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2015/20
Design Of Three Span Railroad Truss Bridge
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Η διπλωματική μου εργασία σηματοδοτεί το κλείσιμο του κύκλου της φοίτησης μου στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Για αυτό το λόγο, θα ήθελα πρώτιστα να ευχαριστήσω για αυτή την πορεία, όλα τα μέρη που συγκροτούν τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, διδακτικό προσωπικό και συμφοιτητές.

Ευχαριστώ θερμά τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας και Λέκτορα Καθηγητή του Τομέα Δομοστατικής του ΕΜΠ, κ. Παύλο Θανόπουλο, για τη συνεχή, συστηματική και άμεση καθοδήγησή του. Σε συνδυασμό με το επιστημονικό του υπόβαθρο, συντέλεσε τα μέγιστα στην επιτυχή ολοκλήρωσή της.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Χάρη Γαντέ, Καθηγητή του Τομέα Δομοστατικής του ΕΜΠ, για τη βοήθειά του στην έρευνα σχετικά με συγκεκριμένο επιστημονικό θέμα και τη συμμετοχή του στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας. Επίσης, ευχαριστώ πολύ τον καθηγητή στον Τομέα Δομοστατικής του ΕΜΠ, κ. Ιωάννη Βάγια, για τη συμμετοχή του στην εξεταστική επιτροπή.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στους φίλους και την οικογένειά μου, για τη στήριξη κατά τη διάρκεια υλοποίησης της εργασίας.

Σακελλαρίου Δημήτρης,

Ιούλιος 2015



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2015/20

Σχεδιασμός Δικτυωτής Σιδηροδρομικής Γέφυρας Τριών Ανοιγμάτων Δημήτρης Σακελλαρίου

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Λέκτορας Καθηγητής ΕΜΠ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία αφορά τη μελέτη και το σχεδιασμό δικτυωτής σιδηροδρομικής γέφυρας τριών ανοιγμάτων. Το συνολικό άνοιγμα που γεφυρώνεται είναι 200m, με ευθύγραμμο κατάστρωμα και το συνολικό πλάτος γέφυρας είναι 15.2m και συνολικό ύψος δικτυώματος 8.8m. Η μελέτη γίνεται με βάση τους Ευρωκώδικες

Στα πρώτα δύο κεφάλαια γίνεται μία σύντομη εισαγωγή στις σιδηροδρομικές και δικτυωτές γέφυρες και μια συνοπτική παρουσίαση των χαρακτηριστικών της υπό μελέτη γέφυρας. Στη συνέχεια, στο Κεφάλαιο 3 περιγράφονται αναλυτικά οι δράσεις και οι συνδυασμοί δράσεων, με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς, ενώ στο Κεφάλαιο 4 υπολογίζονται με βάση τα στοιχεία της γέφυρας μελέτης.

Στο επόμενο κεφάλαιο παρουσιάζεται το λογισμικό που επιλέχθηκε και η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τη μόρφωση των απαραίτητων προσομοιωμάτων για την κάλυψη όλων των ελέγχων.

Στο Κεφάλαιο 6 γίνονται οι έλεγχοι διατομών και μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας και στο επόμενο οι έλεγχοι σε κατάσταση λειτουργικότητας. Κατόπιν, υπολογίζεται η σεισμική μόνωση της γέφυρας με καμπύλα εφέδρανα τριβής ολίσθησης. Οι μονωτήρες ελέγχονται σε σεισμικές και μη σεισμικές δράσεις.

Στο Κεφάλαιο 9 υπολογίζονται κατασκευαστικά στοιχεία της γέφυρας και η μεθοδολογία ανέγερσης. Τέλος, αναφέρονται τα συμπεράσματα από το σχεδιασμό δικτυωτής σιδηροδρομικής γέφυρας.



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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2015/20

Design Of Three Span Railroad Truss Bridge
Dimitris Sakellariou

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

ABSTRACT

The present diploma thesis approaches the analysis and design of a continuous three span railroad truss bridge. The deck is straight, 200m long and the truss' height is 8.8m. The whole study is based on the Eurocodes.

At first a short introduction to railroad and truss bridges is made, followed by a brief description of the basic characteristics of the designed bridge.

In Chapters 3 and 4 the loads and seismic actions applied to the bridge are described in detail as well as the load combinations. In the next chapter, the software used for the analysis and the procedure for the creation of the independent required models, is presented

Consequently, the cross sections and structural elements are checked for the Ultimate Limit State and the Serviceability Limit State conditions.

In Chapter 8 the seismic isolation system with triple Friction Pendulum bearings is calculated. The verification of the isolation system in both seismic and non seismic actions is carried out.

Finally, the construction details, the structural erection plan and the conclusions of the study are presented.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	Γενικά.....	1
1.2	Σιδηροδρομικό δίκτυο και σιδηροδρομικές γέφυρες.....	3
1.3	Δικτυωτές γέφυρες.....	5
2	ΜΟΡΦΩΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ	7
2.1	Γενική περιγραφή	7
2.2	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά.....	7
2.3	Διατομή γέφυρας.....	8
2.4	Χαρακτηριστικά κυκλοφορίας	10
2.5	Διατομές φορέα.....	10
2.6	Συγκεντρωτικός πίνακας.....	12
3	ΔΡΑΣΕΙΣ	13
3.1	ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....	13
3.2	ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	13
3.2.1	Κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας	13
3.2.2	Οριζόντια φορτία κυκλοφορίας.....	17
3.2.3	Φορτία Ανέμου	18
3.2.4	Θερμοκρασιακές Μεταβολές.....	26
3.3	ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....	29
3.3.1	Δράση εκτροχιασμού.....	29
3.3.2	Σεισμική διέγερση	31
3.4	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	32
3.4.1	Γενικά	32
3.4.2	Συνδυασμοί Ο.Κ.Α.....	33
3.4.3	Συνδυασμοί Ο.Κ.Λ.....	34
3.4.4	Διατάξεις συνδυασμών δράσεων σιδηροδρομικών γεφυρών.....	35
4	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ	37
4.1	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΟΝΙΜΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ	37
4.1.1	Ίδιο βάρος χάλυβα	37
4.1.2	Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος.....	37
4.1.3	Λοιπά μόνιμα φορτία	37
4.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΑΒΛΗΤΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ	38
4.2.1	Κατακόρυφα Φορτία Κυκλοφορίας.....	38

4.2.2	Οριζόντια φορτία κυκλοφορίας.....	39
4.2.3	Φορτία ανέμου	39
4.2.4	Θερμοκρασιακές μεταβολές	41
4.3	Υπολογισμός τυχηματικών δράσεων	41
4.3.1	Δράσεις εκτροχιασμού.....	41
4.4	Υπολογισμός ερπυσμού και συστολής ξήρανσης	41
4.4.1	Ερπυσμός.....	41
4.4.2	Συστολή ξήρανσης.....	42
5	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ.....	43
5.1	Επιλογή λογισμικού	43
5.2	Βασικό προσομοίωμα γέφυρας	44
5.3	Προσομοίωμα πλάκας σκυροδέματος	46
5.4	Προσομοίωμα άνω πέλματος δικτυώματος σε έλεγχο καθολικού λυγισμού	46
5.5	Προσομοίωμα δικτυώματος για έλεγχο κόπωσης κόμβων.....	47
6	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ Ο.Κ.Α.....	49
6.1	Γενικά	49
6.1.1	Κατηγορία διατομής	49
6.1.2	Έλεγχος αντοχής διατομής σε αξονική δύναμη	51
6.1.3	Έλεγχος αντοχής διατομής σε αλληλεπίδραση κάμψης και αξονικής	51
6.1.4	Έλεγχος αντοχής μέλους σε αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης και αξονικής	52
6.1.5	Έλεγχος σε λυγισμό μέλους	54
6.1.6	Έλεγχος σε τέμνουσα και αλληλεπίδραση τέμνουσας-κάμψης.....	56
6.1.7	Έλεγχος σε καθολικό πλευρικό λυγισμό άνω πέλματος δικτυώματος	57
6.2	Μέλη Δικτυώματος	58
6.2.1	Ορθοστάτες και διαγώνιοι εκτός στηρίξεων	58
6.2.2	Έλεγχος επάρκειας πελμάτων δικτυώματος εκτός στηρίξεων	63
6.2.3	Έλεγχοι για ενίσχυση στηρίξεων	66
6.2.4	Έλεγχος άνω πέλματος δικτυώματος σε καθολικό πλευρικό λυγισμό	71
6.3	Πλάκα σκυροδέματος	74
6.4	Διαδοκίδες.....	74
6.4.1	Συνεργαζόμενο πλάτος.....	74
6.4.2	Διατομή ανοίγματος	75
6.4.3	Διατομή στήριξης.....	76
6.4.4	Έλεγχος σε τέμνουσα.....	77
6.5	Έλεγχοι κόπωσης	78
6.5.1	Γενικά	78
6.5.2	Υπολογισμός δράσεων.....	79
6.5.3	Έλεγχος αντοχής μελών σε κόπωση	79

6.5.4 Έλεγχος κόπωσης κόμβων δικτυώματος.....	80
6.5.5 Τοπικός έλεγχος διαδοκίδας.....	81
7 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ Ο.Κ.Λ.	83
7.1 Γενικά.....	83
7.2 Παραμορφώσεις και ταλαντώσεις.....	83
7.2.1 Κριτήρια άνεσης.....	83
7.3 Έλεγχος στροφών	85
7.4 Πρώτη ιδιοσυχνότητα	85
7.5 Οριακές τιμές για την παραμόρφωση του φορέα	85
7.5.1 Λόγω έλξης και πέδησης	85
7.5.2 Λόγω κατακόρυφων φορτίων κυκλοφορίας	86
7.6 Έλεγχος ύβωσης κορμού διαδοκίδας	86
7.7 Έλεγχος περιορισμού τάσεων στα μέλη.....	87
7.7.1 Μέλη δικτυώματος	87
7.7.2 Διαδοκίδες	87
7.7.3 Πλάκα σκυροδέματος – έλεγχος ρηγμάτωσης	87
8 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ.....	89
8.1 Γενικά.....	89
8.2 Σεισμική ανάλυση	91
8.2.1 Υπολογισμός συντελεστή τριβής ολισθησης εφεδράνου.....	91
8.2.2 Υπολογισμός κατακόρυφων φορτίων	93
8.2.3 Ανάλυση για UBTV	94
8.2.4 Ανάλυση για LBTP	95
8.3 Μη σεισμικός έλεγχος.....	95
8.4 Επιλογή εφεδράνων	96
9 ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	97
9.1 Έλεγχος μελών υπό το ίδιο βάρος του καταστρώματος.....	97
9.1.1 Μέλη δικτυώματος	97
9.1.2 Διαδοκίδα	97
9.2 Διατμητική σύνδεση διαδοκίδας	99
9.2.1 Συνδυασμοί ελέγχου και αντοχή διατμητικής σύνδεσης	99
9.2.2 Πλαστική ανάλυση για ΟΚΑ.....	99
9.2.3 Ελαστική ανάλυση σε ΟΚΛ.....	100
9.4.2 Έλεγχος τμημάτων.....	106
9.5 Ανέγερση	111

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Η γέφυρα είναι μία τεχνική κατασκευή, με την οποία επιτυγχάνεται ζεύξη δύο ή περισσότερων σημείων υπεράνω μεσολαβούντος εμποδίου (φυσικού ή τεχνικού).

Οι γέφυρες γενικά, θεωρούνται από τις πλέον εντυπωσιακές κατασκευές μεταξύ των έργων περιοχής Πολιτικού Μηχανικού, έχουν όμως παράλληλα και πολλές ιδιομορφίες και λεπτά σημεία στην ανάλυση, τη διαστασιολόγηση και την ανέγερσή τους, γεγονός που καθιστά απαραίτητες κάποιες ιδιαίτερες γνώσεις για όσους ασχολούνται με το αντικείμενο αυτό.

Προκειμένου να γίνει η οριστική επιλογή τόσο του υλικού, όσο και του είδους του φορέα, είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη μία σειρά παραγόντων, οι σπουδαιότεροι από τους οποίους είναι:

- Φυσικά χαρακτηριστικά της περιοχής (τοπογραφία, γεωλογικά χαρακτηριστικά, έδαφος θεμελίωσης, υδρολογικά στοιχεία, σεισμολογικά χαρακτηριστικά, καιρικές συνθήκες κλπ).
- Σκοπός του έργου (είδος και πυκνότητα κυκλοφορίας, μελλοντική πρόβλεψη, ταχύτητα ανέγερσης, διάρκεια ζωής, αισθητικές απαιτήσεις κλπ)
- Τοπικές συνθήκες (δυνατότητα πρόσβασης, προβλήματα κατασκευής, εργατοτεχνικό προσωπικό κλπ).

Η συστηματική χρησιμοποίηση κραμάτων σιδήρου στην κατασκευή σιδηρών γεφυρών, στις οποίες το κυρίως φέρον σύστημα συντίθεται από σιδηρά στοιχεία, άρχισε περί το τέλος του 18^{ου} αιώνα, όπου τοποθετείται χρονικά και η έναρξη της πιο αξιόλογης περιόδου της γεφυροποιίας. [1]

Στο Σχήμα 1 – 1 παρουσιάζονται δύο από τις πιο διάσημες σιδηρές γέφυρες του πλανήτη, η γέφυρα του λιμανιού του Σύδνεϋ, στην Αυστραλία, η οποία διαθέτει 8 λωρίδες οδικής κυκλοφορίας, δύο σιδηρογραμμές, έναν πεζοδιάδρομο και έναν ποδηλατόδρομο, και η γέφυρα Golden Gate στο Σαν Φρανσίσκο των ΗΠΑ, η οποία διαθέτει 6 λωρίδες κυκλοφορίας, καθώς και πεζοδιάδρομο και ποδηλατόδρομο.

Στο Σχήμα 1 – 2 παρουσιάζονται δύο δικτυωτές μεταλλικές γέφυρες, εκ των οποίων η πρώτη σιδηροδρομική, στο Εδιμβούργο της Σκωτίας και η δεύτερη οδική, στο Σύδνεϋ της Αυστραλίας.



Σχήμα 1 - 1 : Sydney Harbor Bridge, Australia (πάνω) και Golden Gate Bridge, San Francisco US (κάτω)

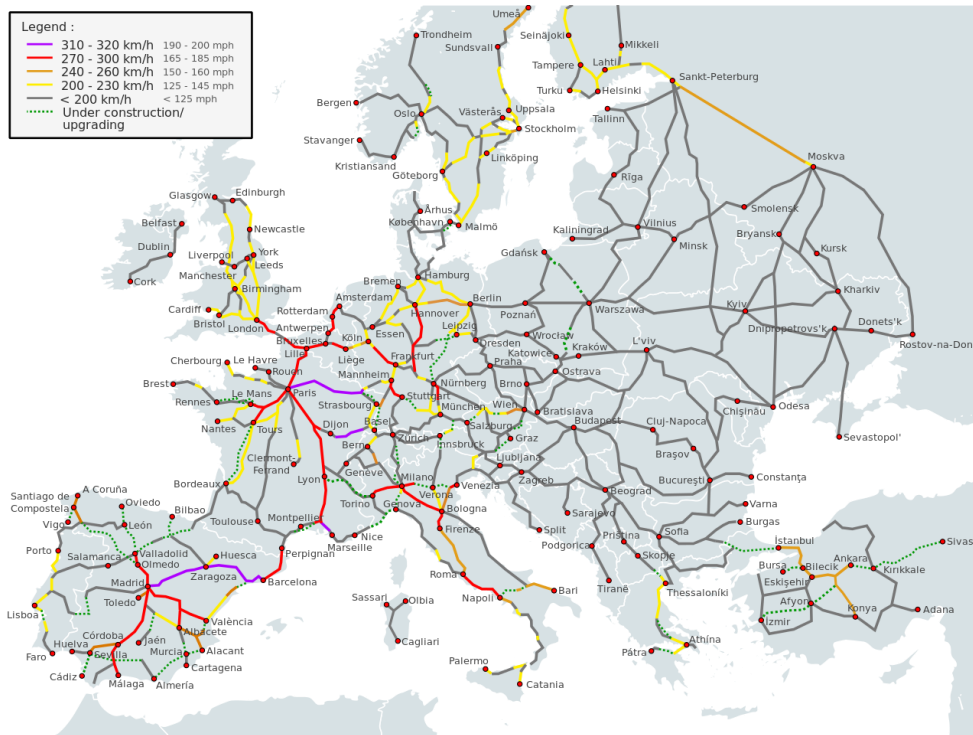


Σχήμα 1 - 2 : Fourth Rail Bridge, Edinbrugh Scotland (πάνω), Iron Cove Bridge, Sydney Australia (κάτω)

1.2 Σιδηροδρομικό δίκτυο και σιδηροδρομικές γέφυρες

Ο σιδηρόδρομος αποτελεί ένα χερσαίο μέσο μαζικής μεταφοράς. Κινείται ηλεκτρικά ή μηχανικά μέσω χαλύβδινων τροχών σε αποκλειστικά δικό του διάδρομο κυκλοφορίας, που ορίζεται από δύο παράλληλες μεταξύ τους σιδηροτροχιές. Εξυπηρετεί μετακινήσεις όλων των αποστάσεων και σε οποιοδήποτε περιβάλλον (αστικό, προαστιακό, περιαστικό, περιφερειακό, υπεραστικό). [2]

Σήμερα, οι σιδηροδρομικές μεταφορές έχουν εισέλθει σε μία νέα φάση εξαιτίας της ραγδαίας εξέλιξης του σχεδιασμού των τρένων και δη των σιδηρόδρομων υψηλής ταχύτητας. Η άνεση η οποία παρέχεται στον επιβάτη των σύγχρονων σιδηροδρόμων αλλά και η ταχύτητα μετάβασης, αναβαθμίζουν το ρόλο του μέσου. Ενδεικτικά, στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η ανάπτυξη των σιδηρόδρομων υψηλής ταχύτητας στην Ευρώπη.

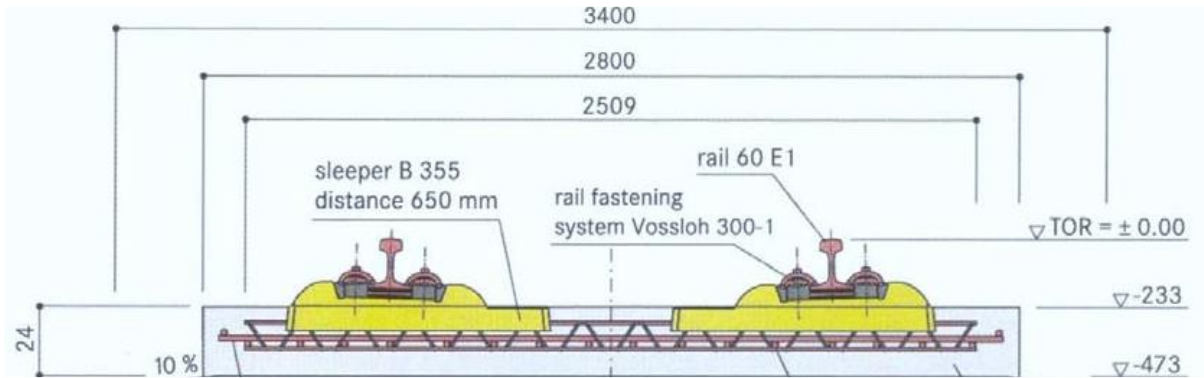


Σχήμα 1 - 3 : Ανάπτυξη ευρωπαϊκού σιδηροδρομικού δικτύου υψηλής ταχύτητας

Οι εξελίξεις αυτές δημιουργούν νέες συνθήκες και απαιτήσεις στο σχεδιασμό των σιδηροδρομικών έργων πολιτικού μηχανικού. Ο Ευρωκώδικας 1991.2.6 πραγματεύεται ζητήματα σχεδιασμού σιδηροδρομικών γεφυρών, εισάγοντας το διαχωρισμό μεταξύ γεφυρών κανονικής και υψηλής ταχύτητας με κριτήριο το εάν η ταχύτητα διέλευσης ξεπερνά τα 200km/h.

Τα βασικά μέρη ενός σιδηροδρομικού έργου είναι τα εξής : σιδηροτροχιές, στρωτήρες, σύνδεσμοι, ελαστικά υποθέματα, έρμα και υπόστρωμα έρματος αποτελούν την «επιδομή» της γραμμής, ενώ υπόβαση και στρώση διαμόρφωσης αποτελούν την «υποδομή» της γραμμής. Τα τελευταία σαράντα χρόνια αναπτύχθηκε η τεχνική της έδρασης της σιδηροδρομικής γραμμής σε πλάκα σκυροδέματος, από τα πλέον προηγμένα σιδηροδρομικά δίκτυα του κόσμου στις γραμμές πολύ υψηλών ταχυτήτων λόγω των αρνητικών εμπειριών σε γραμμές επί έρματος.

Το πρώτο σύστημα που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή σταθερής επιδομής το 1974, είναι το σύστημα Rheda. Πρωτοεμφανίστηκε στη Γερμανία στην γραμμή Bielefeld – Hamm στον σταθμό Rheda, εξελίχθηκε και εξελίσσεται σταδιακά μέχρι σήμερα. Με το σύστημα Rheda έχουν στρωθεί πολλά χιλιόμετρα σταθερής επιδομής σε όλο τον κόσμο μεταξύ των οποίων και η γραμμή στη σήραγγα των Τεμπών, με πάρα πολύ ικανοποιητικά αποτελέσματα. Η σύγχρονη, εξελιγμένη μορφή του συστήματος παρουσιάζεται στο Σχήμα 1 - 4.



Σχήμα 1 - 4 : Σύγχρονη εξέλιξη συστήματος Rheda

Το σύστημα Rheda απαρτίζεται από τα εξής μέρη:

- Φέρουσα πλάκα από σκυρόδεμα C 30/37, που οπλίζεται με διαμήκη οπλισμό (longitudinal reinforcement) 18Φ20 και εγκάρσιο (lateral reinforcement) Φ20/65, πάχους 24 εκατ. Για κατασκευαστικούς λόγους πρώτα διαστρώνεται σκυρόδεμα ως σκάφη (BTS) και το υπόλοιπο συμπληρώνεται μετά την τοποθέτηση των στρωτήρων.
- Τους διμερείς στρωτήρες (sleeper) από σκυρόδεμα B 355, των οποίων τα μέρη ενώνονται μεταξύ των με οπλισμό, προκειμένου να διατηρηθεί σταθερό το εύρος της γραμμής και οι οποίοι εγκιβωτίζονται εν μέρει στο σκυρόδεμα κατά την επί τόπου έγχυσή του.
- Τους ειδικούς ελατηριωτούς συνδέσμους (rail fastening system)
- Τη σιδηροτροχιά (rail), που είναι τουλάχιστον διατομής UIC 60

1.3 Δικτυωτές γέφυρες

Οι σιδηροδρομικές γέφυρες χαρακτηρίζονται αυξημένα φορτία κυκλοφορίας. Για αυτό το λόγο η επιλογή γεφυρών τύπου δικτυώματος στην κατασκευή αυτού τους είναι διαδεδομένη.

Ως γενικά χαρακτηριστικά των δικτυωτών γεφυρών, αναφέρονται τα ακόλουθα:

- Η μεταφορά των φορτίων γίνεται κυρίως μέσω αξονικής καταπόνησης και το μεγάλο ύψος της δικτυωτής δοκού προσδίδει μεγάλη ακαμψία (μείωση βελών) έναντι της αντίστοιχης ολόσωμης δοκού
- Το ίδιο βάρος είναι σχετικά μικρό, έναντι όμως του αυξημένου κόστους κατασκευής και συντήρησης
- Το μικρό βάρος είναι πλεονέκτημα για την ανέγερση, αφού η ανύψωση στη θέση συναρμολόγησης επί τόπου, μπορεί να γίνει χρησιμοποιώντας μηχανήματα μικρής ανυψωτικής ικανότητας, για την ανύψωση των επιμέρους μελών. Λόγω, όμως, των συνδέσεων είναι σκόπιμη και προτιμότερη η κατασκευή και ανύψωση ολόκληρων φατνωμάτων, παρά επιμέρους μελών.

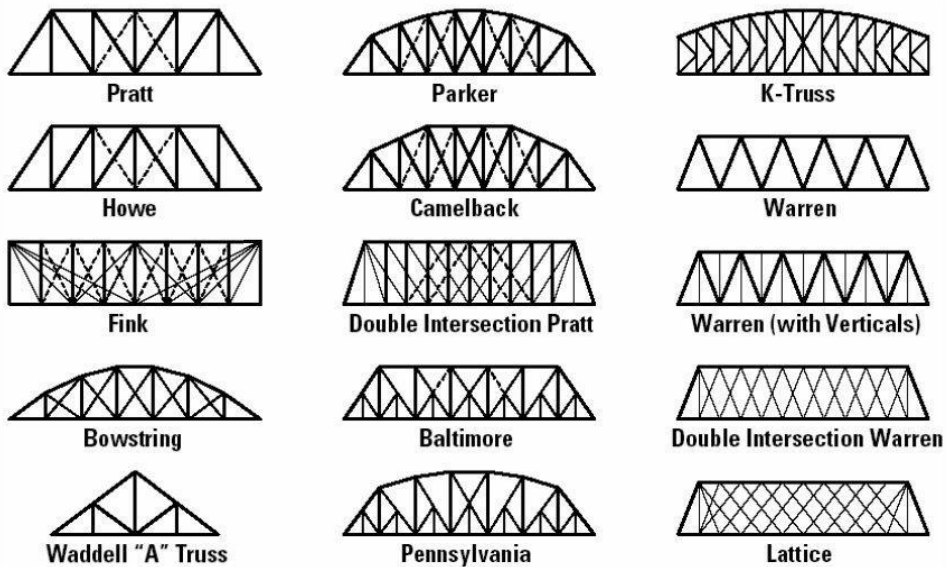
Για τη μόρφωση των δικτυωμάτων κύριων δοκών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη τα παρακάτω:

- Ύψος αμφιέριστων δοκών με παράλληλα πέλματα ίσο προς το 1/8 ως 1/10 του ανοίγματος, ενώ για δοκό με το ένα πέλμα καμπύλο ίσο προς το 1/7 ως 1/8 του ανοίγματος.

- Αριθμός φαντωμάτων 8 ή 10, πάντως άρτιος. Απόσταση διαδοκίδων σταθερή κατά μήκος της γέφυρας μεταξύ 3m και 5m. Για μεγάλα ανοίγματα γεφυρών, είναι σκόπιμη η χρήση δευτερεύουσας δικτύωσης, ώστε να μένει η απόσταση των διαδοκίδων στα παραπάνω όρια.

Για λόγους κατασκευαστικούς, επιδιώκεται κλίση των διαγωνίων περί τις 45 μοίρες, με απλή κατά το δυνατό διάταξη (μορφή N, V κλπ). Η μέγιστη ανεκτή κλίση διαγωνίων, για λόγους αξιοποίησης της δικτυωτής μορφής της γέφυρας, υπολογίζεται περί τις 60 μοίρες. [1]

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζονται οι βασικοί τύποι δικτυωτών γεφυρών.



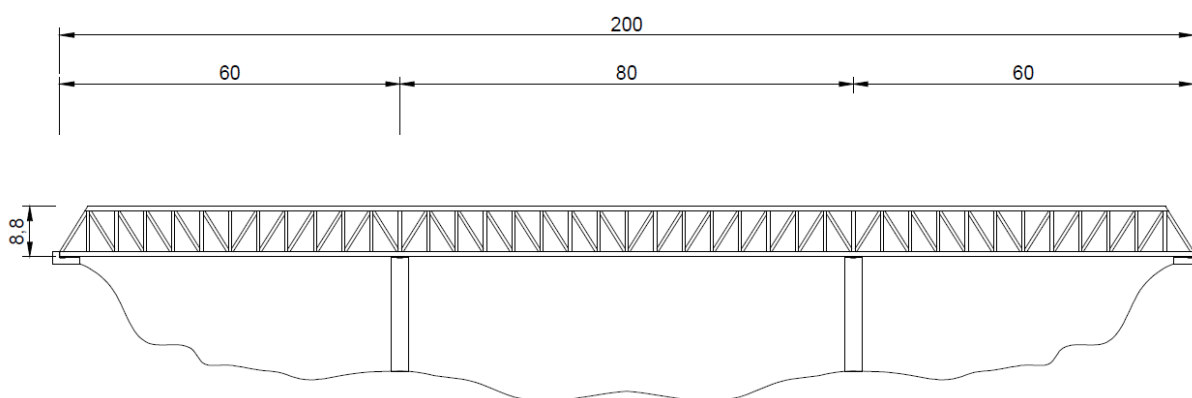
Σχήμα 1 - 5 : Βασικοί τύποι δικτυωτών γεφυρών

2 ΜΟΡΦΩΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

2.1 Γενική περιγραφή

Η εργασία καλείται να αντιμετωπίσει την ευθύγραμμη γεφύρωση ενός ανοίγματος 200m. Επιλέγεται χαλύβδινη δικτυωτή γέφυρα, κάτω διάβασης με κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η συνεργασία καταστρώματος με τις διαδοκίδες, κατά την εγκάρσια έννοια, είναι σύμμικτη. Για τα χαλύβδινα μέρη (δικτύωμα και διαδοκίδες) επιλέγεται χάλυβας τύπου S355 και για το κατάστρωμα σκυρόδεμα C35/45.

Το δικτύωμα θα είναι μία παραλλαγή δικτυώματος τύπου Pratt. Τα ανοίγματα κατανέμονται με τρόπο τέτοιο, ώστε να αξιοποιούνται βέλτιστα τα στατικά χαρακτηριστικά του συνεχούς φορέα. Συγκεκριμένα, επιλέγεται συνεχής φορέας τριών ανοιγμάτων, μήκους 60, 80 και 60m, όπως φαίνεται στο Σχ. 2 - 1.

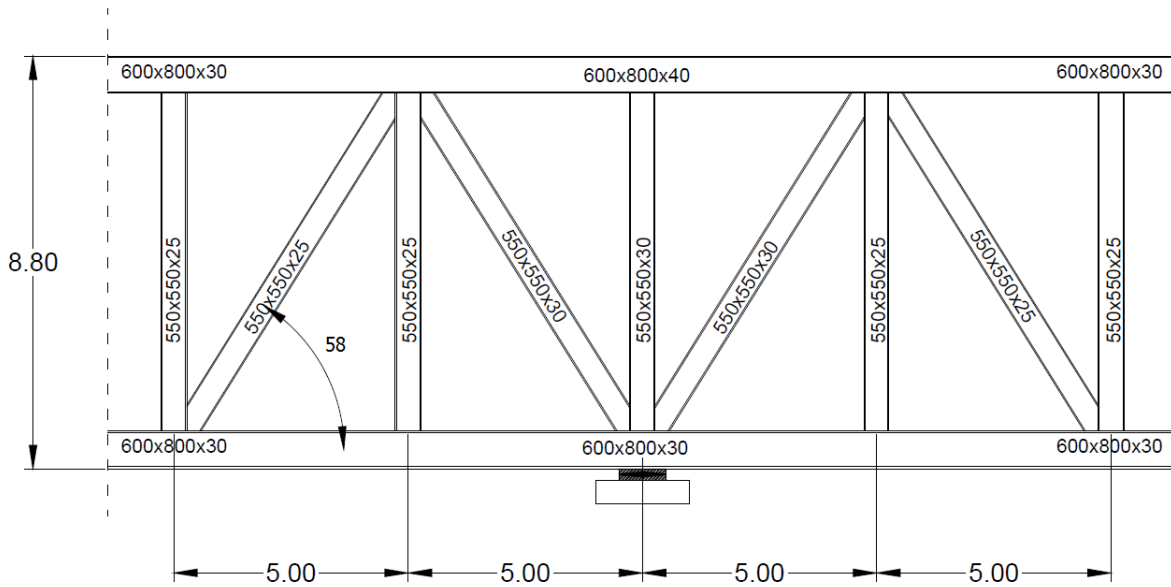


Σχήμα 2 - 1 : Γέφυρα μελέτης

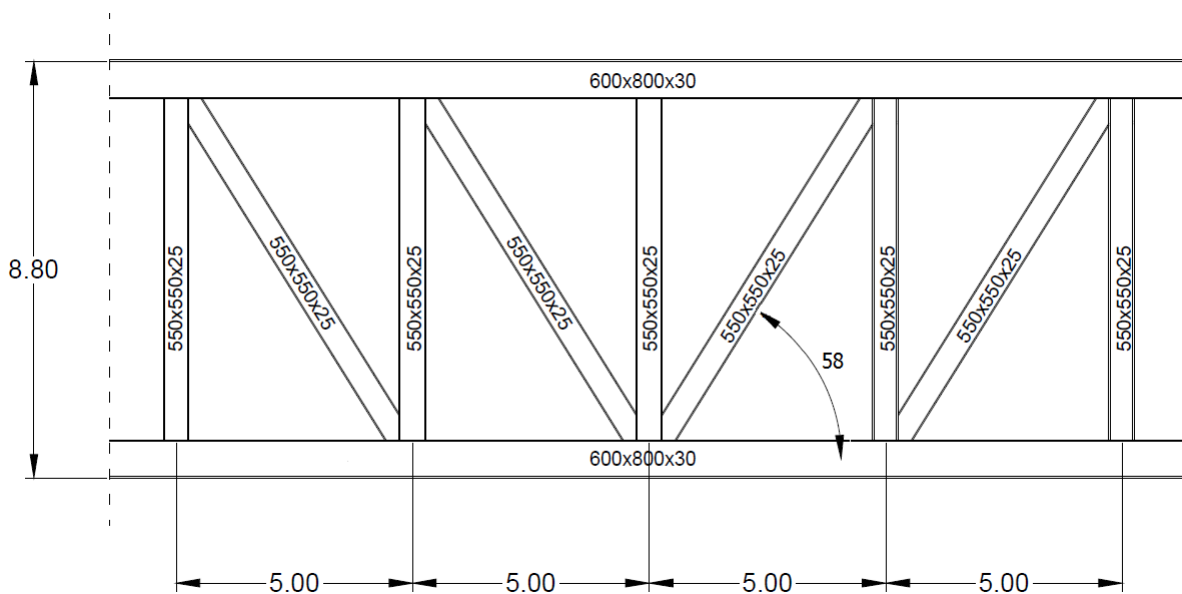
2.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Όπως αναφέρθηκε, το δικτύωμα της γέφυρας είναι τύπου Pratt, με παραλλαγή της κλασικής δικτύωσης στις στηρίξεις. Επιλέγεται συνολικό ύψος δικτυώματος 8.8m και απόσταση διαδοχικών φατνωμάτων 5m. Η κλίση των διαγωνίων προκύπτει 58 μοίρες. Η γενική διαμόρφωση του δικτυώματος της γέφυρας παρουσιάζεται στο Σχήμα 2 - 1. Θα πραγματοποιηθεί εναλλακτική διαμόρφωση της

δικτύωσης και ενίσχυση των διατομών στις περιοχές των στηρίξεων, παρουσιάζεται στο Σχήμα 2 – 2 (α). Στο σχήμα 2 – 2 (β) παρουσιάζεται η τυπική δικτύωση ανοίγματος.



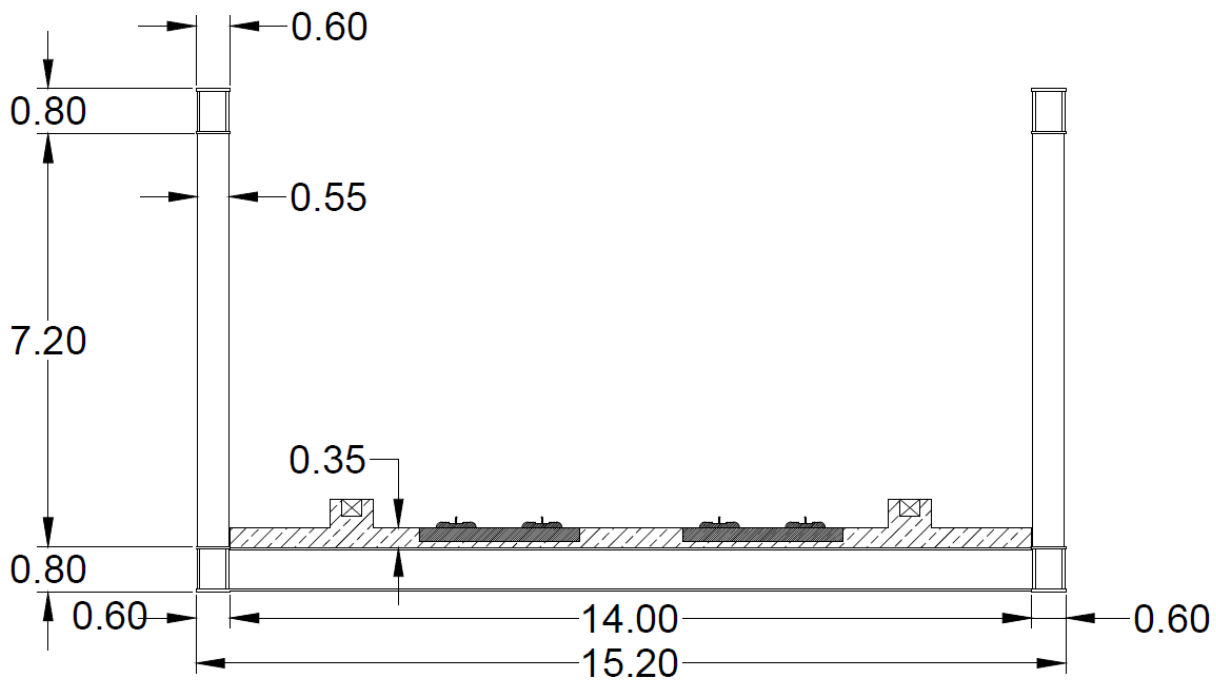
Σχήμα 2 - 2 (α) : Διαμόρφωση δικτύωσης και διατομών στηρίξεων



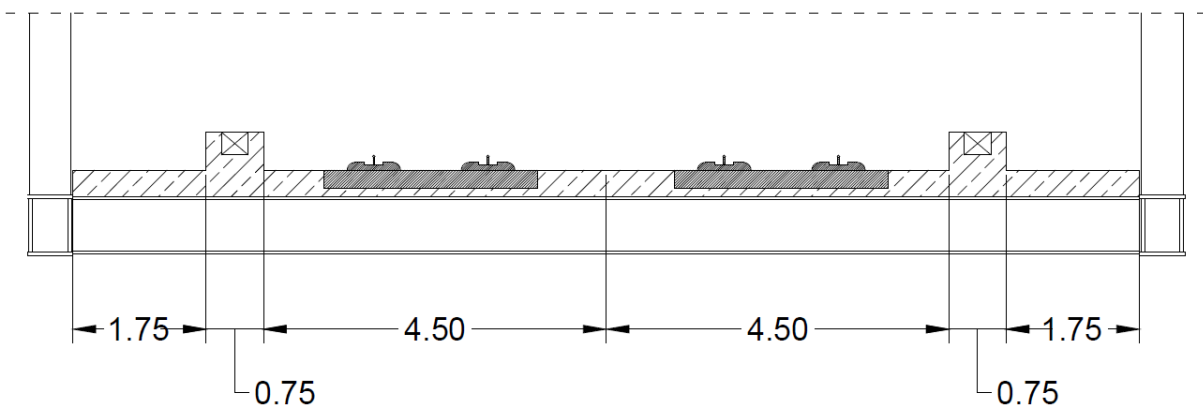
Σχήμα 2 – 2 (β) : Διαμόρφωση δικτύωσης και διατομών ανοίγματος

2.3 Διατομή γέφυρας

Η διατομή της γέφυρας διαμορφώνεται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του κυρίου του έργου και τις διεθνείς προδιαγραφές σιδηροδρομικών δικτύων. Το σχήμα 2 – 3 παρουσιάζει ενδεικτικά τις απαιτήσεις διαστάσεων ελεύθερης διατομής για σιδηροδρομικά έργα του ΟΣΕ. Για τη γέφυρα μελέτης, το συνολικό πλάτος της είναι 15.2m και το καθαρό πλάτος 14m. Αναλυτικά παρουσιάζεται στα Σχήματα 2 – 4.



Σχήμα 2 - 4 (α) : Διατομή γέφυρας



Σχήμα 2 - 4 (β) : Λεπτομέρεια διατομής γέφυρας

2.4 Χαρακτηριστικά κυκλοφορίας

Η γέφυρα θα εξυπηρετεί την κυκλοφορία σιδηροδρομικού δικτύου και θα διαθέτει δύο σιδηρογραμμές, μία ανά κατεύθυνση. Ως ταχύτητα σχεδιασμού διέλευσης τρένου επί του φορέα, επιλέγονται τα 160km/h. Ο τύπος της κυκλοφορίας θα είναι συνήθης επιβατική και εμπορική κυκλοφορία.

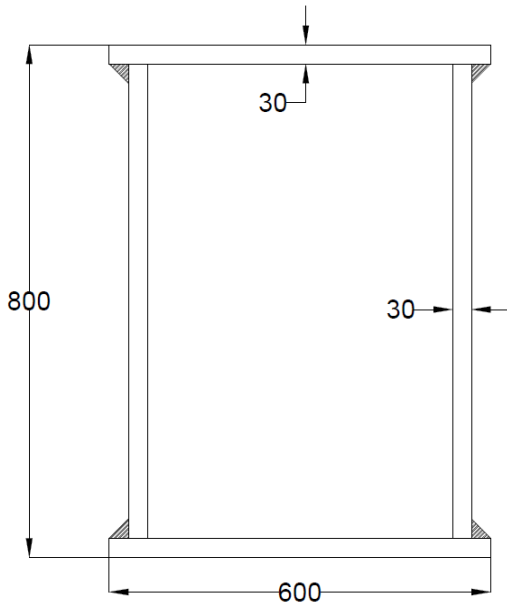
2.5 Διατομές φορέα

Οι διατομή του κάτω πέλματος του δικτυώματος είναι συγκολλητή 600x800x30, σταθερή σε όλο το μήκος του. Η διατομή του άνω πέλματος είναι συγκολλητή 600x800x30, σε όλο το μήκος, πλην των δύο ενδιάμεσων στηρίξεων. Στις θέσεις των στηρίξεων, τα άνω πέλματα ενισχύονται, με διατομές 600x800x40. Οι δύο διαφορετικές διατομές παρουσιάζονται στο Σχήμα 2 – 5, ενώ η ειδική διαμόρφωση της στήριξης στο σχήμα 2 – 2. Η αλλαγή διατομής κατά μήκος του άνω πέλματος παρουσιάζεται και στο σχήμα 2 – 6.

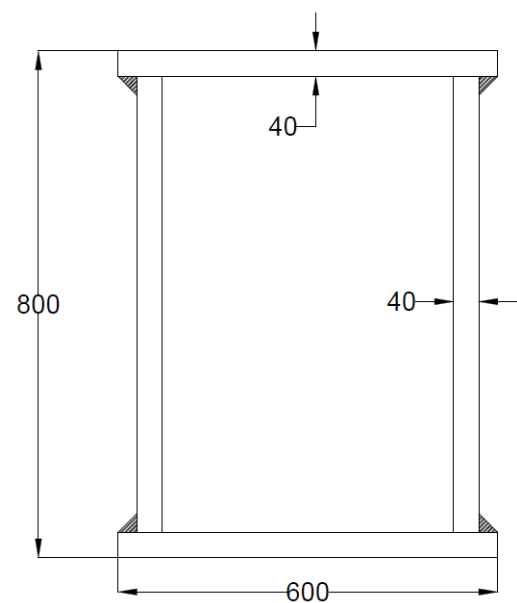
Οι διαδοκίδες είναι συγκολλητές διατομές ύψους 750mm, πλάτους 500mm και πάχους κορμού και πελμάτων 25mm. Εκτείνονται σε μήκος 14m και έχουν σταθερή απόσταση μεταξύ τους 5m. Η διατομή των διαδοκίδων φαίνεται στο Σχήμα 2 – 7.

Οι ορθοστάτες και οι διαγώνιοι είναι συγκολλητές τετραγωνικές διατομές διαστάσεων 550x550x25, εκτός των στηρίξεων. Στις στηρίξεις υπάρχει ενίσχυση των διατομών, με διαστάσεις 550x550x30. Οι δύο διατομές φαίνονται στο Σχήμα 2 – 8.

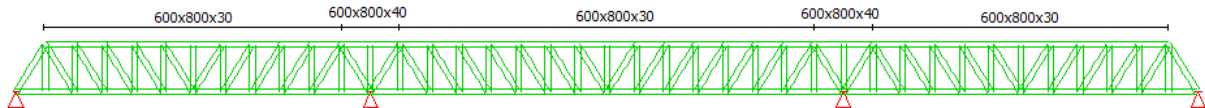
Τέλος, επιλέγεται ύψος πλάκας σκυροδέματος 0.35m. Θα χρησιμοποιηθεί πρόπλακα ύψους 0.10m. Η πλάκα ενισχύεται με άνω και κάτω οπλισμό.



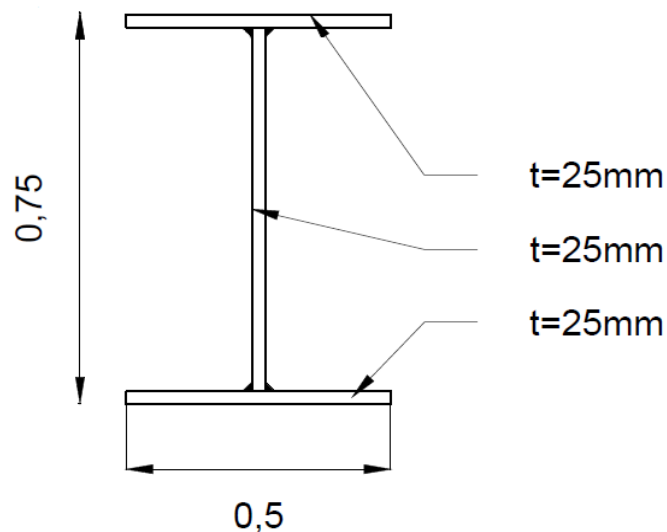
Σχήμα 2 - 5 : (α) Διατομή μη ενισχυμένου πέλματος



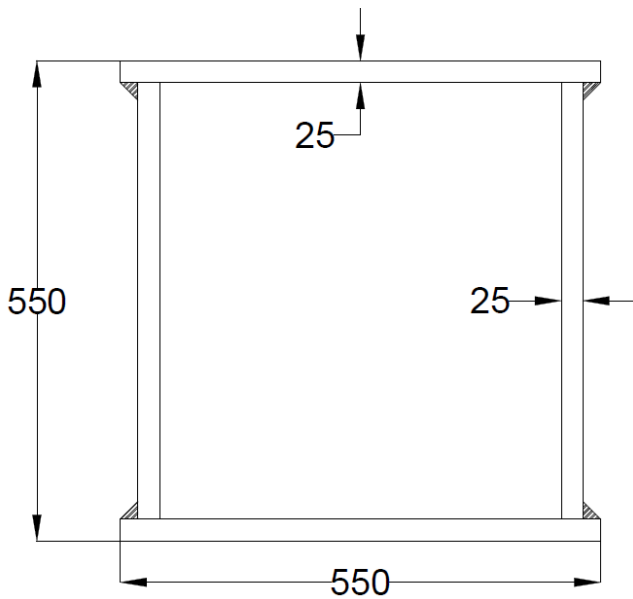
Σχήμα 2 - 5 : (β) διατομή ενισχυμένου πέλματος



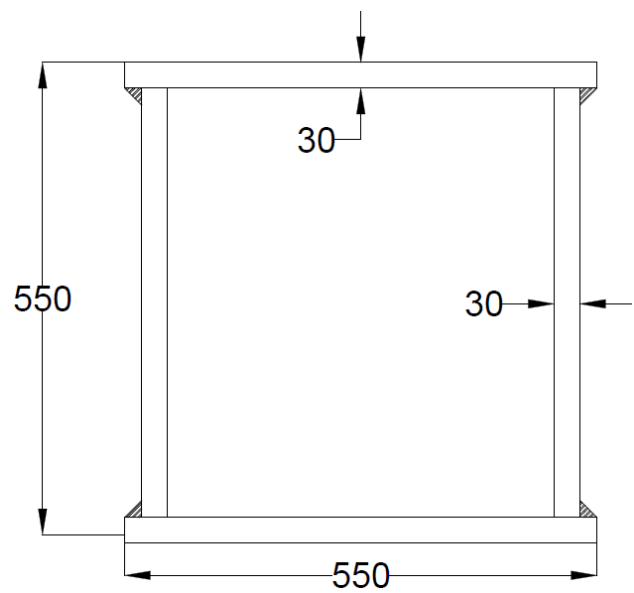
Σχήμα 2 - 6 : Διατομές άνω πέλματος δικτυώματος



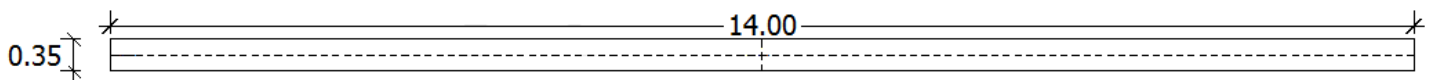
Σχήμα 2 - 7 : Διατομή διαδοκίδας



Σχήμα 2 - 8 (α) : Διατομές ορθοστατών και διαγώνιων εκτός των στηρίξεων



Σχήμα 2 - 8 (β) : Διατομές ορθοστατών και διαγώνιων στις στηρίξεων (β)



Σχήμα 2 - 9 : Πλάκα σκυροδέματος

2.6 Συγκεντρωτικός πίνακας

Ακολουθεί συγκεντρωτικός πίνακας με τα βασικά χαρακτηριστικά της γέφυρας μελέτης

Πίνακας 1 - 1 : Συγκεντρωτικός πίνακας	
Υλικά	
Χάλυβας	S355
Σκυρόδεμα	C35/45
Χάλυβας οπλισμού	B500C
Χαρακτηριστικά κυκλοφορίας	
Σιδηροτροχιές	2
Ταχύτητα σχεδιασμού	160km/h
Τύπος κυκλοφορίας	Επιβατικός – Εμπορικός (LM71,SW/0)
Διαστάσεις	
Συνολικό άνοιγμα	200m
Επιμέρους ανοίγματα	60 – 80 – 60m
Συνολικό πλάτος γέφυρας	14.6m
Συνολικό ύψος δικτυώματος	8.8m
Διατομές	
Πέλματα δικτυώματος εκτός στηρίξεων	600 x 800 x 30
Πέλματα δικτυώματος στηρίξεων	600 x 800 x 40
Ορθοστάτες / διαγώνιοι εκτός στηρίξεων	550 x 550 x 25
Ορθοστάτες / διαγώνιοι στηρίξεων	550 x 550 x 30
Διαδοκίδες (διατομή Ι)	750 x 500 x 25
Ύψος πλάκας σκυροδέματος	0.35m

3 ΔΡΑΣΕΙΣ

3.1 ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται όλες οι κατακόρυφες δράσεις των οποίων η διαφοροποίηση στο χρόνο είναι αμελητέα. Σε αυτές περιλαμβάνονται τα ίδια βάρη της κατασκευής, αλλά και του έρματος, των στρωτήρων, των στηθαίων ασφαλείας κλπ.

Το πεζοδρόμιο έχει ειδικό βάρος ίδιο με του οπλισμένου σκυροδέματος 25 kN/m^3 . Το ίδιο βάρος για δύο σιδηροτροχιές τύπου UIC60 και των στρωτήρων από προεντεταμένο σκυρόδεμα, ανά 60cm λαμβάνεται με βάση τον Πίνακα Α.6 του EN1991.1.1 (Υλικά για γέφυρες). Για τα λοιπά ίδια βάρη (στηθαία ασφαλείας, κιγκλιδώματα, φωτισμοί κλπ) λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανομημένο φορτίο $1,00 \text{ kN/m}$. Η χαρακτηριστική τιμή του ίδιου βάρους των σιδηροδοκών τελικά προσαυξάνεται κατά 10% προκειμένου να ληφθεί υπόψη και το βάρος των διαφόρων ελασμάτων (κομβοελάσματα κλπ) και μέσων σύνδεσης στους κόμβους, σύμφωνα με τον EN1991.

Πίνακας 3 - 1 : Μόνιμα φορτία	
Ίδιο βάρος σκυροδέματος	25.0 kN/m^3
Ίδιο βάρος χάλυβα	78.5 kN/m^3
Κιγκλιδώματα	1.00 kN/m
Ίδιο βάρος 2 σιδηροτροχιών	2.00 kN/m
Ίδιο βάρος στρωτήρα	8.00 kN/m

3.2 ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

3.2.1 Κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας

Η κυκλοφορία στη γέφυρα είναι κανονική εμπορικού και επιβατικού τύπου. Σύμφωνα με τους κανονισμούς αυτό περιλαμβάνει φόρτιση με τα μοντέλα LM71, SW/0. Η φόρτιση SW/2 αφορά κυκλοφορία βαρέως τύπου.

Με βάση το κεφάλαιο 6 του EN 1991-2 προσδιορίζονται οι δράσεις που αντιπροσωπεύουν τα φορτία κυκλοφορίας. Κατηγοριοποιούνται σε κατακόρυφες και οριζόντιες δράσεις κυκλοφορίας. Τα φορτία

αυτά εφαρμόζονται σε σιδηροδρομικό δίκτυο με κανονικές ή μεγάλες αποστάσεις μεταξύ των σιδηροτροχιών, και είναι πλασματικά και όχι πραγματικά φορτία, τα οποία, μετά τις δυναμικές προσαυξήσεις πρέπει να εφαρμοστούν στην κατασκευή ως φορτία λειτουργίας.

Οι χαρακτηριστικές τιμές για κάθε μοντέλο φορτίων κυκλοφορίας πολλαπλασιάζονται με ένα συντελεστή α . Τα φορτία μετά τον πολλαπλασιασμό με τον συντελεστή α θα ονομάζονται «κατηγοριοποιημένα κατακόρυφα φορτία», και οι τιμές που μπορεί να λαμβάνει ο συντελεστής επιλέγεται από τις παρακάτω:

$$0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46$$

Για τις διεθνείς γραμμές προτείνεται η τιμή $\alpha=1,33$. Αυτή η τιμή επιλέγεται και στην παρούσα μελέτη. Με τον συντελεστή α θα πολλαπλασιάζονται οι δράσεις των μοντέλων Πρότυπη Φόρτιση 71, Πρότυπη Φόρτιση SW/0, οι δράσεις τροχοπέδησης και πέδησης και οι τυχηματικές δράσεις.

3.2.1.1 Μοντέλο «Πρότυπη Φόρτιση 71»

Η Πρότυπη Φόρτιση 71 απεικονίζει τη στατική επίδραση της κατακόρυφης φόρτισης που οφείλεται στην κανονική σιδηροδρομική κυκλοφορία.

Η Διάταξη των φορτίων και οι χαρακτηριστικές τους τιμές λαμβάνονται με βάση Σχήμα 3.1.

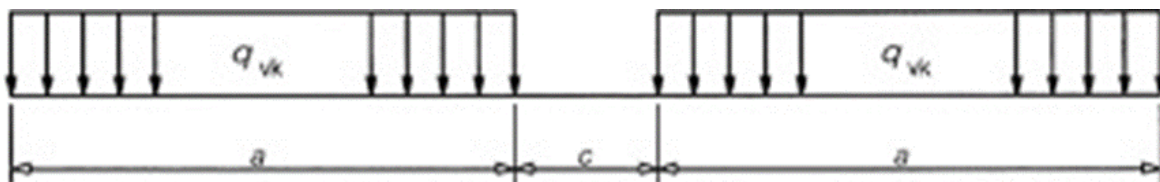


Σχήμα 3 - 1 : Μοντέλο Φόρτισης LM71

Οι τιμές των φορτίων της LM71 πολλαπλασιάζονται τόσο με τον συντελεστή $\alpha=1.33$, όσο και με τον δυναμικό συντελεστή Φ που παρουσιάζεται παρακάτω.

3.2.1.2 Μοντέλο «Πρότυπη Φόρτιση SW/0»

Η πρότυπη φόρτιση SW/0 αναπαριστά τη στατική επίδραση της κατακόρυφης φόρτισης που οφείλεται σε κανονική σιδηροδρομική κυκλοφορία σε συνεχείς ράγες. Η διάταξη των φορτίων για την SW/0 φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα.



Σχήμα 3 - 2 : Μοντέλο Φόρτισης SW/0

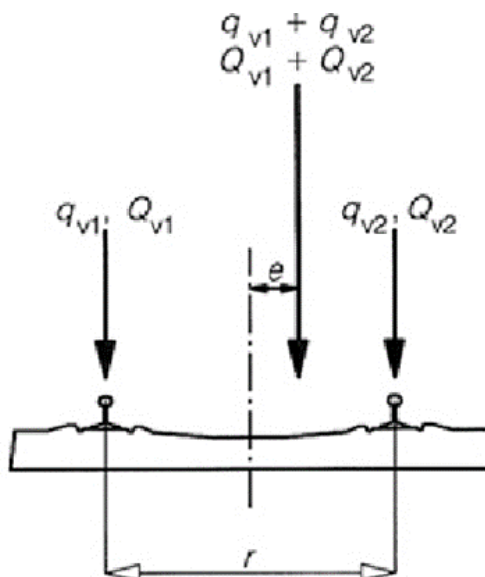
Οι τιμές για τη Φόρτιση SW/0 είναι: $q_{v,k}=133\text{kN/m}$, $a=15\text{m}$, $c=5.3\text{m}$

Οι τιμές των φορτίων της SW/0 πολλαπλασιάζονται τόσο με τον συντελεστή $\alpha=1.33$, όσο και με τον δυναμικό συντελεστή Φ .

3.2.1.3 Εκκεντρότητα κατακόρυφων φορτίων

Οι επιδράσεις της πλευρικής μετατόπισης των κατακόρυφων φορτίων λήφθηκε υπόψη θεωρώντας το λόγο των φορτίων των τροχών σε όλους τους άξονες έως 1.25/1.00 σε οποιαδήποτε σιδηρογραμμή. Με βάση τον EN1991.2 είναι:

$e \leq \frac{r}{18}$, όπου r η απόσταση των δύο σιδηροτροχιών της σιδηρογραμμής. Στην παρούσα μελέτη $r=1.5\text{m}$ και $e=8\text{cm}$.



Σχήμα 3 - 3 : Εκκεντρότητες φορτίων σιδηροτροχιών

Η προκύπτουσα εκκεντρότητα εφαρμόζεται για τα κατακόρυφα φορτία της LM71 και SW/0.

3.2.1.4 Δράσεις σε μη δημόσιους πεζοδιαδρόμους

Με βάση τις απαιτήσεις συντήρησης της υπό μελέτη γέφυρας επιλέχθηκε η τιμή $q_k=2\text{kN/m}^2$ για τα γενικά φορτία συντήρησης.

3.2.1.5 Δυναμικές επιδράσεις και δυναμικός συντελεστής Φ

Οι στατικές τάσεις και παραμορφώσεις που αναπτύσσονται σε μία σιδηροδρομική γέφυρα αυξάνονται και μειώνονται υπό την επίδραση της κυκλοφορίας από τα ακόλουθα:

- Τον ταχύ ρυθμό φόρτισης που οφείλεται στην ταχύτητα της διερχόμενης κυκλοφορίας και στην αδρανειακή απόκριση του φορέα
- Το πέρασμα διαδοχικών φορτίων με περίπου ομοιόμορφη απόσταση μεταξύ τους, γεγονός το οποίο μπορεί να διεγείρει το φορέα και υπό ορισμένες συνθήκες να προκαλέσει συντονισμό.
- Μεταβολές στα φορτία των τροχών οι οποίες προκύπτουν από ατέλειες της σιδηρογραμμής ή του οχήματος (συμπεριλαμβανομένων ανωμαλιών των τροχών).

Δεδομένου ότι η ταχύτητα σχεδιασμού της υπό μελέτη γέφυρας είναι μικρότερη των 200km/h και η γέφυρα συνεχής, με βάση τις απαιτήσεις του EN 1991-2/6.4.4, δεν απαιτείται δυναμική ανάλυση της γέφυρας και στο συντονισμό δεν απαιτείται έλεγχος επιτάχυνσης και κόπωσης. Κατόπιν αυτού,

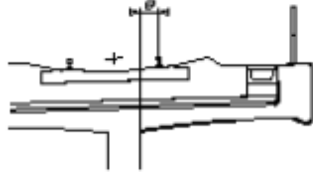
υπολογίστηκε ο δυναμικός συντελεστής Φ , με τον οποίον πολλαπλασιάστηκαν τα κατακόρυφα φορτία των πρότυπων φορτίσεων.

Ο δυναμικός συντελεστής Φ λαμβάνει υπόψη τη δυναμική επαύξηση των τάσεων και των αποτελεσμάτων της ταλάντωσης του φορέα, δε λαμβάνει όμως υπόψη τις επιδράσεις του συντονισμού. Επιλέχθηκε με βάση την ποιότητα της συντήρησης της σιδηρογραμμής, με την υπόθεση τυπικής συντήρησης και με βάση τον παρακάτω τύπο:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73, \quad 1 \leq \Phi_3 \leq 2 \quad \text{Εξ. 3 - 1}$$

Όπου L_Φ είναι το καθοριστικό μήκος, που ορίζεται στον EN1991.2 και το τμήμα που αφορά την παρούσα εργασία παρουσιάζεται στον Σχήμα 3 – 2.

Πίνακας 3 - 2 : Καθοριστικό μήκος L_{Φ}

Περίπτωση	Δομικό στοιχείο	Καθοριστικό μήκος L_{Φ}
Πλάκα καταστρώματος από σκυρόδεμα με έρμα (για τοπικές και εγκάρσιες τάσεις)		
4.1	Πλάκα καταστρώματος ως μέρος της κιβωτιοειδούς διατομής ή το άνω πέλμα της κυρίας δοκού <ul style="list-style-type: none"> - που εκτείνεται εγκάρσια στις κύριες δοκούς - που εκτείνεται κατά τη διαμήκη κατεύθυνση - διαδοκίδες - εγκάρσιοι πρόβολοι που φέρουν τη φόρτιση από σιδηροδρομική κυκλοφορία 	3 φορές το άνοιγμα της πλάκας καταστρώματος 3 φορές το άνοιγμα της πλάκας καταστρώματος 2 φορές το μήκος των διαδοκίδων  - $e \leq 0,5 \text{ m}$: 3 φορές η απόσταση μεταξύ των κορμών - $e > 0,5 \text{ m}$: ^a Σχήμα 6.11 – Εγκάρσιοι πρόβολοι που φέρουν φόρτιση από σιδηροδρομική κυκλοφορία
4.2	Συνεχής πλάκα καταστρώματος (κατά τη διεύθυνση της κυρίας διαδοκίδας) πάνω από διαδοκίδες	Δύο φορές η απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων
4.3	Πλάκα καταστρώματος σε γέφυρες μορφής δικτυώματος: <ul style="list-style-type: none"> - που εκτείνεται κάθετα στις κύριες δοκούς - που εκτείνεται κατά τη διαμήκη κατεύθυνση 	Δυο φορές το άνοιγμα της πλάκας του καταστρώματος + 3m Δυο φορές το άνοιγμα της πλάκας του καταστρώματος Δύο φορές το καθοριστικό μήκος κατά τη διαμήκη κατεύθυνση
4.4	Πλάκες καταστρώματος οι οποίες εκτείνονται εγκάρσια μεταξύ των διαμήκων χαλύβδινων δοκών σε καταστρώματα εγκιβωτισμένων δοκών	Δύο φορές το καθοριστικό μήκος κατά τη διαμήκη κατεύθυνση
4.5	Διαμήκεις πρόβολοι της πλάκας του καταστρώματος	- $e \leq 0,5 \text{ m}$: 3,6m ^b - $e > 0,5 \text{ m}$: ^a
4.6	Ακραίες διαδοκίδες	3,6m ^b
^a Γενικά όλοι οι πρόβολοι οι οποίοι είναι μεγαλύτεροι από 0,50m και στηρίζουν δράσεις σιδηροδρομικής κυκλοφορίας απαιτούν ειδική μελέτη σύμφωνα με το 6.4.8 και με τη φόρτιση η οποία έχει συμφωνηθεί με την αρμόδια αρχή η οποία καθορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα. ^b Προτείνεται για την εφαρμογή του Φ_3		
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για τις περιπτώσεις 1.1 έως 4.6 το L_{Φ} περιορίζεται στο μέγιστο του καθοριστικού μήκους των κυρίων δοκών.		

3.2.2 Οριζόντια φορτία κυκλοφορίας

3.2.2.1 Δύναμη Ρύγχους

Η δύναμη ρύγχους λαμβάνεται ως συγκεντρωμένη δύναμη που δρα οριζόντια στο πάνω μέρος των σιδηροτροχιών κάθετα προς τον άξονα της σιδηρογραμμής (παράλληλα με τον άξονα Y). Το χαρακτηριστικό φορτίο της δύναμης ρύγχους είναι $Q_{sk}=100\text{kN}$ και πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή α , αλλά όχι με τον συντελεστή Φ . Τέλος, η δύναμη ρύγχους συνδυάζεται πάντοτε με κατακόρυφο φορτίο. Προκύπτει $Q_{sd}=133\text{kN}$.

3.2.2.2 Δυνάμεις Έλξης και Πέδησης

Οι δυνάμεις έλξης και πέδησης ασκούνται στο πάνω μέρος των σιδηροτροχιών κατά τη διαμήκη διεύθυνση της σιδηρογραμμής. Λαμβάνονται υπόψη ως ομοιόμορφα κατανομημένες πάνω στο

αντίστοιχο μήκος επιρροής $L_{a,b}$ και αφορούν τις φορτίσεις LM71 και SW/0. Η δυσμενέστερη περίπτωση για μία γέφυρα σαν την υπό μελέτη η οποία έχει μία σιδηρογραμμή σε κάθε κατεύθυνση είναι να ασκείται ταυτόχρονα η δύναμη έλξης στη μία σιδηρογραμμή και η πέδησης στην άλλη. Οι δύο αυτές δράσεις πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή α , αλλά όχι με τον συντελεστή Φ .

Οι χαρακτηριστικές τιμές των δυνάμεων δίνονται παρακάτω:

Δύναμη έλξης:

$$Q_{lak}=33*L_{a,b}<1000\text{kN} \quad \text{Εξ. 3 - 2}$$

Δύναμη πέδησης:

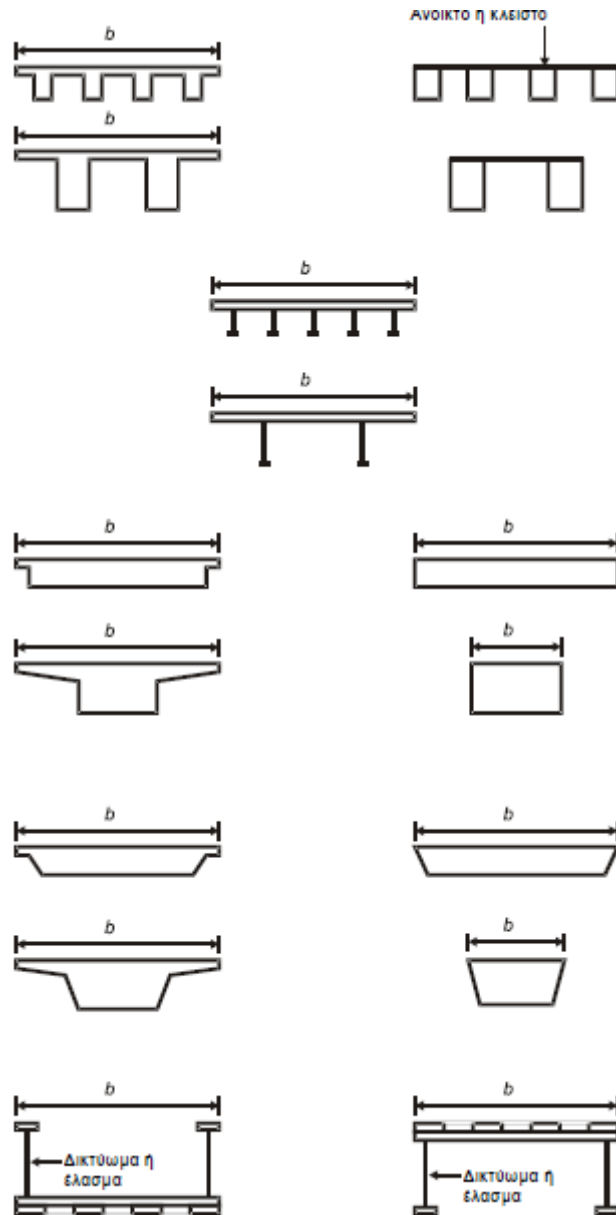
$$Q_{lbk}=20*L_{a,b}<6000\text{kN} \quad \text{Εξ. 3 - 3}$$

3.2.3 Φορτία Ανέμου

3.2.3.1 Γενικά Στοιχεία Ανέμου

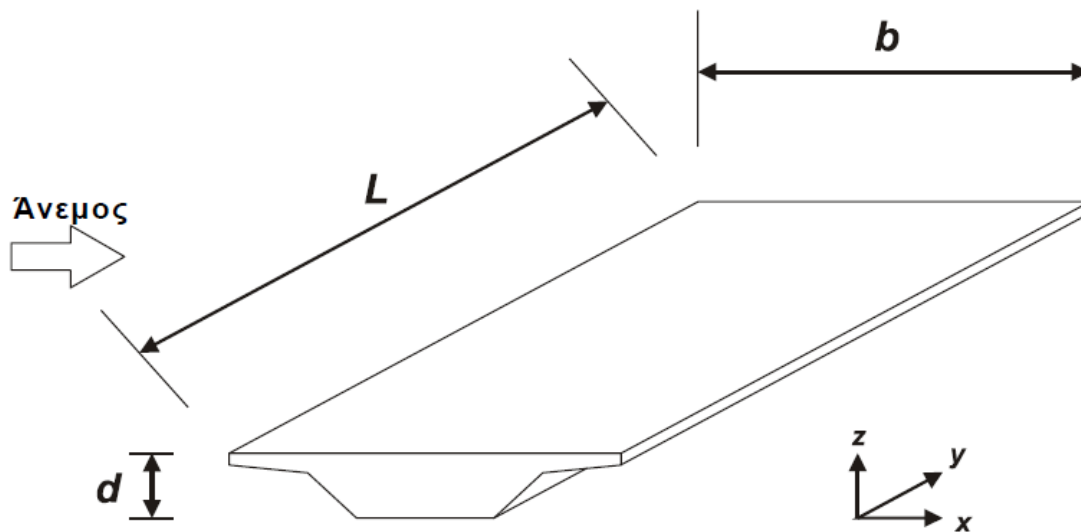
Το μέρος 1-4 του EC1 περιγράφει αναλυτικά τις μεθόδους και τους κανόνες υπολογισμού των φορτίων ανέμου για οδικές γέφυρες και τα επιμέρους στοιχεία τους, για ανοίγματα έως 200 m.

Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις. Η συνολική απόκριση των κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων τους στη δράση του ανέμου, μπορεί να θεωρηθεί ως επαλληλία μιας «βασικής» και μίας «συντονιστικής» συνιστώσας, όπου η βασική συνιστώσα ενεργεί ως οιονεί στατική, ενώ η συντονιστική ως δυναμική. Για το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών αυτή η δεύτερη είναι συνήθως μικρή και μπορεί να αγνοηθεί, οπότε ο υπολογισμός γίνεται μόνο βάσει της πρώτης, μέσω της απλοποιημένης μεθόδου που προτείνεται στο μέρος 1-4 του EC1. Τα παραπάνω αφορούν γέφυρες αποτελούμενες από ένα μόνο κατάστρωμα με ένα ή περισσότερα ανοίγματα, όπως φαίνεται στο σχήμα



Σχήμα 3 - 4 : "Κανονικές" μορφές διατομών

Οι Δράσεις ανέμου σε γέφυρες δημιουργούν δυνάμεις στις διευθύνσεις x, y και z , όπως φαίνεται στο σχήμα 3 - 5. Στο ίδιο σχήμα παρουσιάζεται και ο συμβολισμός των διαστάσεων που χρησιμοποιείται για γέφυρες.



Σχήμα 3 - 5 : Συμβολισμοί αξόνων και διαστάσεων γεφυρών

Όπου το φορτίο κυκλοφορίας στις σιδηροδρομικές γέφυρες λογίζεται ταυτόχρονα με τον άνεμο (Παραρτ.Α-EN1990) η τιμή σχεδιασμού $\psi_0 F_{wk}$ θα περιορίζεται σε μια θεμελιώδη τιμή F_{wk}^{**} , η οποία προκύπτει από την υποκατάσταση της θεμελιώδους ταχύτητας $v_{b,0}$ με $v_{b,0}^{**}=25\text{m/s}$

3.2.3.2 Βασικά δεδομένα για τον άνεμο

- Πυκνότητα ανέμου

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991.1-4 η τιμή της πυκνότητας του αέρα θα λαμβάνεται ίση με $1,25\text{kg/m}^3$

- Ταχύτητα βάσης

Ορίζεται η βασική ταχύτητα ανέμου, από την Εξίσωση 3 - 4

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

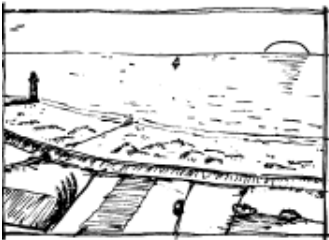

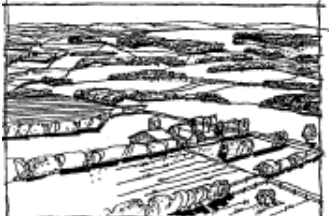


Εξ. 3 - 4

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991.1-4, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, $v_{b,0}$, ορίζεται σε 27m/s για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 33m/s για την υπόλοιπη Χώρα. Επίσης, η τιμή του συντελεστή διεύθυνσης, c_{dir} , για διάφορες διευθύνσεις ανέμου είναι ίση με $1,0$ και η τιμή του εποχικού συντελεστή, c_{season} , είναι ίση με $1,0$.

- Κατηγορία εδάφους

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991.1-4, η τιμή του συντελεστή ανάγλυφου, $c_0(z)$, λαμβάνεται ίση με $1,0$.

Η επίδραση της μορφολογίας εδάφους αναλύεται στο Παράρτημα Α του EN1991.1-4. Αναλυτικά δεδομένα για την επεξήγηση κάθε κατηγορίας εδάφους παρατίθενται στο σχήμα 3.6

<p>Κατηγορία εδάφους 0 Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους I Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους III Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)</p>	
<p>Κατηγορία εδάφους IV Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m</p>	

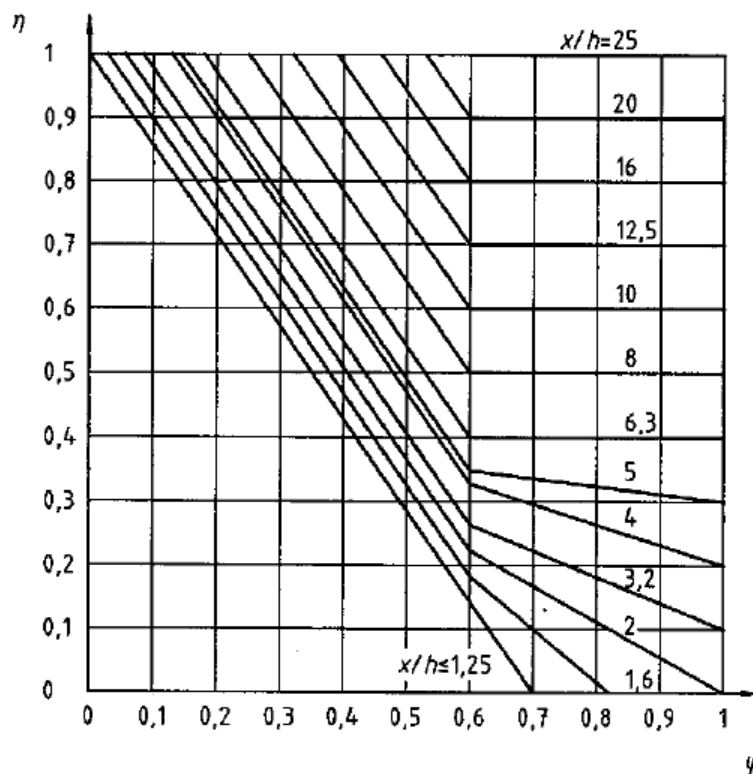
Σχήμα 3 - 6 : Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

3.2.3.3 Υπολογισμός εμβαδού επιρροής κατά x

Στην περίπτωση της δικτυωτής γέφυρας πρέπει να λαμβάνεται υπόψη εκτός από την επιρροή του προσάνεμου δικτυώματος, και αυτή του υπήνεμου, δηλαδή του δεύτερου δικτυώματος της γέφυρας. Αυτή η επίδραση κυμαίνεται ανάλογα με την απόσταση των δύο δικτυωμάτων μεταξύ τους, δηλαδή ανάλογα με το πλάτος της γέφυρας και περιγράφεται επαρκώς στον κανονισμό DIN 1005-4, απόσπασμά του οποίου παρατίθεται στα Σχήματα 3 - 7,3 - 8, ενώ συμπληρωματικά εκφράζεται από την εξίσωση 3 - 5.

Form und Lage des Baukörpers	Bezugsfläche A	Kraftbeiwert c_f
	<p>Für das Gesamtsystem aus n Baukörpern $A = [1 + \eta + (n - 2) \times \eta^2] \times A_1$ mit A_1 Bezugsfläche des Einzelbaukörpers; n die Anzahl der Einzelbaukörper; η Abminderungsfaktor nach Bild 25.</p>	<p>c_f eines Einzelbaukörpers</p>

Σχήμα 3 - 7 : Επιρροή υπήνεμου δικτυώματος κατά DIN1005-4



Σχήμα 3 - 8 : Υπολογισμός συντελεστή φ

$$A_{ref} = (1 + n)A_1$$

Εξ. 3 - 5

Όπου ο συντελεστής n προκύπτει από το Σχήμα 3.7 βάσει του συντελεστή πληρότητας φ και του λόγου x/h . Ο συντελεστής φ ορίζεται στην εξίσωση (3.6).

$$\varphi = \frac{A_1}{L * h}$$

Εξ. 3 - 6

3.2.3.4 Συντελεστές δύναμης κατά x (γενική μέθοδος)

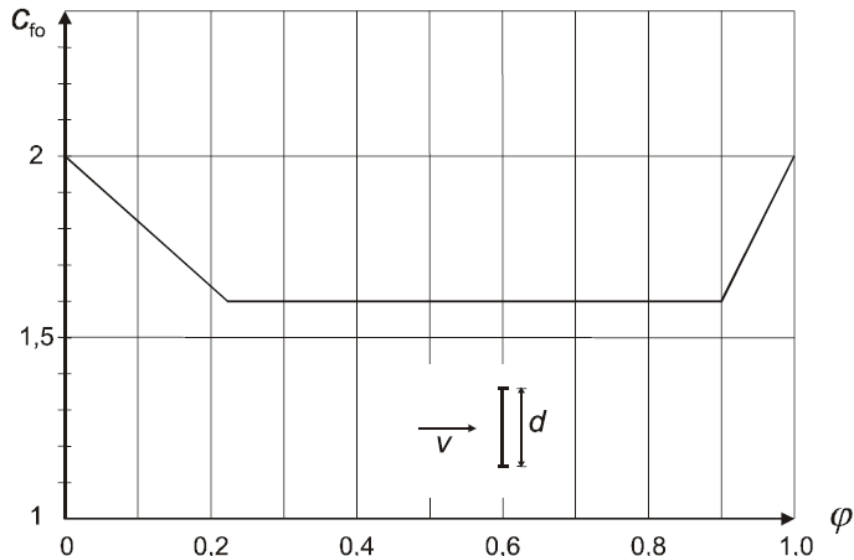
Οι συντελεστές δύναμης για τις δράσεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών δίνονται από την Εξ. 3 - 7

$$c_{f,x} = c_{f,x0} = c_{f0} * \psi_{\lambda}$$

Εξ. 3 - 7

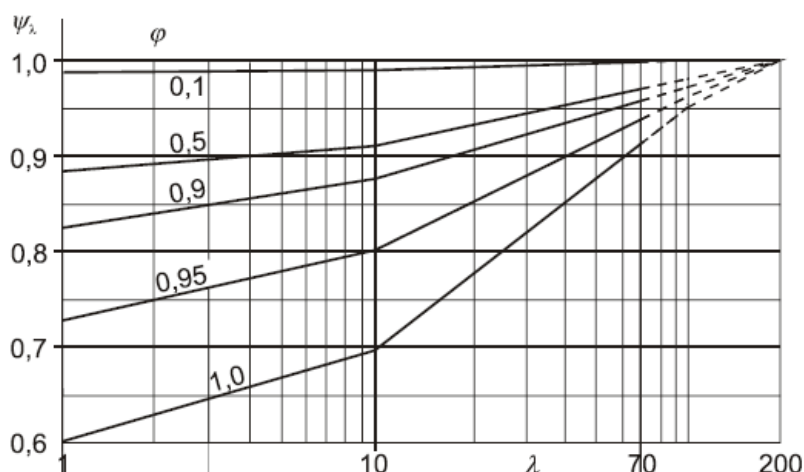
Όπου:

- c_{fx} είναι ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων, και ορίζεται από το Σχήμα 3-9.
- ψ_{λ} ο συντελεστής επίδρασης άκρων και υπολογίζεται από το Σχήμα 3 – 10 και τον πίνακα 3–3.



Σχήμα 3 - 9 : Διάγραμμα υπολογισμού συντελεστή δύναμης c_{f0} για επίπεδη δικτυωτή κατασκευή με μέλη από γωνίες ως συνάρτηση του συντελεστή πληρότητας ϕ

Πίνακας 3 - 3 : Προτεινόμενες τιμές ενεργού λυγηρότητας		
No.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα λ
1		<p>Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες: για $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p>
2		<p>για $\ell < 15$ m, $\lambda = 2 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p> <p>Για κυκλικούς κυλίνδρους: για $\ell \geq 50$, $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p> <p>για $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p>
3		<p>Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>
4		<p>για $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο</p> <p>για $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο</p> <p>Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>



Σχήμα 3 - 10 : Ενδεικτικές τιμές του συντελεστή επίδρασης άκρων ψ_λ συναρτήσει του συντελεστή πληρότητας φ και της ενεργού λυγηρότητας λ

3.2.3.5 Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσης και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας ορίζεται από την εξίσωση 3 - 8.

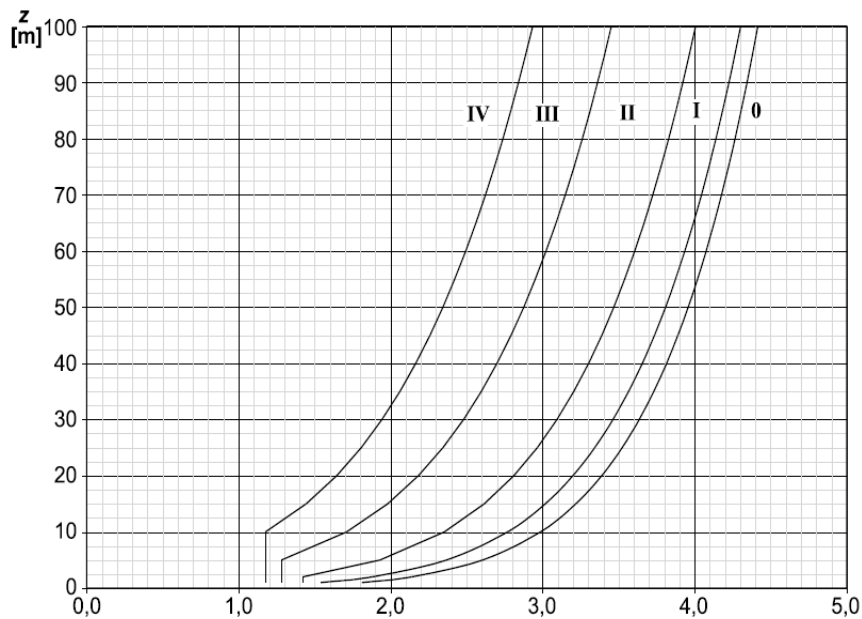
$$q_p(z) = q_b * c_e(z) \quad \text{Εξ. 3 - 8}$$

Όπου:

- q_b η βασική πίεση. Προκύπτει από την εξίσωση 3 - 9. Με ρ συμβολίζεται η πυκνότητα του ανέμου και v_b η ταχύτητα βάσης του ανέμου στην περιοχή

$$q_b = \frac{1}{2} v_b^2 \rho \quad \text{Εξ. 3 - 9}$$

- $C_e(z)$ ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από το Σχήμα 3 - 11 για επίπεδο έδαφος και με δεδομένη την τιμή $C_0(z)=1,0$ από το Εθνικό Προσάρτημα.



Σχήμα 3 - 11: Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ συναρτήσει του ύψους της γέφυρας

3.2.3.6 Δυνάμεις ανέμου κατά x

Η δύναμη ανέμου που δρα σε μία κατασκευή ή σε τμήμα κατασκευής προκύπτει από το μέρος 5.3 του EN1991.1.4.

$$F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z_e) * A_{ref}$$

ΕΞ. 3 - 10

3.2.3.7 Δυνάμεις ανέμου κατά y

Εάν είναι απαραίτητο, οι διαμήκεις δυνάμεις του ανέμου στην διεύθυνση y θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Για δικτυωτές γέφυρες συνίσταται η τιμή 50% των δυνάμεων του ανέμου στη διεύθυνση x.

3.2.3.8 Δυνάμεις ανέμου κατά z

Ισχύουν τα ανάλογα με τον υπολογισμό της δύναμης κατά τη διεύθυνση x. Ο συντελεστής C_f , σε περίπτωση απουσίας δοκιμών σε αεροδυναμική σήραγγα, η προτεινόμενη τιμή μπορεί να λαμβάνεται ίσος με ± 0.9 .

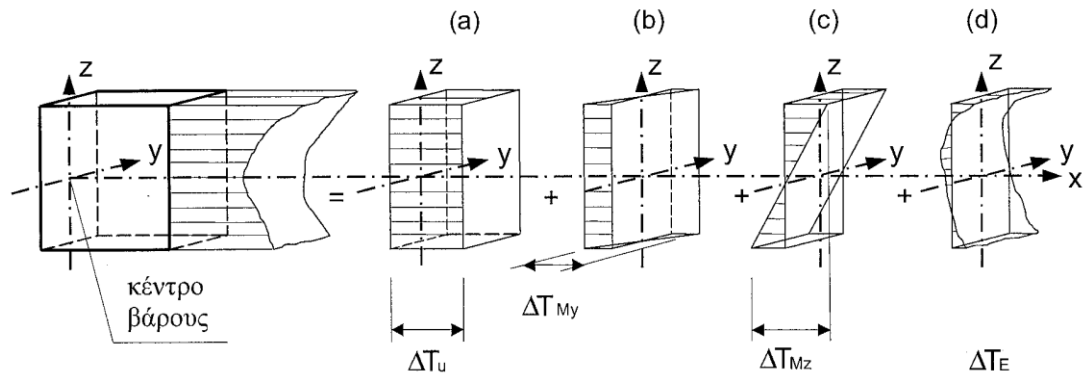
3.2.4 Θερμοκρασιακές Μεταβολές

Σύμφωνα με τον EN1991.1-5 οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες, ελεύθερες μεταβλητές δράσεις και θα πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται στον EN1991. Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που δίνονται στον EN1991.1-5 αφορούν περίοδο επαναφοράς 50 ετών.

Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα σε μία διατομή ενός στοιχείου οδηγεί στην παραμόρφωση του στοιχείου αυτού. Όταν η παραμόρφωση αυτή παρεμποδίζεται καθ' οιονδήποτε τρόπο, αναπτύσσονται τάσεις στο στοιχείο, οι οποίες πρέπει να ληφθούν υπόψη για καταστάσεις διάρκειας (persistent) και παροδικές (transient), σύμφωνα με τον EN1991. Ανάλογοι έλεγχοι πρέπει να γίνονται και στα στοιχεία στήριξης κατασκευής (πχ. Εφέδρανα), ώστε αφ' ενός να εξασφαλισθεί η ασφαλής μεταφορά των πρόσθετων δράσεων και αφ' ετέρου να αντιμετωπισθεί η επαύξηση της έντασης στην κατασκευή (με κατάλληλο σχεδιασμό ή αρμούς διαστολής).

Η κατανομή θερμοκρασίας σε ένα μεμονωμένο δομικό στοιχείο μπορεί να διακριτοποιηθεί σε τέσσερις βασικές συνιστώσες, όπως φαίνεται στο σχήμα:

- Μία συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας, ΔT_u
- Μία γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής περί τον άξονα z-z, ΔT_{My}
- Μία γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής περί τον άξονα y-y, ΔT_{Mz}
- Μία μη γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής ΔT_E , η οποία οδηγεί σε ένα σύστημα αυτοϊσορροπων τάσεων που δεν οφείλεται σε εξωτερική ένταση του στοιχείου.



Σχήμα 3 - 12 : Απεικόνιση των συνιστωσών κατανομής της θερμοκρασίας

Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών των θερμοκρασιακών μεταβολών τα καταστρώματα κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες:

- Χαλύβδινο Κατάστρωμα,
- Σύμμικτο Κατάστρωμα
- Κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα.

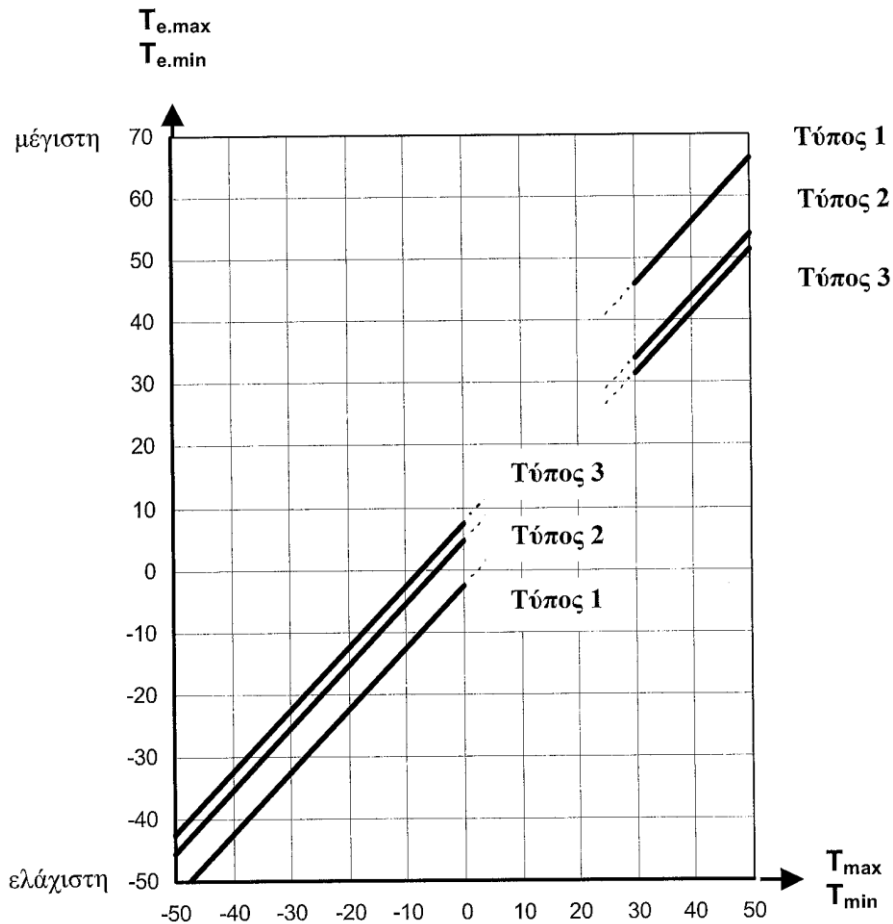
Οι χαρακτηριστικές τιμές των θερμικών δράσεων θα πρέπει να προσδιορίζονται από τη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας και τις συνιστώσες θερμοκρασιακής διαφοράς (EN1991.1-5/ 6.1.2).

Η κατακόρυφη συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς πρέπει γενικά να περιλαμβάνει και την μη-γραμμική συνιστώσα. Θα πρέπει να χρησιμοποιείται είτε η Μέθοδος 1 ή η Μέθοδος 2. Όπου χρειάζεται να ληφθεί υπόψη μια οριζόντια θερμοκρασιακή διαφορά, μπορεί ελλείψει άλλων στοιχείων να υιοθετείται μια γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς.

3.2.4.1 Συνιστώσα Ομοιόμορφης Θερμοκρασίας

Η συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας εξαρτάται από την ελάχιστη και τη μέγιστη θερμοκρασία που θα αναπτυχθεί σε μια γέφυρα. Εξ αυτών προκύπτει ένα εύρος ομοιόμορφων θερμοκρασιακών μεταβολών, που έχει ως αποτέλεσμα την μεταβολή μήκους των μελών ενός μη παρεμποδιζόμενου φορέα. Η ελάχιστη και η μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{min} , T_{max}) προσδιορίζονται από τις ισοθερμικές καμπύλες που προκύπτουν από τους εθνικούς χάρτες. Οι τιμές αυτές αναφέρονται σε μία περίοδο επανάληψης 50 ετών και στο επίπεδο της θάλασσας. Κατόπιν, πρέπει να προσδιορίζονται η ελάχιστη και η μέγιστη συνιστώσα ομοιόμορφης (ενεργού) θερμοκρασίας γέφυρας ($T_{e.min}$) και ($T_{e.max}$), από το παρακάτω σχήμα (3 – 13), ανάλογα με την ομάδα καταστρώματος.

Οι τιμές στο σχήμα βασίζονται σε ημερήσια εύρη θερμοκρασίας 10°C . Τα εύρη αυτά μπορούν να θεωρηθούν κατάλληλα για τα περισσότερα Κράτη-Μέλη. Η αρχική θερμοκρασία της γέφυρας (T_0) θα λαμβάνεται ίση με 10°C .



Σχήμα 3 - 13 : Σχέση μεταξύ ελάχιστη/μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{\min}/T_{\max}) και ελάχιστης/μέγιστης ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας ($T_{e,\min}/T_{e,\max}$)

Για συστολή η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας $\Delta T_{N,\text{con}}$, θα πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} \quad \text{Εξ. 3 - 11}$$

και για διαστολή η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας $\Delta T_{N,\text{exp}}$, θα πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 \quad \text{Εξ. 3 - 12}$$

Το συνολικό εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας είναι:

$$\Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min} \quad \text{Εξ. 3 - 13}$$

Οι συνιστάμενες τιμές για το μέγιστο εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας για διαστολή και το μέγιστο εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας για συστολή είναι $(\Delta T_{N,\text{exp}} + 20)^\circ\text{C}$ και $(\Delta T_{N,\text{con}} + 20)^\circ\text{C}$ αντίστοιχα. Εάν καθορίζεται η θερμοκρασία τοποθέτησης των εφεδράνων και των αρμών διαστολής, τότε οι συνιστάμενες τιμές είναι $(\Delta T_{N,\text{exp}} + 10)^\circ\text{C}$ και $(\Delta T_{N,\text{con}} + 10)^\circ\text{C}$ αντίστοιχα.

3.2.4.2 Καθ' ύψος γραμμική Συνιστώσα (Μέθοδος 1)

Σύμφωνα με το Ελληνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα EN1991.1-5, 6.1.2.(2) «για συγκεκριμένα έργα μπορεί να προδιαγραφεί και η απλούστερη Μέθοδος 1», η οποία απαλείφει τη μη γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς.

Η επίδραση των καθ' ύψος συνιστωσών της θερμοκρασιακής διαφοράς θα πρέπει να εξετάζεται με τη χρήση μιας γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς με τιμές $\Delta T_{M,Heat}$ και $\Delta T_{M,Cool}$. Οι τιμές αυτές θα πρέπει να εφαρμόζονται μεταξύ της πάνω και της κάτω επιφάνειας του καταστρώματος της γέφυρας. Ο Πίνακας 3 - 4 δίνει τις συνιστάμενες τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για διάφορους τύπους καταστρωμάτων οδογεφυρών, πεζογεφυρών και σιδηροδρομικών γεφυρών. Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα αντιπροσωπεύουν άνω οριακές τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις γεωμετρίας γεφυρών. Επίσης, βασίζονται σε πάχος επιφανειακής στρώσης 50mm για οδικές και σιδηροδρομικές γέφυρες.

Πίνακας 3 - 4 : Συνιστάμενες τιμές γραμμικής συνιστώσας θερμοκρασιακής διαφοράς για διάφορους τύπους γεφυρών		
	Άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω	Κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω
Τύπος καταστρώματος	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα	18	13
Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα	15	18
Τύπος 3: Κατάστρωμα από Ω.Σ.: -κιβωτοειδής διατομή -δοκός -πλάκα	10 15 15	5 8 8

3.3 ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

3.3.1 Δράση εκτροχιασμού

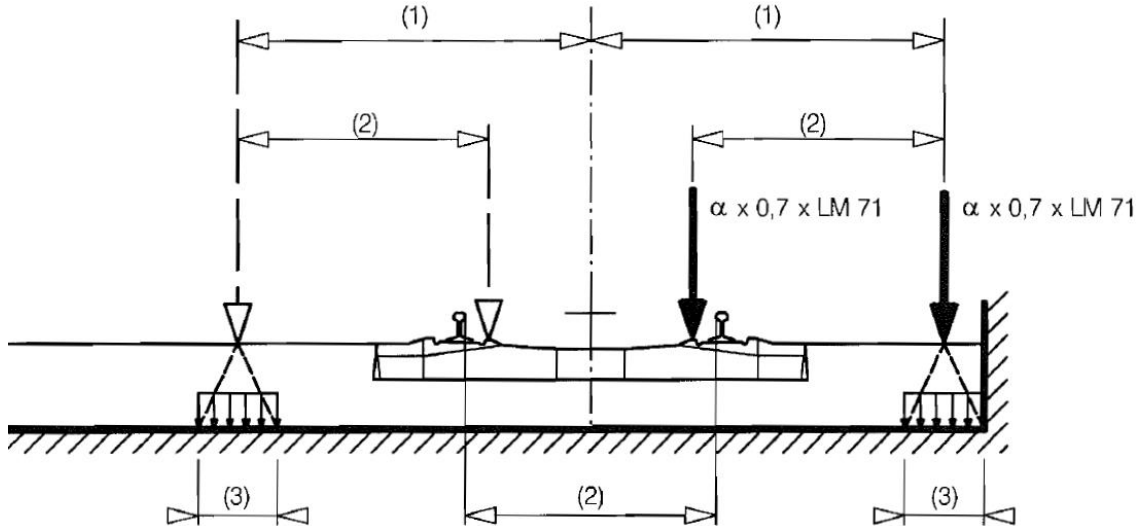
Βάσει του Ευρωκώδικα 1991.2/6.7, Οι φορείς σιδηροδρομικών γεφυρών θα σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο, ώστε, στην περίπτωση του εκτροχιασμού, οι προκύπτουσες ζημιές στη γέφυρα (ειδικά η ανατροπή ή η κατάρρευση του φορέα στο σύνολό του) να περιορίζονται στο ελάχιστο. Ο εκτροχιασμός σιδηροδρομικής κυκλοφορίας πάνω σε μία σιδηροδρομική γέφυρα θα λαμβάνεται υπόψη ως Τυχηματική Κατάσταση Σχεδιασμού.

Θα λαμβάνονται υπόψη δύο καταστάσεις σχεδιασμού:

- Κατάσταση Σχεδιασμού I: Εκτροχιασμός οχημάτων σιδηροδρομικής κυκλοφορίας, με τα εκτροχιασμένα οχήματα να παραμένουν στην περιοχή της σιδηρογραμμής πάνω στο κατάστρωμα της γέφυρας, με τα οχήματα να συγκρατούνται από την προσκείμενη σιδηροτροχιά ή από κατακόρυφο πέτασμα.
- Κατάσταση Σχεδιασμού II: Εκτροχιασμός οχημάτων σιδηροδρομικής κυκλοφορίας, με τα εκτροχιασμένα οχήματα να ισορροπούν στο άκρο της γέφυρας και να φορτίζουν το άκρο της ανωδομής (με εξαίρεση μη-φερόντων στοιχείων όπως για παράδειγμα οι διάδρομοι).

Για την Κατάσταση Σχεδιασμού I, η κατάρρευση ενός μεγάλου τμήματος του φορέα θα αποφεύγεται. Οι τοπικές ζημιές, ωστόσο, είναι αποδεκτές. Τα σχετικά τμήματα του φορέα θα σχεδιάζονται για τα ακόλουθα φορτία σχεδιασμού στην Τυχηματική Κατάσταση Σχεδιασμού:

$\alpha \cdot 1.4 \cdot LM71$ παράλληλα στη σιδηρογραμμή στην πιο δυσμενή θέση μέσα σε μία περιοχή πλάτους 1.5 φορές το εύρος της σιδηρογραμμής εκατέρωθεν του άξονα της σιδηρογραμμής.



Σχήμα 3 - 15 : Εκτροχιασμός, Κατάσταση σχεδιασμού I

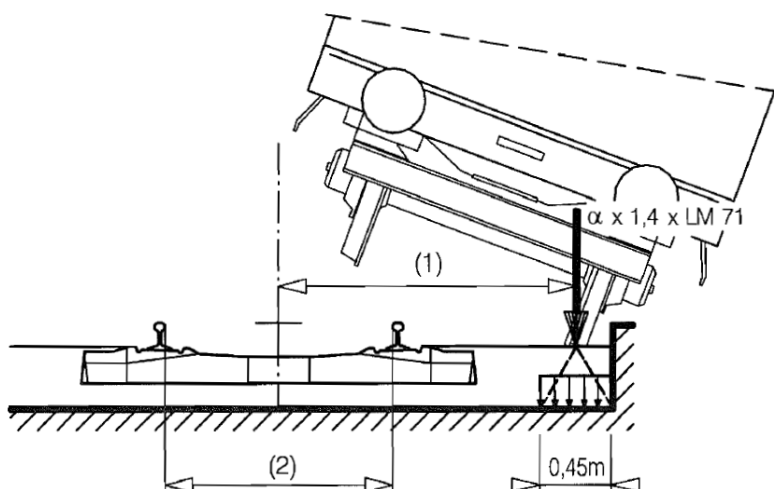
Όπου:

(1) Max 1,5s

(2) Εύρος σιδηρογραμμών s

(3) Για καταστρώματα επί έρματος οι σημειακές δυνάμεις μπορεί να θεωρηθούν ότι κατανέμονται σε ένα τετράγωνο πλευράς 450mm στο πάνω μέρος του καταστρώματος

Για την Κατάσταση Σχεδιασμού II, η γέφυρα δεν πρέπει να ανατραπεί ή να καταρρεύσει. Για τον προσδιορισμό της συνολικής ευστάθειας ένα μέγιστο συνολικό μήκος 20m του $\alpha \cdot 1.4 \cdot LM71$ θα λαμβάνεται υπόψη ως ομοιόμορφα κατανεμημένο κατακόρυφο γραμμικό φορτίο που ασκείται στο άκρο του υπό εξέταση φορέα



Σχήμα 3 - 16 : Εκτροχιασμός, Κατάσταση σχεδιασμού II

Όπου:

- (1) Φορτίο που ασκείται στο άκρο του φορέα
- (2) Εύρος σιδηρογραμμών s

Οι Καταστάσεις Σχεδιασμού I και II θα εξετάζονται ξεχωριστά. Συνδυασμός των φορτίων αυτών δεν χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη. Επίσης, δε χρειάζεται να εφαρμοστεί δυναμικός συντελεστής στα φορτία αυτά.

Για τις Καταστάσεις Σχεδιασμού I και II θα αμελούνται οι υπόλοιπες δράσεις σιδηροδρομικής κυκλοφορίας που αφορούν τη σιδηρογραμμή η οποία υποβάλλεται σε δράσεις εκτροχιασμού.

Για σιδηροδρομικές γέφυρες, για μια τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού οι οποία αφορά δράσεις οι οποίες προκαλούνται από έναν εκτροχιασμένο συρμό στη γέφυρα, θα πρέπει στους συνδυασμούς να λαμβάνονται υπόψη ως συνοδευτικές δράσεις με τιμές συνδυασμού και οι δράσεις της σιδηροδρομικής κυκλοφορίας πάνω σε άλλες σιδηρογραμμές.

Στις περιπτώσεις στις οποίες για μια τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού πρέπει να ληφθεί υπόψη μία δράση, δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη άλλη τυχηματική δράση, ή δράση ανέμου ή φορτίο χιονιού στον ίδιο συνδυασμό. (EN1990/AnnexA2.2.5)

Για αυτές τις καταστάσεις ελέγχθηκαν τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται σε όλα τα μέλη του φορέα και η εξασφάλιση μη κατάρρευσης. Οι έλεγχοι αυτοί είναι ακριβώς της ίδιας προσέγγισης με τους ελέγχους μελών του φορέα σε Ο.Κ.Α., όπως αυτοί παρουσιάζονται στην ενότητα 6.2 και 6.4 και λιγότερο δυσμενείς.

3.3.2 Σεισμική διέγερση

Για τη σεισμική ανάλυση χρησιμοποιείται Μέθοδος Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος, με θεώρηση του φορέα της γέφυρας ως στερεού σώματος.

Η τέμνουσα που μεταφέρεται μέσα από την διεπιφάνεια μόνωσης σε κάθε κύρια διεύθυνση, θα υπολογιστεί θεωρώντας ότι η ανωδομή συμπεριφέρεται ως σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας και χρησιμοποιώντας:

- Την ενεργό δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης, K_{eff}
- Την ενεργό απόσβεση του συστήματος μόνωσης, ξ_{eff}
- Την μάζα τη ανωδομής, M_d
- Την φασματική επιτάχυνση $S_e (T_{eff}, \eta_{eff})$, που αντιστοιχεί στην ενεργό περίοδο T_{eff} , με $\eta_{eff} = \eta(\xi_{eff})$

Οι τιμές των παραμέτρων αυτών υπολογίζονται ως εξής:

- Ενεργός δυσκαμψία:

$$K_{eff} = \sum K_{eff,i} \quad \text{Εξ. 3 - 14}$$

- Ενεργός απόσβεση:

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_{D,i}}{K_{eff} d_{cd}^2} \right] \quad \text{Εξ. 3 - 15}$$

- Ενεργός ιδιοπερίοδος

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M_d}{K_{eff}}}$$

ΕΞ. 3 - 16

Η ανάλυση αυτή οδηγεί σε αποτελέσματα που παρουσιάζονται στον Πίνακα 3 - 5:

Πίνακας 3 - 5 : Φασματική επιτάχυνση S_e και μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd}		
T_{eff}	S_e	d_{cd}
$T_C \leq T_{eff} \leq T_D$	$2.5 \frac{T_C}{T_{eff}} \eta_{eff} a_g S$	$\frac{T_{eff}}{T_C} d_c$
$T_D \leq T_{eff} \leq 4s$	$2.5 \frac{T_C T_D}{T_{eff}} \eta_{eff} a_g S$	$\frac{T_D}{T_C} d_c$

Όπου:

$$a_g = a_{gR} \gamma_1$$

ΕΞ. 3 - 17

$$d_c = \frac{0.625}{\pi^2} a_g S \eta_{eff} T_C^2$$

ΕΞ. 3 - 18

Η τιμή του η_{eff} θα λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0.10}{0.05 + \zeta_{eff}}}$$

ΕΞ. 3 - 19

Και η μέγιστη τέμνουσα:

$$V_d = M_d S_e = K_{eff} d_{cd}$$

ΕΞ. 3 - 20

Επίσης, όπου:

- S , T_C , T_D είναι οι παράμετροι του φάσματος σχεδιασμού που εξαρτώνται από τον εδαφικό τύπο.
- a_g η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας και τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της γέφυρας.
- γ_1 η κατηγορία σπουδαιότητας της γέφυρας.
- $a_{g,R}$ η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στον σεισμό σχεδιασμού.

3.4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

3.4.1 Γενικά

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται, σύμφωνα με τον EN1991.1, ως ακολούθως:

- Καταστάσεις διαρκείας (persistent situations), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.

- Παροδικές καταστάσεις (transient), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- Τυχηματικές καταστάσεις (accidental), που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση και, στην παρούσα εργασία, εκτροχιασμός.
- Καταστάσεις σεισμού (seismic), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ultimate limit states)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (serviceability limit states)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες).

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής. Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

3.4.2 Συνδυασμοί Ο.Κ.Α

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στον EN1991.1, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές (persistent and transient situations)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_G G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \quad \text{Εξ. 3 - 21}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις (accidental)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{PA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad \text{Εξ. 3 - 22}$$

3. Για καταστάσεις σεισμού (seismic)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad \text{Εξ. 3 - 23}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

- “+” σημαίνει «επαλληλία με»
- G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

- P_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
- Q_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
- A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- γ_G, γ_{GAj} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
- γ_P, γ_{PA} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
- γ_{Qi} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
- γ_1 είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας για τις σεισμικές δράσεις
- $\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$ είναι συντελεστές συνδυασμού (ή συμμετοχής) των μεταβλητών δράσεων.

Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_1 της κατασκευής αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ενώ οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

Οι τιμές των συντελεστών γ , συγκεκριμένα για σιδηροδρομικές γέφυρες δίδονται παρακάτω στο παρόν υποκεφάλαιο, στους Πίνακες 3 - 6, 3 - 7. Οι τιμές των συντελεστών ψ που αφορούν τις σιδηροδρομικές γέφυρες αναφέρονται στο υποκεφάλαιο 3.4.3.

Πίνακας 3 - 6 : Τιμές σχεδιασμού δράσεων σε σιδηροδρομικές γέφυρες για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές				
Τιμές συντελεστή γ , για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές	Μόνιμες δράσεις		Δράσεις σιδηροδρομικής κυκλοφορίας	Λοιπές μεταβλητές δράσεις (άνεμος, θερμοκρασία)
	Ευμενείς	Δυσμενείς		
		$\gamma_{G,inf} = 1.00$	$\gamma_{G,sup} = 1.35$	$\gamma_Q = 1.45$

Πίνακας 3 - 7 : Τιμές σχεδιασμού δράσεων σε σιδηροδρομικές γέφυρες για τυχηματικές καταστάσεις					
Τιμές συνδυασμού για τυχηματικές και σεισμικές καταστάσεις	Μόνιμες Δράσεις		Τυχηματική ή σεισμική δράση	Λοιπές Μεταβλητές δράσεις (φορτία κυκλοφορίας κλπ)	
	Ευμενείς	Δυσμενείς		Κύρια δράση	Δευτερεύουσες δράσεις
		$\gamma_{G,inf} = 1.00$	$\gamma_{G,sup} = 1.00$	$A_{Ed} = \gamma_1 A_{Ek}$	$\psi_1 Q_{k1}$

3.4.3 Συνδυασμοί Ο.Κ.Λ.

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέλος αυτού.

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

1. Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός (characteristic -rare- combination)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki}$$

Εξ. 3 - 24

2. Συχνός συνδυασμός (frequent combination)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad \text{Εξ. 3 - 25}$$

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός (quasi-permanent situation)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad \text{Εξ. 3 - 26}$$

Οι τιμές των συντελεστών ψ για σιδηροδρομικές γέφυρες δίδονται στο κεφάλαιο 3.4.

3.4.4 Διατάξεις συνδυασμών δράσεων σιδηροδρομικών γεφυρών

Σε σιδηροδρομικές γέφυρες, τα φορτία χιονιού δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη σε οποιονδήποτε συνδυασμό για καταστάσεις με διάρκεια, ούτε και για οποιαδήποτε παροδική κατάσταση σχεδιασμού μετά την ολοκλήρωση της γέφυρας. Επίσης, σύμφωνα με το Παράρτημα Α του EN1990, οι συνδυασμοί δράσεων που θα λαμβάνονται υπόψη όταν οι δράσεις κυκλοφορίας και οι δράσεις ανέμου δρουν ταυτόχρονα, θα πρέπει να συμπεριλαμβάνουν:

- Κατακόρυφες δράσεις σιδηροδρομικής κυκλοφορίας συμπεριλαμβανομένου του δυναμικού συντελεστή, οριζόντιες δράσεις σιδηροδρομικής κυκλοφορίας και δυνάμεις ανέμου, με κάθε δράση να λαμβάνεται εναλλάξ υπόψη ως κυρίαρχη
- Κατακόρυφες δράσεις σιδηροδρομικής κυκλοφορίας χωρίς το δυναμικό συντελεστή και πλευρικές δράσεις σιδηροδρομικής κυκλοφορίας από τον «αφόρτιστο συρμό», που ορίζεται στον EN1991.2, χωρίς δυνάμεις ανέμου για τον έλεγχο ευστάθειας.

Για σιδηροδρομικές γέφυρες, για μια τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού οι οποία αφορά δράσεις οι οποίες προκαλούνται από έναν εκτροχιασμένο συρμό στη γέφυρα, θα πρέπει στους συνδυασμούς να λαμβάνονται υπόψη ως συνοδευτικές δράσεις με τιμές συνδυασμού και οι δράσεις της σιδηροδρομικής κυκλοφορίας πάνω σε άλλες σιδηρογραμμές. Στις περιπτώσεις στις οποίες για μια τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού πρέπει να ληφθεί υπόψη μία δράση, δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη άλλη τυχηματική δράση, ή δράση ανέμου ή φορτίο χιονιού στον ίδιο συνδυασμό. (EN1990-AnnexA2.2.5)

Σύμφωνα με το Παράρτημα Α του EN1990, οι τιμές των συντελεστών ψ για σιδηροδρομικές γέφυρες παρουσιάζονται στον Πίνακα 3 – 8:

Πίνακας 3 - 8 : Τιμές συντελεστών Ψ_i για σιδηροδρομικές γέφυρες			
Δράση	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
LM71 , SW/0	0.80	0.70*	0.30**
Έλξη και πέδηση	0.80	0.70*	0.30**
Δυνάμεις ρύγχους	1.00	0.80	0.30**
Φορτία μη δημόσιων πεζοδιαδρόμων	0.80	0.50	0
Δυνάμεις ανέμου	0.75	0.50	0
Θερμικές δράσεις	0.60	0.60	0.50
Φορτία κατασκευής	1	-	0
Συντήρηση σε πεζοδιαδρόμους	0.80	0.50	0

* Για φόρτιση μίας μόνο σιδηρογραμμής, $\psi_1=0.80$. Για δύο, $\psi_1=0.70$ και για τρεις ή περισσότερες $\psi_1=0.60$.

**Σύμφωνα με την παράγραφο 4.1.1 του EN1998.2, σε σιδηροδρομικές γέφυρες για τον σεισμικό συνδυασμό λαμβάνεται η τιμή $\psi_{2,1}=0.3$.

4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

4.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΟΝΙΜΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ

Με βάση τα στοιχεία του Πιν.3 – 1, υπολογίζονται τα μόνιμα φορτία του φορέα

4.1.1 Ίδιο βάρος χάλυβα

Το ίδιο βάρος του χάλυβα υπολογίζεται με βάση το ειδικό βάρος του χάλυβα, προσαυξημένο κατά 10% ώστε να ληφθεί υπόψη το βάρος ελασμάτων κλπ.

$$\gamma_s = 1.1 * 78.5 = 86.35 \text{ kN} / \text{m}^3$$

Το συνολικό βάρος της χαλύβδινης κατασκευής είναι 14205 kN

Το ανηγμένο βάρος της χαλύβδινης κατασκευής ως προς την επιφάνεια της γέφυρας είναι $4.9 \text{ kN} / \text{m}^2$

4.1.2 Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος

Η πλάκα σκυροδέματος έχει σταθερές διαστάσεις $200 \times 14.6 \times 0.30$. Το ίδιο βάρος της πλάκας σκυροδέματος είναι

$$G = 25 * 0.35 = 8.75 \text{ kN} / \text{m}^2$$

4.1.3 Λοιπά μόνιμα φορτία

Τα πρόσθετα μόνιμα του φορέα είναι:

$$G' = 2 * (1 + 8 + 2) = 22 \text{ kN} / \text{m}$$

Όπου:

- Κιγκλιδώματα: $1.00 \text{ kN} / \text{m}$
- Ίδιο βάρος 2 σιδηροτροχιών, για απόσταση μεταξύ των διαδοχικών στρωτήρων $0,60 \text{m}$:
 $1.2 \text{ kN} / 0.6 \text{m} = 2 \text{ kN} / \text{m}$
- Ίδιο βάρος στρωτήρα: $4.80 \text{ kN} / 0.6 \text{m} = 8 \text{ kN} / \text{m}$

4.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΑΒΛΗΤΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ

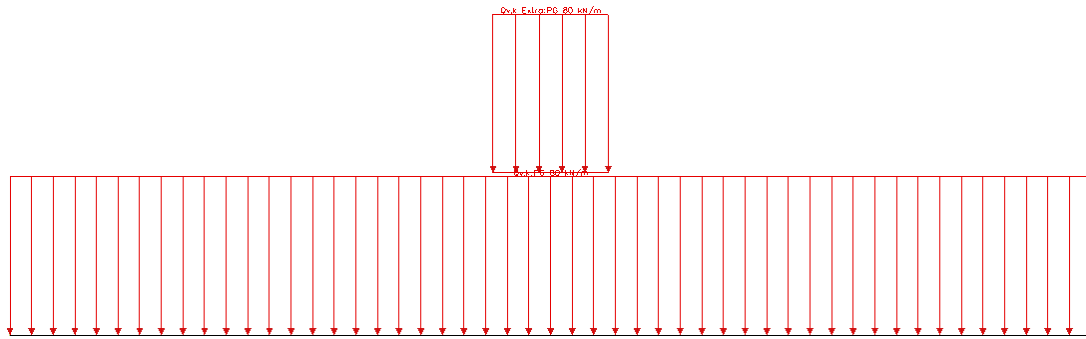
4.2.1 Κατακόρυφα Φορτία Κυκλοφορίας

4.2.1.1 Μοντέλο Φόρτισης LM71

Το μοντέλο φόρτισης 71 τροποποιείται για λόγους υπολογιστικής διευκόλυνσης, ως εξής: Το καταμεμημένο φορτίο $q_{v,k}=80\text{kN/m}$ ασκείται σε όλο το μήκος της γέφυρας, συμπεριλαμβανομένων και των 6.4 m που, με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα, δε θα ασκείτο. Στο εν λόγω τμήμα των 6.4m ασκούνται επιπλέον άλλα 76.25kN/m , τιμή που προκύπτει από τους παρακάτω υπολογισμούς,

$$4 * 250\text{kN} = 1000\text{kN} \rightarrow \frac{1000\text{kN}}{6.4\text{m}} = 156.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow 156.25 - 80 = 76.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Επιλέγεται τιμή $q_{v,k}^{extra} = 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ και $q_{v,k} = 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4 - 1



Σχήμα 4 - 1 : Τροποποιημένο μοντέλο φόρτισης LM71

Οι τιμές του $q_{v,k}$ πολλαπλασιάζονται με τους συντελεστές $\alpha=1.33$ και $\Phi_3=1.145$, όπως αυτός περιγράφεται την ενότητα 4.2.1.4. Η τελική τιμή σχεδιασμού είναι :

$$q_{v,d} = 80 * 1.145 * 1.33 \approx 122 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Πραγματοποιούνται δυσμενείς φορτίσεις, για τη θέση του επιπλέον φορτίου με μήκος 6.4m και τοποθετείται στη δυσμενέστερη θέση για κάθε μέγεθος.

4.2.1.2 Μοντέλο Φόρτισης SW/0

Σύμφωνα με την παράγραφο 3.2.1.2 οι τιμές της φόρτισης SW/0 πολλαπλασιάζονται με τους συντελεστές $\alpha=1.33$ και $\Phi_3=1.145$, όπως αυτός περιγράφεται στην ενότητα 4.2.1.4. Συνεπώς είναι:

$$q_{v,k} * \alpha * \Phi_3 = 133\text{kN} / \text{m} * 1.33 * 1.145 \approx 203\text{kN} / \text{m}$$

Σε μήκη $a=15\text{m}$, $c=5.3\text{m}$ όπως αυτά ορίζονται στο Σχήμα 3.2.

4.2.1.3 Εκκεντρότητα κατακόρυφων φορτίων

Σύμφωνα με την παράγραφο 3.2.1.3 είναι

$$e \leq \frac{r}{18} \rightarrow e \leq \frac{1.5\text{m}}{18} \rightarrow e = 8\text{cm}$$

4.2.1.4 Δυναμικός συντελεστής Φ_3

Για επιμελώς συντηρημένη γραμμή επιλέγεται ο δυναμικός συντελεστής Φ_2 . Για τυπικώς συντηρημένη γραμμή χρησιμοποιείται η Εξ. (3.1). Για την επιλογή του καθοριστικού μήκους L_Φ , χρησιμοποιείται ο πίνακας 3.2 και συγκεκριμένα η ενότητα 4.3, δηλαδή για "Πλάκα καταστρώματος σε γέφυρες μορφής δικτυώματος, που εκτείνεται κατά τη διαμήκη κατεύθυνση". Άρα $L_\Phi=14.6m$.

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{2*14.6} - 0.2} + 0.73 = 1.145$$

4.2.2 Οριζόντια φορτία κυκλοφορίας

4.2.2.1 Δύναμη Ρύγχους

$$Q_{sd} = Q_{sk} a = 100 * 1.33 = 133kN$$

4.2.2.2 Δυνάμεις έλξης και πέδησης

- Δύναμη έλξης, άνοιγμα μήκους 60m

$$Q_{lak} = 33 * L_{a,b} = 33 * 60 = 1980 > 1000kN \rightarrow Q_{lak} = 1000kN$$

$$q_{lad} = \frac{aQ_{lak}}{L} = \frac{1.33 * 1000kN}{60m} = 22.17kN / m$$

- Δύναμη έλξης, άνοιγμα μήκους 80m

$$Q_{lak} = 33 * L_{a,b} = 33 * 80 = 2640 > 1000kN \rightarrow Q_{lak} = 1000kN$$

$$q_{lad} = \frac{aQ_{lak}}{L} = \frac{1.33 * 1000kN}{80m} = 16.63kN / m$$

- Δύναμη πέδησης, άνοιγμα μήκους 60m

$$Q_{lbk} = 20 * L_{ab} = 20 * 60 = 1200kN \leq 6000kN$$

$$q_{lbd} = \frac{aQ_{lbk}}{L} = \frac{1.33 * 1200}{60} = 26.6kN / m$$

- Δύναμη πέδησης, άνοιγμα μήκους 80m

$$Q_{lbk} = 20 * L_{ab} = 20 * 80 = 1600kN \leq 6000kN$$

$$q_{lbd} = \frac{aQ_{lbk}}{L} = \frac{1.33 * 1600}{80} = 26.6kN / m$$

4.2.3 Φορτία ανέμου

4.2.3.1 Υπολογισμός εμβαδού επιρροής κατά x

Συνολικό πλευρικό εμβαδό δικτυώματος: $A_1 = 720.44m^2$

$$\text{Συντελεστής πληρότητας } \varphi, \text{ με βάση την Εξ. 3 - 6 : } \varphi = \frac{A_1}{L * h} = \frac{720.44m^2}{200m * 8.8m} = 0.41$$

Λόγος πλάτους/ύψους: $\frac{x}{h} = \frac{14.6m}{8.8m} = 1.66 \approx 1.6$

Βάσει του Σχήματος 3 – 8, προκύπτει $n = 0.45$

Τότε με βάση την Εξ. 3 – 5: $A_{ref} = (1+n)A_1 = (1+0.45) * 720.44m^2 = 1045m^2$

4.2.3.2 Υπολογισμός συντελεστών δύναμης κατά x (γενική μέθοδος)

Από Σχήμα 3 – 9 , για $\varphi=0,41$ προκύπτει $c_{f0} = 1.6$

Από Σχήμα 3 – 10, για ορθογωνικές διατομές με $l < 15m$ προκύπτει $\lambda = \frac{2l}{b} = \frac{2 * 8}{0.55} = 29.1$

Από Σχήμα 3 – 11, προκύπτει $\psi_\lambda = 0.94$

Τότε, με βάση την Εξ. 3 – 7, $c_f = c_{f0}\psi_\lambda = 1.6 * 0.94 = 1.5$

4.2.3.3 Υπολογισμός ταχύτητας αιχμής

Από Εξ. 3 – 4, για βασική ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}=33m/s$, προκύπτει:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} = 1 * 1 * 33 = 33m / s$$

Από Εξ. 3 – 9, $q_b = \frac{1}{2} v_b^2 \rho = \frac{1}{2} 33^2 * 0.00125 = 0.68063kPa$

Από Σχήμα 3 – 12, για $z=20m$ και Κατ. Εδάφους II, $c_e(z) = 2.8$

Τότε, με βάση την Εξ. 3 – 8, $q_p(z) = q_b c_e(z) = 0.68063 * 2.8 = 1.91kPa$

4.2.3.4 Υπολογισμός δύναμης κατά x

Τελικά, η δύναμη του ανέμου κατά x είναι:

$$F_{w,x} = c_s c_d * c_f * q_p(z) * A_{ref} = 1 * 1.5 * 1.91kPa * 1045m^2 = 2993.9kN \rightarrow q_{w,x} = 15kN / m$$

4.2.3.5 Υπολογισμός δύναμης κατά y

Σύμφωνα με την παράγραφο 3.2.3.7 επιλέγεται:

$$F_{w,y} = 0.5F_{w,x} \rightarrow q_{w,y} = 7.5kN / m$$

4.2.3.6 Υπολογισμός δύναμης κατά z

$$A_{ref,z} = Lb = 200 * 14.6 = 2920m^2 ,$$

$$q_b = \frac{1}{2} v_b^2 \rho = \frac{1}{2} 33^2 * 0.00125 = 0.68063kPa ,$$

$$c_e(z) = 2.8, c_f = \pm 0.9, c_d = 1$$

$$F_{w,z} = q_b * c_e(z) * c_d * c_f * A_{ref,z} = 5564.8kN \rightarrow q_{w,z} = \pm 1.9 \frac{kN}{m^2}$$

4.2.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές

4.2.4.1 Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής

Από στοιχεία της Εθνικής Μετεωρολογικής Υπηρεσίας για τοποθεσίες υψομέτρου και απόστασης από τη θάλασσα παρόμοιες με την θέση του έργου και στοιχεία πενήνταετίας προκύπτει:

$$T_{\max} = 48^{\circ}\text{C}, T_{\min} = -15^{\circ}\text{C}, T_0 = 17^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Από Σχήμα 3 - 15, } T_{e,\max} = 60^{\circ}\text{C}, T_{e,\min} = -15^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Τότε } \Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 60 - 17 = 43^{\circ}\text{C}$$

$$\text{και } \Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 17 - (-15) = 32^{\circ}\text{C}$$

4.2.4.2 Καθ' ύψος γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς

Από τον Πίνακα 3 - 3 και για τύπο1, $\Delta T_{M,\text{heat}} = 15^{\circ}\text{C}$, $\Delta T_{M,\text{cool}} = 18^{\circ}\text{C}$

4.3 Υπολογισμός τυχηματικών δράσεων

4.3.1 Δράσεις εκτροχιασμού

Σύμφωνα με την παράγραφο 3.3 το φορτίο στην τυχηματική κατάσταση εκτροχιασμού, προκύπτει από το γινόμενο $1.4 \cdot a \cdot \text{LM71}$. Είναι: $q_A = 1.4 \cdot a \cdot q_{v,k} = 1.4 \cdot 1.33 \cdot 80 = 149 \text{ kN} / \text{m}$

Στην Κατάσταση σχεδιασμού I, το φορτίο q_A ασκείται ισομοιρασμένο σε δύο θέσεις, σε όλο το μήκος της γέφυρας, σύμφωνα με τις προβλέψεις του Σχήματος 3 - 15, για $s=1.5\text{m}$.

Στην Κατάσταση σχεδιασμού II, το φορτίο q_A ασκείται εξ' ολοκλήρου σε μία κατά πλάτος θέση, σε μήκος 20m, όπως προβλέπεται στο Σχήμα 3 - 16, για $s=1.5\text{m}$.

4.4 Υπολογισμός ερπυσμού και συστολής ξήρανσης

4.4.1 Ερπυσμός

4.4.1.1 Δεδομένα

$$\text{Εμβαδό πλάκας: } A_c = 2920 \text{ m}^2$$

$$\text{Περίμετρος πλάκας: } u = 429.2 \text{ m}$$

$$\text{Σχετική υγρασία: } RH = 80\%$$

$$\text{Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος: } f_{cm} = 43 \text{ MPa}$$

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος: } E_{cm} = 34 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\text{Χρόνος ελέγχου: } t = 30.000 \text{ days}$$

4.4.1.2 Υπολογισμός συντελεστή ερπυσμού φ

$$\text{Ισοδύναμο ύψος: } h_0 = \frac{2A_c}{u} = 13.607 \text{ m}$$

$$a_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.865804$$

$$a_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.959666$$

$$a_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.902194$$

$$\text{Για } f_{cm} > 35 \text{MPa} : \varphi_{RH} = \left(1 + a_1 \frac{1-RH}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \right) a_2 = 1.655734$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.561976$$

$$\text{Χρόνος έναρξης: } t_0 = 1 \text{ day} \rightarrow f(t_0) = \frac{1}{1+t_0^{0.2}} = 0.909091$$

$$\text{Βασικός συντελεστής: } \varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) = 3.586319$$

$$\beta_H = 1.5 \left[1 + (0.12RH)^{18} \right] h_0 + 230a_3 = 255.474228 < 1500a_3 \text{ για } f_{cm} > 35 \text{MPa}$$

$$\text{Συντελεστής χρονικής εξέλιξης: } \beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H + t-t_0} \right)^{0.3} = 0.997457$$

$$\text{Τελικός συντελεστής ερπυσμού: } \varphi = \beta_c(t, t_0) \varphi_0 = 3.84651$$

$$\text{Για βραχυχρόνια φόρτιση: } n_0 = E_A / E_{cm} = 210000 / 34000 = 6.17647$$

Για μακροχρόνια φόρτιση από τα μόνιμα φορτία:

$$n_L = n_0 [1 + \psi_L \varphi(t, t_0)] = 6.17647 * [1 + 3.84651 * 1.1] = 32.31011$$

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος μετά από } t=30.000 \text{days: } E'_{cm} = E_A / n_L = 6500 \text{MPa}$$

Ισοδύναμη διαφορά θερμοκρασίας:

$$\Delta T_{MP} = \frac{M_0}{E_a} \frac{h}{a_t} \left(\frac{1}{I_{ip}} - \frac{1}{I_{i0}} \right) = \frac{339.70 \text{kNm}}{210 * 10^6 \text{kN/m}^2} \frac{0.35 \text{m}}{10^{-5}} \left(\frac{1}{2.208 * 10^{-1}} - \frac{1}{1.055 * 10^{-2}} \right) = 5.1^\circ \text{C}$$

4.4.2 Συστολή Ξήρανσης

$$\text{Αντοχή σκυροδέματος C35/45: } f_{cm} = 43 \text{MPa}$$

$$\text{Κατηγορία τσιμέντου } N \rightarrow a_{ds1} = 4 \quad a_{ds2} = 0.12$$

$$\text{Σχετική υγρασία: } RH = 80(\%) \rightarrow \beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = 0.7564$$

$$\text{Βασική τιμή: } \varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[(220 + 110a_{ds1}) e^{\frac{-a_{ds2}f_{cm}}{10}} \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.00025329$$

Συναρτηση χρονικής εξέλιξης: $t_0 = 1$ day, $t = 100$ days

$$\beta_{ds} = \frac{t - t_0}{t - t_0 + 0.04\sqrt{h_0^3}} = 0.980127$$

Για $h_0 > 500\text{mm} \rightarrow K_h = 0.7$

$$\text{Τελική συστολή ξήρανσης: } \varepsilon_{cd} = \beta_{ds} K_h \varepsilon_{cd,0} = 0.174 * 10^{-3}$$

5 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ

5.1 Επιλογή λογισμικού

Για την επίλυση των διάφορων φορτίσεων της γέφυρας επιλέχθηκε το λογισμικό SOFiSTiK. Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK είναι ένα δυναμικό και αξιόπιστο πακέτο ανάλυσης και διαστασιολόγησης, γερμανικής καταγωγής, στηρίζεται στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και διατίθεται στην ελληνική αγορά από το 1990. Λόγω της αξιοπιστίας του και των πολλών δυνατοτήτων του είναι πλέον ευρέως γνωστό στους Έλληνες μηχανικούς. Παρέχονται απεριόριστες δυνατότητες για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που συναντά ο μελετητής στο μεγαλύτερο φάσμα εφαρμογών και ειδικά στην γεφυροποιία. Πρόκειται για μία σειρά προγραμμάτων που συνεργάζονται όλα μεταξύ τους κάτω από μία κοινή βάση δεδομένων.

Υπάρχουν προγράμματα γραφικής επεξεργασίας και εισαγωγής δεδομένων (pre-processing), προγράμματα γραφικής αξιολόγησης αποτελεσμάτων και διαχείρισης εκτυπώσεων (post-processing) και προγράμματα σχεδίασης κατασκευαστικών σχεδίων (εφαρμογές σε περιβάλλον AutoCAD).

Στο πρόγραμμα υπάρχει βιβλιοθήκη υλικών σκυροδέματος, χάλυβα και ξύλου, σύμφωνα με πολλούς κανονισμούς: παλιούς γερμανικούς (DIN 1045,4227) νέους (DIN 1045-1, Fachberichte), ευρωκώδικες (EC2), ελβετικούς, αυστριακούς, βρετανικούς, γαλλικούς, ισπανικούς, ιταλικούς, ινδικούς, αμερικανικούς κ.α. Τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών μπορούν να είναι διαφορετικά για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας και να εξαρτώνται από την θερμοκρασία.

Περιλαμβάνονται τυπικές διατομές, όπως ορθογωνικές, πλακοδοκοί, κυκλικές καθώς και κιβωτοειδείς, σύμμικτες, λεπτότοιχες. Υπολογίζονται ελαστικά και πλαστικά μεγέθη της διατομής, καθώς και μεγέθη για τον υπολογισμό των αξονικών και διατμητικών τάσεων. Ιδιαίτερα, οι σύμμικτες διατομές μπορούν να αποτελούνται από οποιοδήποτε συνδυασμό τμημάτων οπλισμένου σκυροδέματος, προεντεταμένου σκυροδέματος και χάλυβα. Πρακτικά δεν υπάρχει κανένας περιορισμός στον αριθμό των διατομών που δέχεται το πρόγραμμα.

Αρχικά μορφώνεται ο φορέας σε γραφικό περιβάλλον AutoCAD, μέσω ενός plugin που λέγεται SOFiPLUS-X. Στα επιμέρους ραβδωτά στοιχεία ορίζονται διατομές, σύμμικτες είτε τυποποιημένες,

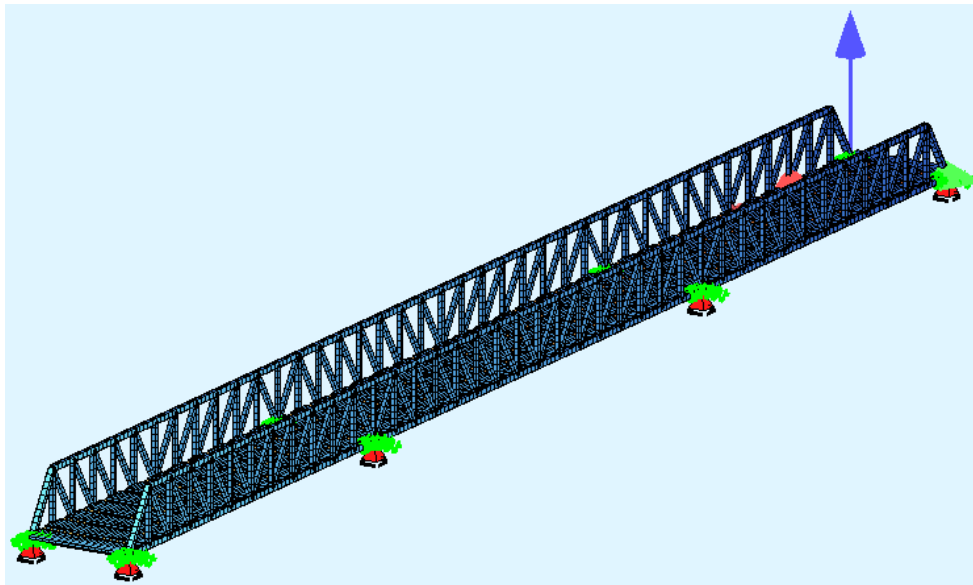
καθώς και οι συνοριακές συνθήκες. Στη συνέχεια εφαρμόζονται οι συνθήκες στήριξης και τα φορτία. Αφού ολοκληρωθεί η μόρφωση ο φορέας εισάγεται στο πρόγραμμα SSD (SOFiSTiK Structural Desktop), στο οποίο γίνεται η ανάλυση και προκύπτουν όλα τα εντατικά μεγέθη. Επίσης γίνεται φασματική δυναμική ανάλυση για το σεισμό σχεδιασμού. [3]

Στο πρόγραμμα SOFiSTiK δημιουργήθηκαν 4 διαφορετικά και ανεξάρτητα μεταξύ τους προσομοιώματα, τα οποία ήταν απαραίτητα για την μελέτη διαφορετικών καταστάσεων και φορτίσεων, τα οποία περιγράφονται εκτενώς στις επόμενες παραγράφους.

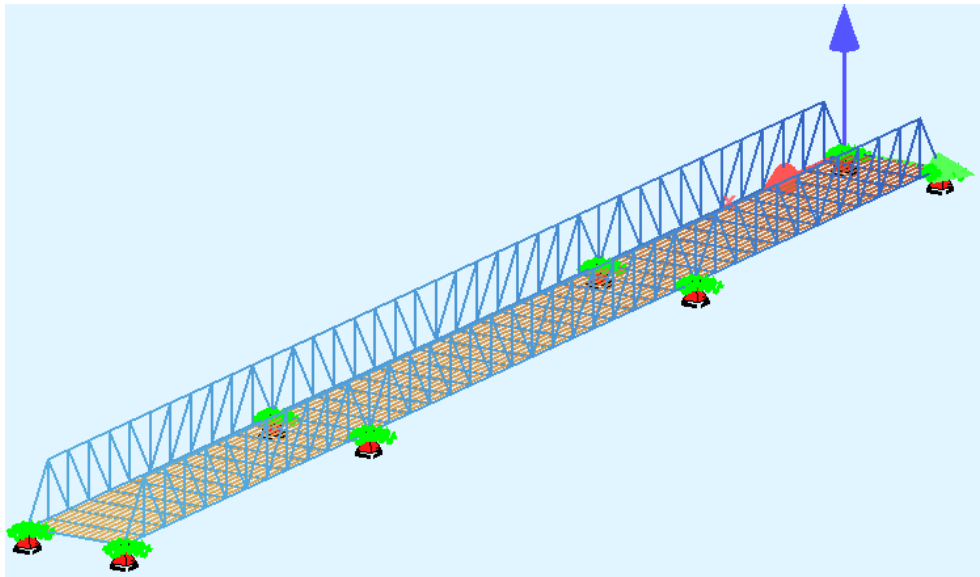
5.2 Βασικό προσομοίωμα γέφυρας

Το βασικό προσομοίωμα της δικτυωτής γέφυρας που μελετήθηκε αποτελείται από γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία και παρουσιάζεται στα παρακάτω σχήματα. Οι διατομές του δικτύωματος ορίστηκαν όλες, ακριβώς όπως αυτές παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 2.2. Η σύνδεση των στοιχείων του δικτύωματος δεν προσομοιώθηκε με απλές αρθρώσεις στα άκρα, αλλά με πλήρη σύνδεση, επιτρέποντας, δηλαδή, την ανάπτυξη ροπών, καθώς αυτή είναι η ρεαλιστικότερη απεικόνιση. Το εξεταζόμενο δικτύωμα έχει μεγάλες διατομές και υπόκειται σε σημαντικά φορτία, συνεπώς θα ήταν άστοχο να θεωρηθεί ότι μπορούν να πραγματοποιηθούν τέλειες αρθρώσεις στα άκρα κάθε μέλους του.

Η λειτουργία των μονωτήρων προσομοιάστηκε με γραμμικά ελατήρια κατά X και Y, με δυσκαμψία ίση με το K_{eff} των μονωτήρων, όπως αυτό προσδιορίζεται στο κεφάλαιο 8. Στη διεύθυνση του κατακόρυφου άξονα οι μονωτήρες προσομοιώθηκαν με κανονικές στηρίξεις.

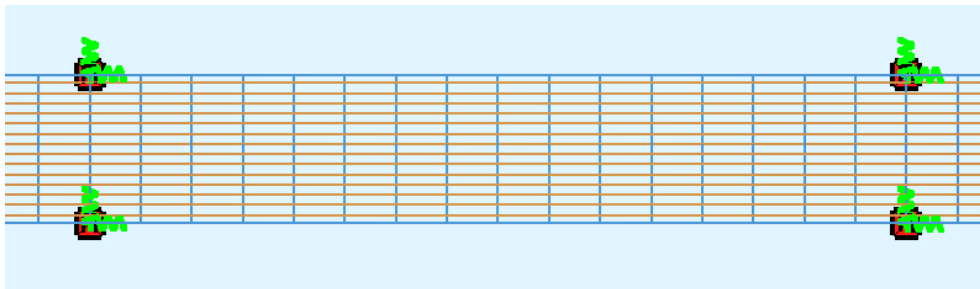


Σχήμα 5 - 1 (α) : Βασικό προσομοίωμα γέφυρας – τρισδιάστατη άποψη

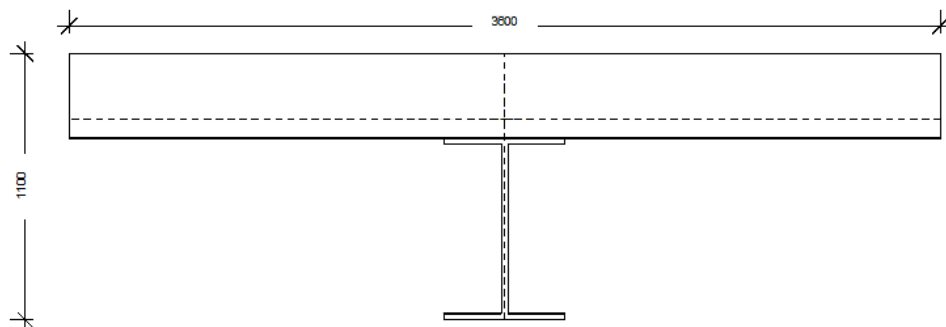


Σχήμα 5 -1 (β) : Βασικό προσομοίωμα γέφυρας – πραγματικό στατικό προσομοίωμα

Για να ληφθεί υπόψη η σύμμικτη λειτουργία των διαδοκίδων, ορίστηκε η σύμμικτη διατομή (Σχήμα 5 - 3). Επίσης, η συνεργασία της πλάκας σκυροδέματος κατά μήκος του άξονα X λήφθηκε υπόψη, ορίζοντας αβαρή γραμμικά στοιχεία σκυροδέματος πλάτους ενός μέτρου καθ' ολο το μήκος. Τελικά προέκυψε ένα «πλέγμα» στοιχείων κατά X και Y (λωρίδες πλάκας πλάτους 1m και διαδοκίδες), το παρουσιάζεται στα σχήματα 5 – 1(β) και 5 – 2. Το συνεργαζόμενο πλάτος υπολογίστηκε στην ενότητα 6.4.



Σχήμα 5 - 2 : Προσομοίωμα καταστρώματος, κάτοψη μεσαίου ανοίγματος

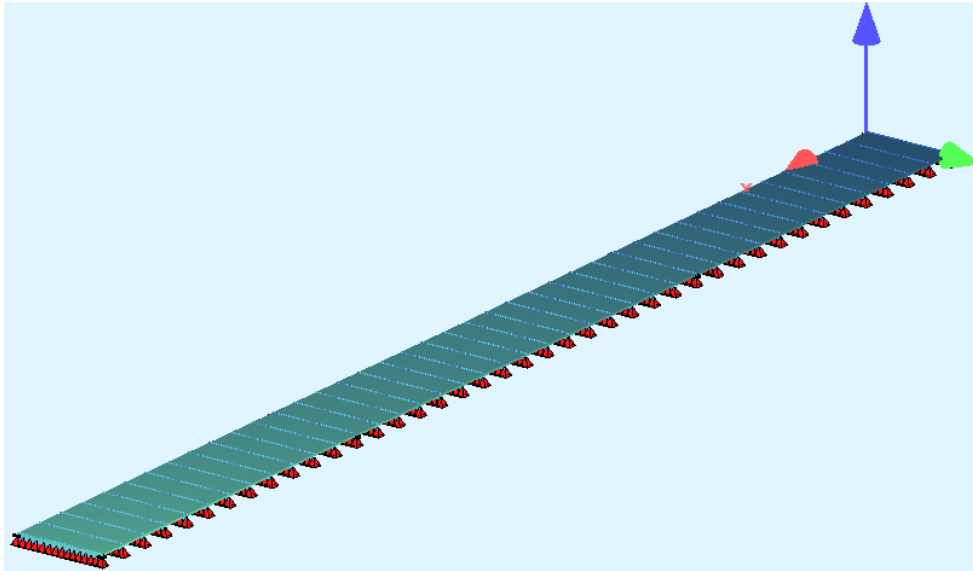


Σχήμα 5 - 3 : Σύμμικτη διατομή διαδοκίδας

Όλες οι φορτίσεις ορίστηκαν μέσω του Loadcase Manager του Sofiplus και οι συνδυασμοί φορτίσεων μέσω της εντολής Define Combinations του SSD, ώστε να υπολογιστούν οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί. Οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν ήταν γραμμικές ελαστικές.

5.3 Προσομοίωμα πλάκας σκυροδέματος

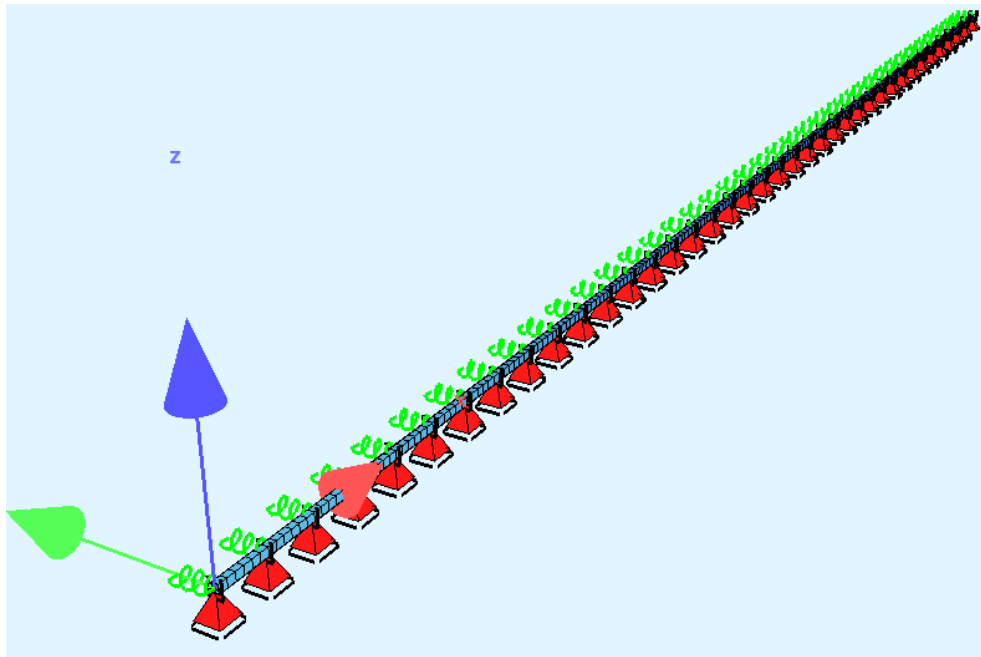
Για τη μελέτη και τον υπολογισμό του οπλισμού της πλάκας σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε ειδικό προσομοίωμα επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων (Quadrilateral Elements). Θεωρήθηκε ότι οι διαδοκίδες παρέχουν πλήρη στήριξη κατά τον άξονα Y και η πλάκα λειτουργεί σαν πολυσυνεχής δοκός ως προς τον άξονα X (σχήμα 5 – 4). Τα εντατικά μεγέθη της πλάκας συγκρίθηκαν με αυτά του βασικού προσομοιώματος.



Σχήμα 5 - 4 : Προσομοίωμα πλάκας σκυροδέματος με εγκάρσιες γραμμικές στηρίξεις

5.4 Προσομοίωμα άνω πέλματος δικτυώματος σε έλεγχο καθολικού λυγισμού

Για τον έλεγχο του καθολικού πλευρικού λυγισμού του θλιβόμενου άνω πέλματος του δικτυώματος, όπως αυτός περιγράφεται αναλυτικά στην ενότητα 6.4.2, δημιουργήθηκε προσομοίωμα ραβδωτών γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων. Το προσομοίωμα περιλαμβάνει δοκό μήκους 190m, έχει ληφθεί υπόψη μόνο το ευθύγραμμο μήκος του άνω πέλματος του δικτυώματος, και όχι το κεκλιμένο. Η δοκός θεωρείται ότι ανά 5m στηρίζεται απόλυτα κατά τον άξονα Z, ενώ κατά τον άξονα Y η εκτροπή της παρεμποδίζεται με γραμμικά ελατήρια ίση με την δυσκαμψία του ημιπλασίου L που περιλαμβάνει τους ορθοστάτες και τη μισή διαδοκίδα. Κατά τη διαμήκη έννοια όλες οι στηρίξεις πλην μίας είναι κυλίσεις. Το μοντέλο παρουσιάζεται στο σχήμα 5 – 6.

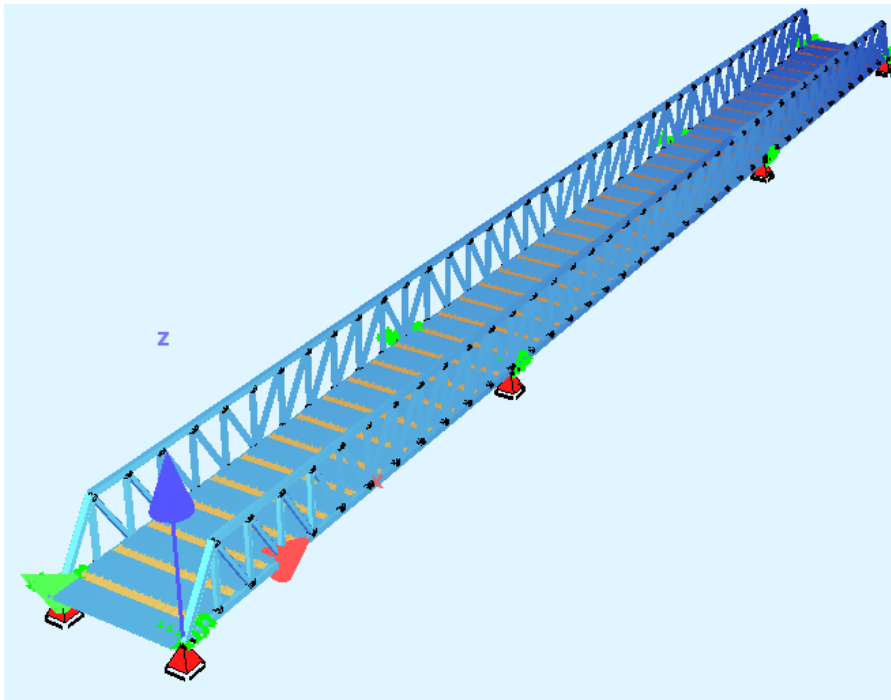


Σχήμα 5 - 5 : Προσομοίωμα άνω πέλματος δικτυώματος σε έλεγχο καθολικού λυγισμού

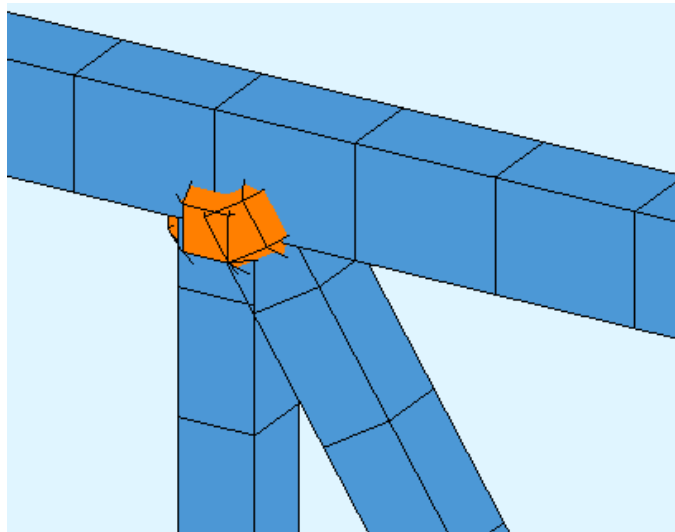
5.5 Προσομοίωμα δικτυώματος για έλεγχο κόπωσης κόμβων

Το προσομοίωμα αυτό είναι μία παραλλαγή του βασικού προσομοιώματος της γέφυρας. Δημιουργήθηκε για να ικανοποιήσει τις απαιτήσεις του EN1993.1.9, αναφορικά με τον έλεγχο κόμβων. Σύμφωνα με την παράγραφο 6.4 του EN1993.1.9, οι τιμή σχεδιασμού του εύρους τάσεων για τον έλεγχο κόπωσης κόμβων δικτυώματος, σε συγκολλητές συνδέσεις κοίλων διατομών, προέρχεται χρησιμοποιώντας ένα απλό προσομοίωμα δικτυώματος με αρθρωτούς κόμβους.

Για την τροποποίηση του βασικού προσομοιώματος (5.1) στο εν λόγω μοντέλο, τροποποιήθηκαν οι συνδέσεις των άκρων όλων των στοιχείων του δικτυώματος σε κλασσικές αρθρώσεις, με χρήση της επιλογής "beam hinges". Το μοντέλο παρουσιάζεται στα σχήματα 5 – 7 (α),(β).



Σχήμα 5 - 6 (α) : Προσομοίωμα δικτυώματος με αρθρωτούς κόμβους



Σχήμα 5 - 7 (β) : Λεπτομέρεια αρθρωτού κόμβου

6 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ Ο.Κ.Α.

6.1 Γενικά

6.1.1 Κατηγορία διατομής

Οι σιδηρές διατομές κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες, που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στρωφική ικανότητα, χωρίς μείωση της αντοχής τους
- Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες, που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στρωφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού
- Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες, στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής
- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες, στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Η κατάταξη των διατομών διευκολύνεται με βάση τους Πίνακες 6 – 1, 6 – 2. Στην παρούσα μελέτη όλες οι χαλύβδινες διατομές επιλέγονται έτσι, ώστε να ανήκουν σε κατηγορία 1.

Internal compression parts

Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	when $\alpha > 0.5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0.5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	when $\alpha > 0.5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0.5$: $c/t \leq \frac{41.5\epsilon}{\alpha}$			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0.67 + 0.33\psi}$ when $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/\bar{f}_y}$	\bar{f}_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

*) $\psi \leq -1$ applies where either the compression stress $\sigma < \bar{f}_y$ or the tensile strain $\epsilon_y > \bar{f}_y/E$

Πίνακας 6 - 1 : Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα μέλη (εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα)

Outstand flanges

Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression				
		Tip in compression	Tip in tension			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ For k_σ , see EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/\bar{f}_y}$	\bar{f}_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Πίνακας 6 - 2 : Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα μέλη (προεξέχοντα στοιχεία)

6.1.2 Έλεγχος αντοχής διατομής σε αξονική δύναμη

Όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε αξονική δύναμη. Για διατομές κατηγορίας 1 είναι:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Εξ. 6 - 1}$$

Ο συντελεστής ασφαλείας γ_{M0} ισούται με μονάδα

6.1.3 Έλεγχος αντοχής διατομής σε αλληλεπίδραση κάμψης και αξονικής

Ο συνδυασμός των εντατικών μεγεθών της κάμψης και αξονικής αποτελεί χρήζει ιδιαίτερης μελέτης. Σε αυτή την κατάσταση μέρος της διατομής αναλύσεται στην αντιμετώπιση της αξονικής δύναμης και επομένως η αντοχή σε κάμψη περιορίζεται. Η απομειωμένη αντοχή σε κάμψη μπορεί να υπολογίζεται, αναλόγως και της κατηγορίας της διατομής, με βάση τις ακόλουθες σχέσεις αλληλεπίδρασης.

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής δύναμης λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού γράφεται:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad \text{Εξ. 6 - 2}$$

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

Για κοίλες διατομές σταθερού πάχους, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι πιθανές οπές των κοχλιών, για τον υπολογισμό της απομειωμένης πλαστικής ροπής αντοχής, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω προσεγγιστικές σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1 - N_{Ed} / N_{Rd}}{1 - 0.5a_w} \quad \text{Εξ. 6 - 3}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{1 - N_{Ed} / N_{Rd}}{1 - 0.5a_f} \quad \text{Εξ. 6 - 4}$$

Όπου:

$$a_w = \frac{A - 2bt}{A} \quad \text{Εξ. 6 - 5}$$

$$a_z = \frac{A - 2ht}{A} \quad \text{Εξ. 6 - 6}$$

Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο ροπών $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ που δρουν ως προς τους κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{Εξ. 6 - 7}$$

Στο οποίο, οι εκθέτες α , β είναι σταθερές, που μπορεί να λαμβάνονται συντηρητικά ίσες με τη μονάδα, ή, ακριβέστερα, για κοίλες ορθογωνικές διατομές ως εξής:

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13n^2}, \text{ αλλά } \alpha = \beta \leq 6.$$

Επίσης, όπου $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$

Στη συγκεκριμένη εργασία επιλέχθηκε η συντηρητική προσέγγιση $\alpha = \beta = 1$

6.1.4 Έλεγχος αντοχής μέλους σε αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης και αξονικής

Σύμφωνα με όσα προβλέπονται στον EN1993.1.1/6.3, μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν τους παρακάτω ελέγχους

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Όπου:

- $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ Είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μέγιστων ροπών ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους
- $\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$ Είναι οι ροπές λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα, για διατομές κατηγορίας 4
- χ_y, χ_z Είναι οι μειωτικοί συντελεστές καμπτικού λυγισμού
- χ_{LT} Είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
- $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ Είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

Καμία διατομή της μελέτης δεν είναι κατηγορίας 4, άρα $\Delta M_{y,Ed} = 0$, $\Delta M_{z,Ed} = 0$

Οι συντελεστές χ_y, χ_z υπολογίζονται από τις σχέσεις 6 – 18, 6 – 19 για λυγισμό εντός και εκτός επιπέδου.

Ο συντελεστής χ_{LT} από τις σχέσεις 6 – 18, 6 – 19 για ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

Εξ. 6 - 8

Η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού M_{cr} υπολογίζεται από τις παρακάτω εξισώσεις

$$M_{cr} = A \left(\sqrt{B + C + D} - \sqrt{D} \right) \quad \text{Εξ. 6 - 9}$$

Όπου:

$$A = C_1 \frac{\pi_2 EI_z}{(kL)^2} \quad \text{Εξ. 6 - 10}$$

$$B = \left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} \quad \text{Εξ. 6 - 11}$$

$$C = \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \quad \text{Εξ. 6 - 12}$$

$$D = (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \quad \text{Εξ. 6 - 13}$$

Με :

L Μήκος μέλους

C_1, C_2, C_3 Συντελεστές εξαρώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης

$k, k_w = 1$ Συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων

I_t, I_z Σταθερά στρέψης, Ροπή αδράνειας περί τον ασθενή άξονα

$I_w = I_z \frac{h^2}{4}$ Σταθερά στρέβλωσης

Απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου,
 $z_g, z_j = z_s - \left[0.5 \int_A z (y^2 + z^2) dA \right] / I_y$.

Για συμμετρικές διατομές $z_g = z_s = 0$

Ο συντελεστής D για συμμετρικές διατομές μηδενίζεται.

Τελικά, για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτική παραμόρφωση ο συντελεστής χ_{LT} λαμβάνεται ίσος με μονάδα. Τα μέλη του δικτυώματος και οι διαδοκίδες μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος είναι μη ευαίσθητα μέλη.


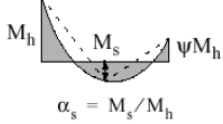
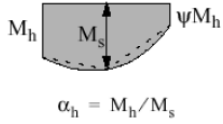
Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k προκύπτουν, σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EN1993.1.1, οι οποίοι παρουσιάζονται στους Πίνακες 6 - 3 , 6 - 4.

Πίνακας 6 - 3 : Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I διατομές RHS	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.

Πίνακας 6 - 4 : Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}		
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο	
 ψM	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
 ψM_h $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
 ψM_h $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.
Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:

συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

6.1.5 Έλεγχος σε λυγισμό μέλους

Ο έλεγχος λυγισμού πραγματοποιείται με βάση τα προβλεπόμενα από τον EN1993.2. Συγκεκριμένα για το μήκος λυγισμού σε μέλη δικτύωματος, αξιοποιείται το Παράρτημα D.2.

Η επάρκεια ενός θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{Εξ. 6 - 14}$$

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

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους κατηγορίας 1,2 ή 3 σε λυγισμό λαμβάνεται από την Σχέση 6 – 15 :

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Εξ. 6 - 15}$$

Όπου:

χ ο μειωτικός συντελεστής και

γ_{M1} ο συντελεστής ασφαλείας, που για γέφυρες ισούται με 1.1

Η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση 6 – 16, ως συνάρτηση της ανηγμένης λυγρότητας $\bar{\lambda}$ και του συντελεστή ατελειών α , ο οποίος εξαρτάται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ αλλά } \chi \leq 1 \quad \text{Εξ. 6 - 16}$$

Όπου:

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{Εξ. 6 - 17}$$

Για τον υπολογισμό της ανηγμένης λυγρότητας:

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{\beta L}{\sqrt{I/A}} \quad \text{Εξ. 6 - 18}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad \text{Εξ. 6 - 19}$$

Τότε

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{Εξ. 6 - 20}$$

Όπου:

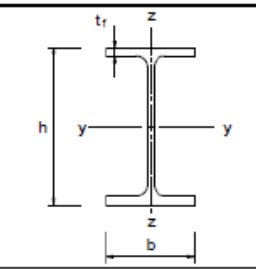
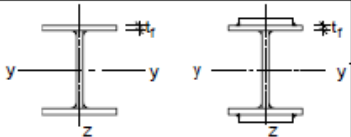

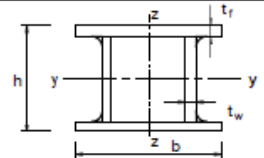
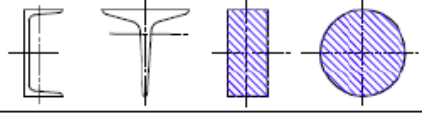
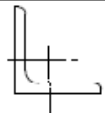
- Για μέλη δικτυώματος και λυγισμό εντός επιπέδου, από EN1993.2/AnnexD.2.1, $\beta = 0.9$ και $I = I_y$

- Για μέλη δικτυώματος και λυγισμό εκτός επιπέδου, από EN1993.2/Annex D.2.1, $\beta = 1.0$ και $I = I_z$

Για τον συντελεστή ατελειών a:

Πίνακας 6 - 5 : Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού					
Καμπύλη λυγισμού	a ₀	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών a	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Για συγκολλητή διατομή επιλέγεται η δυσμενέστερη από όλες τις εναλλακτικές που παρέχονται, καμπύλη, και αυτή είναι η c, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
 Ελαφές διατομές	$h/b > 1.2$	y-y z-z	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	b c
	$h/b \leq 1.2$	y-y z-z	$t_f < 100 \text{ mm}$	b c
			$t_f > 100 \text{ mm}$	d c
 Συγκολλητές I-διατομές	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	
 Κοίλες Διατομές	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	
 Συγκολλητές κτηλοποιϊκές διατομές	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0.5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	
 U, I- και σφαιρικές διατομές		Κάθε	c	
 L-διατομές		Κάθε	b	

Σχήμα 6 - 1 : Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

6.1.6 Έλεγχος σε τέμνουσα και αλληλεπίδραση τέμνουσας-κάμψης

Για έλεγχο επάρκειας μίας διατομής έναντι τέμνουσας, θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή να ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{Εξ. 6 - 21}$$

Όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό, η $V_{c,Rd}$ είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$, όπως δίνεται στη Σχέση 6 – 22.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} \quad \text{Εξ. 6 - 22}$$

Όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης και γ_{M0} ο συντελεστής ασφαλείας, για γέφυρες ίσος με μονάδα.

Η επιφάνεια διάτμησης για κοίλες ορθογωνικές διατομές με ομοιόμορφο πάχος, θεωρητικά λαμβάνεται από τους κάτωθι τύπους:

- Φορτίο παράλληλο ως προς το ύψος:

$$A_v = \frac{Ah}{(b+h)} \quad \text{Εξ. 6 - 23}$$

- Φορτίο παράλληλο ως προς το πλάτος:

$$A_v = \frac{Ab}{(b+h)} \quad \text{Εξ. 6 - 24}$$

Παράλληλα, όταν η δρώσα τέμνουσα δύναμη V_{Ed} είναι μεγαλύτερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$M_{y,N,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \rho \frac{A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Εξ. 6 - 25}$$

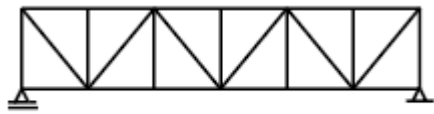
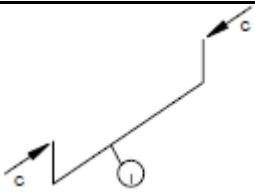
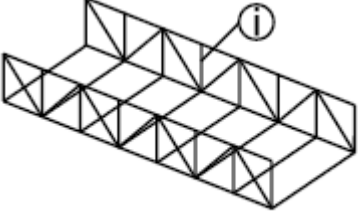
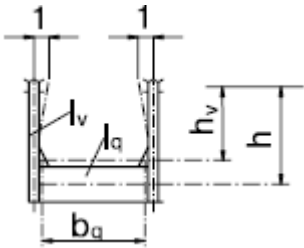
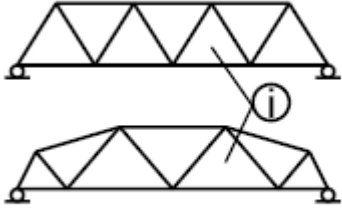
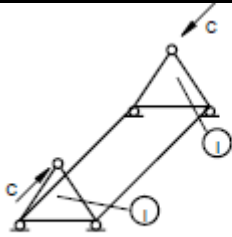
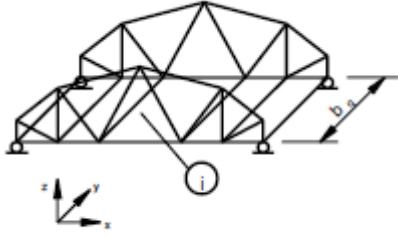
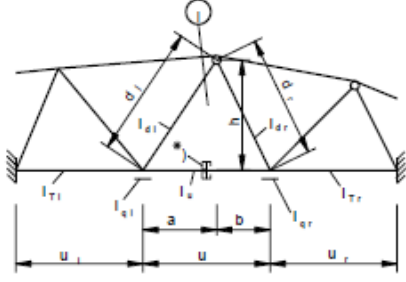
Όπου:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad \text{Εξ. 6 - 26}$$

6.1.7 Έλεγχος σε καθολικό πλευρικό λυγισμό άνω πέλματος δικτυώματος

Σε θλιβόμενα άνω πέλματα δικτυώματος σε ανοιχτές γέφυρες, είναι απαραίτητος ο έλεγχος σε καθολικό πλευρικό λυγισμό. Αυτό περιγράφεται αναλυτικά στο παράρτημα D.2.4 του EN1993.2.

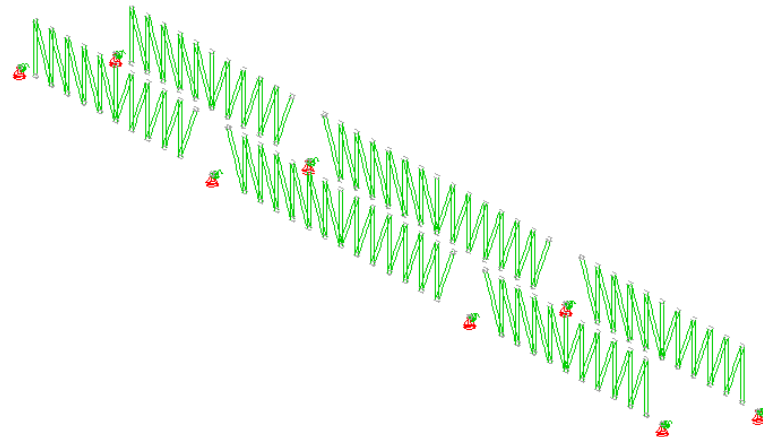
- Τα πέλματα του δικτυώματος μπορούν να προσομοιωθούν ως στύλοι με εγκάρσιες στηρίξεις
- Η δυσκαμψία των εγκάρσιων στηρίξεων μπορεί να προσδιοριστεί μέσω του παρακάτω πίνακα

Πίνακας 6 - 6 : Εγκάρσιες δυσκαμψίες Cd σε ανοικτά δικτυώματα		
	1	2
1	 <p>Δικτυωτή γέφυρα με ορθοστάτες</p>	
1a	 <p>Προσομοίωση</p>	 $C = \frac{EI_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 b_a I_v}{2I_a}}$
2	 <p>Δικτυωτές γέφυρες χωρίς ορθοστάτες</p>	 <p>2U-πλαίσιο σε δικτυωτή γέφυρα χωρίς ορθοστάτες</p>
2a	 <p>Προσομοίωση</p>	 <p>*) στρεπτική άρθρωση</p> <p>Μοντέλο: κάτω πέλμα πλαισίου-U με καμπτική δυσκαμψία I_e μόνο, γειτονικά κάτω πέλματα με στρεπτική δυσκαμψία I_T</p>
2b	<p>Δυσκαμψία ελατηρίου</p> $C = \frac{A + B - 2D}{AB - D^2} EI$	

6.2 Μέλη Δικτυώματος

6.2.1 Ορθοστάτες και διαγώνιοι εκτός στηρίξεων

Όλοι οι ορθοστάτες και οι διαγώνιοι, πλην αυτών που εντάσσονται στις ενισχυμένες διαμορφώσεις κοντά στις στηρίξεις και εξετάζονται στο υποκεφάλαιο 6.1.4, είναι διατομής 550x550x25, όπως παρουσιάστηκε στην ενότητα 2.2.4 και στο Σχήμα 2.7(α). Οι διατομές ελέγχονται σε ταυτόχρονη κάμψη και αξονική, σε αξονική, σε τέμνουσα, καθώς και σε λυγισμό μέλους.

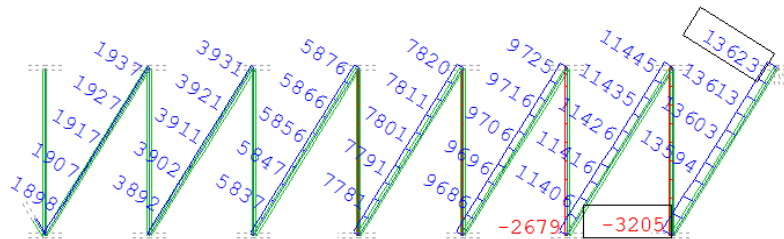


Σχήμα 6 - 2 : Εξεταζόμενα μέλη ορθοστατών και διαγωνίων

6.2.1.1 Έλεγχος αντοχής διατομής σε αξονική δύναμη

Με βάση την εξίσωση 6 – 1, η αντοχή της διατομής σε αξονική δύναμη είναι:

$$N_{Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{525\text{cm}^2 * 35.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1.0} = 18637.5\text{kN}$$



Σχήμα 6 - 3 : Μέγιστη αξονική δύναμη

Η μέγιστη αξονική δύναμη σχεδιασμού προκύπτει από τις αναλύσεις:

$$N_{Ed} = 13623\text{kN}$$

Συνεπώς ο έλεγχος ικανοποιείται. (73%)

6.2.1.2 Έλεγχος αντοχής διατομής σε αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης και αξονικής

Ελέγχονται συνολικά 6 διαφορετικοί συνδυασμοί ταυτόχρονης διαξονικής κάμψης παρουσία αξονικής δύναμης. Ο κάθε συνδυασμός αντιπροσωπεύει τη διατομή στην οποία μεγιστοποιείται ένα από τα τρία μεγέθη είτε θετικά είτε αρνητικά. Η θέση στην οποία μεγιστοποιείται ένα μέγεθος μπορεί να διαφέρει από τη θέση στην οποία μεγιστοποιείται ένα άλλο.

Στους παρακάτω πίνακες αναγράφονται τα ελεγχόμενα εντατικά μεγέθη, οι απομειωμένες αντοχές καθώς και ο τελικός έλεγχος του κάθε συνδυασμού, σύμφωνα με τη μεθοδολογία που περιγράφηκε στην ενότητα 6.1.3. Ο υπολογισμός των απομειωμένων αντοχών πραγματοποιείται με βάση τους τύπους 6 – 3 ως 6 – 6 και ο έλεγχος του συνδυασμού με βάση τον τύπο 6 – 7. Στους Πίνακες 6 – 7 και

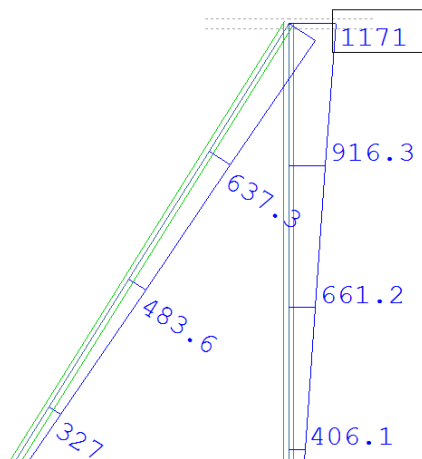
6 – 8 υπολογίζοντα τα βασικά χαρακτηριστικά της διατομής, ενώ στον πίνακα 6 - 9 γίνονται οι έλεγχοι, όπως περιγράφηκε, για κάθε κρίσιμη θέση.

Πίνακας 6 - 7			Πίνακας 6 - 8			
Στοιχεία διατομής			Κατηγορία διατομής			1
b	55	cm	h	t	c/t	33ε
h	55	cm	540	25	21	26,7
t	2.5	cm	Αντοχές			
A	525	cm ²	M _{pl,Rd} ^y	3672.0	kNm	
A _{v,y}	224	cm ²	M _{pl,Rd} ^z	3672.0	kNm	
A _{v,z}	224	cm ²	N _{b,Rd}	18637.5	kN	
I _y	241718.75	cm ⁴	V _{c,Rd} ^y	4591.1	kN	
I _z	241718.75	cm ⁴	V _{c,Rd} ^z	4591.1	kN	
W _{pl,y}	10343.75	cm ³	a _w	0.476	<0.5	
W _{pl,z}	10343.75	cm ³	a _f	0.476	<0.5	
E	21000	kN/cm ²				

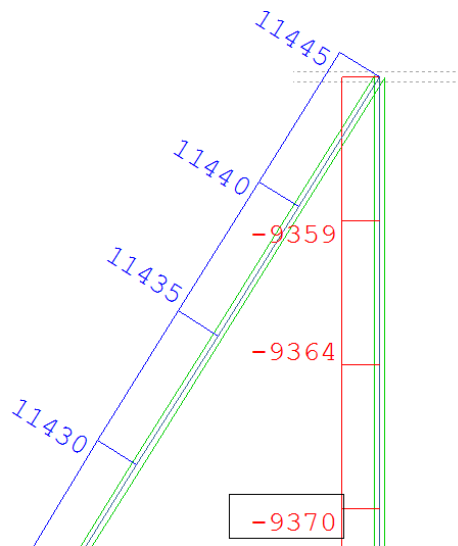
Πίνακας 6 - 9: Μεγέθη σχεδιασμού σε ορθοστάτες και διαγωνίους					
Max	Παράλληλα μεγέθη		Απομειωμένες αντοχές		Έλεγχος συνδυασμού (<1)
M _y ⁺ 1171	M _z 17.6	N -9359	M _{N,Rd} ^y 7242.3	M _{N,Rd} ^z 7242.3	0.16
M _y ⁻ -1173	M _z 11.9	N -9347	7236.6	7236.6	0.16
M _z ⁺ 320.3	M _y 440.5	N 7156	2969.0	2969.0	0.26
M _z ⁻ -320.9	M _y 444.3	N 7200	2957.7	2957.7	0.26
N ⁺ 13634	M _y 587.3	M _z 0.2	1293.9	1293.9	0.45
N ⁻ -9418	M _y -1125	M _z -60.7	7256.3	7256.3	0.16

Οι διατομές επαρκούν. (16-45%)

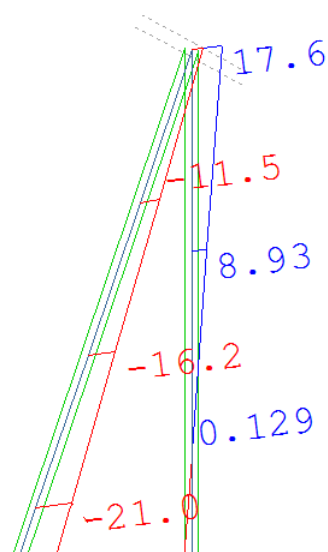
Ενδεικτικά παρατίθενται στα σχήματα 6 - 6 (a-d) τα εντατικά μεγέθη στην κρίσιμη θέση της πρώτης γραμμής του Πίνακα 6 – 4, δηλαδή για μέγιστη θετική ροπή M_y⁺:



Σχήμα 6 - 4 (α) : Κόμβος με τη μέγιστη ροπή κάμψης [M_{y,Ed^+}]



Σχήμα 6 – 6 (β) : Ταυτόχρονη τιμή της αξονικής στον εξεταζόμενο κόμβο[N]



Σχήμα 6 – 6 (γ) : Ταυτόχρονη τιμή ροπής κάμψης κατά z στον εξεταζόμενο κόμβο [M_z]

6.2.1.3 Έλεγχος αντοχής μέλους σε διαξονική κάμψη

Όπως υπολογίζεται στην ενότητα 6.2.1.4, $\chi_y = 0.8764$ και $\chi_z = 0.8487$

Από Πίνακα 6 – 4:

$$C_{my} : \psi_y = \frac{-345}{1171} = -0.295 \rightarrow C_{my} = 0.6 + 0.4 * (-0.295) = 0.482 > 0.4$$

$$C_{mz} : \psi_z = \frac{5}{320.3} = 0.016 \rightarrow C_{mz} = 0.606 > 0.4$$

Με χρήση των τύπων του Πίνακα 6 – 3 προκύπτουν οι τιμές του Πίνακα 6 – 10. Οι τιμές της λυγηρότητας προκύπτουν από την ενότητα 6.2.1.4.

Πίνακας 6 - 10 : Τιμές συντελεστών αλληλεπίδρασης					
C_{my}	C_{mz}	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_y	χ_z
0.482	0.606	0.439	0.488	0.8764	0.8497
k_{yy}		k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	
0.555	<0.727	0.576	0.333	0.720	<0.923

Οι ορθοστάτες είναι μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, οπότε $\chi_{LT} = 1$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_z / \gamma_{M1}} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{9424}{0.8764 * 18637 / 1.1} + 0.555 \frac{1171}{3672 / 1.1} + 0.576 \frac{320.9}{3672 / 1.1} = 0.885 < 1$$

Και

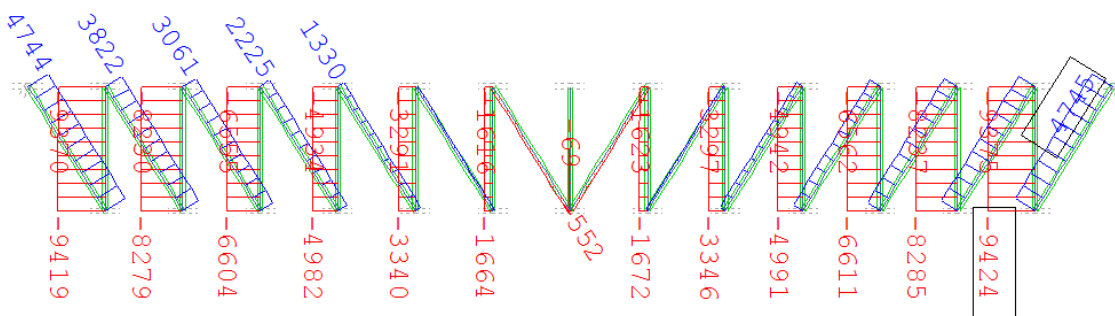
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_z / \gamma_{M1}} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{9424}{0.8497 * 18637 / 1.1} + 0.333 \frac{1171}{3672 / 1.1} + 0.720 \frac{320.9}{3672 / 1.1} = 0.841 < 1$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

6.2.1.4 Έλεγχος λυγισμού μέλους

Ο έλεγχος λυγισμού πραγματοποιείται σύμφωνα με την παράγραφο 6.1.5. Η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη σε αυτή την ομάδα μελών εμφανίζεται σε ορθοστάτες:



Σχήμα 6 - 5 : Περιβάλλουσα μέγιστης θλιπτικής αξονικής δύναμης, μεγέθυνση στο μεσαίο άνοιγμα

Δρώσα θλιπτική δύναμη σχεδιασμού: $N_{Ed} = -9424kN$

Πίνακας 6 - 11 : Έλεγχος λυγισμού			
Εντός επιπέδου		Εκτός επιπέδου	
β	0.90	β	1.00
L	8.00	L	8.00
L_{cr}	7.20	L_{cr}	8.00
$N_{cr,y}$	96543.70	$N_{cr,y}$	78200.04
λ	33.55	λ	37.28
λ_1	76.41	λ_1	76.41
$\bar{\lambda}$	0.44	$\bar{\lambda}$	0.49
Φ	0.66	Φ	0.69
α_{LT}	0.49	α_{LT}	0.49
χ	0.8764	χ	0.8497
$N_{b,Rd,y}$	N_{Ed}	$N_{b,Rd,y}$	N_{Ed}
14849	9424	14397	9424

Συνεπώς ικανοποιείται η απαίτηση του ελέγχου 6 – 8. (63-65%)

6.2.1.5 Έλεγχος σε τέμνουσα και αλληλεπίδραση τέμνουσας-κάμψης

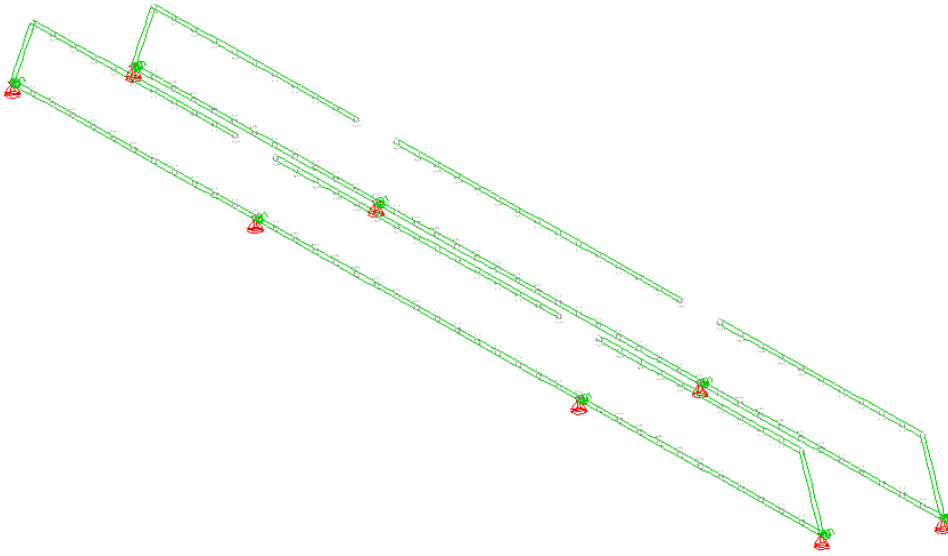
Ο έλεγχος πραγματοποιείται, σύμφωνα με τα όσα προβλέπονται στην ενότητα 6.1.5. Η δρώσα τέμνουσα συγκρίνεται με τη μισή πλαστική αντοχή σε τέμνουσα ώστε να ελεγχθεί αν απαιτείται απομείωση αντοχής σε ροπή κάμψης.

Πίνακας 6 - 12 : Τέμνουσα	
$V_{Ed,y}$	$0.5 V_{pl,y}$
48.4	2295.5
$V_{Ed,z}$	$0.5 V_{pl,z}$
287.2	2295.5

Συνεπώς, η διατομή επαρκεί (1%-6%) και δεν χρειάζεται απομείωση.

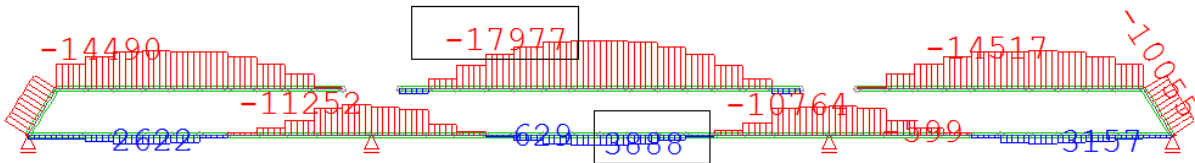
6.2.2 Έλεγχος επάρκειας πελμάτων δικτυώματος εκτός στηρίξεων

Ελέγχεται η επάρκεια των πελμάτων σε αξονική, αλληλεπίδραση αξονικής και κάμψης, λυγισμό και τέμνουσα. Κατόπιν στο τέλος του κεφαλαίου 6.2 παρουσιάζεται ένας εξειδικευμένος έλεγχος καθολικού πλευρικού λυγισμού της άνω πέλματος. Σε αυτό το κεφάλαιο εξετάζονται το κάτω και το άνω πέλμα, εκτός της περιοχής της στήριξης, στην οποία υπάρχει ειδική ενίσχυση μεγαλύτερου πάχους, σε ένα μήκος 10m. Εξετάζεται, λοιπόν, ενιαία συγκολλητή διατομή 600x800x30, όπως αυτή παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.4(α).



Σχήμα 6 - 6 : Ελεγχόμενα τμήματα μη ενισχυμένων πελμάτων δικτύωματος

6.2.2.1 Έλεγχος αντοχής διατομής σε αξονική δύναμη



Σχήμα 6 - 7 : Μέγιστη αξονική δύναμη

$$N_{Ed} = 17977 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804 * 35.5}{1.0} = 28542 \text{ kN} \rightarrow N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Συνεπώς, η διατομή επαρκεί σε αξονική δύναμη. (60%)

6.2.2.2 Έλεγχος αντοχής διατομής σε αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης και αξονικής

Όπως ακριβώς περιγράφηκε στην ενότητα 6.2.1.2, ελέγχονται όλες οι διατομές των πελμάτων του σε όλους τους συνδυασμούς. Οι έλεγχοι παρουσιάζονται στους Πίνακες 6 – 13 ως 6 – 15 :

Πίνακας 6 - 13 : Στοιχεία διατομής		
b	60	cm
h	40	cm
t	3	cm
A	804	cm ²
A _{v,y}	226.8	cm ²
A _{v,z}	345.6	cm ²
I _y	736492	cm ⁴
I _z	468972	cm ⁴
W _{pl,y}	22074	cm ³
W _{pl,z}	18054	cm ³
E	21000	kN/cm ²

Πίνακας 6 - 14 : Κατηγορία διατομής			
Κατηγορία διατομής			1
h	t	c/t	33ε
600	30	20	26,7
Αντοχές			
M _{y,pl,Rd}	7863.3	kNm	
M _{z,pl,Rd}	6409.2	kNm	
N _{b,Rd}	28542.0	kN	
V _{y,c,Rd}	4648.5	kN	
V _{z,c,Rd}	7083.4	kN	
a _w	0.500	<0.552	
a _f	0.403	<0.5	

Πίνακας 6 - 15 : Μεγέθη σχεδιασμού σε ορθοστάτες και διαγωνίους					
Max	Παράλληλα μεγέθη		Απομειωμένες αντοχές		Έλεγχος συνδυασμού (<1)
M_y^+ 1313	M_z -219.7	N 2391	$M_{N,Rd}$ 9573.1	$M_{N,Rd}^2$ 7534.1	0.17
M_y^- -3262	M_z -405.1	N -9541	13941.0	10709.5	
M_z^+ 656.8	M_y -777.8	N -9855	14056.0	10797.8	0.12
M_z^- -909.9	M_y -531.1	N -10073	14135.8	10859.1	0.12
N^+ 10724	M_y -975.3	M_z 133.6	6522.6	5010.7	0.18
N^- -17979	M_y 624.3	M_z 93.4	16993.0	13054.0	0.04

Συνεπώς οι διατομές επαρκούν σε διαξονική κάμψη. (4-27%)

6.2.2.3 Έλεγχος αντοχής μέλους σε αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης και αξονικής

$$\psi_y = \frac{250}{-3262} = -0.077$$

$$\psi_z = \frac{51}{-909.0} = -0.056$$

Πίνακας 6 - 16 : Τιμές συντελεστών αλληλεπίδρασης					
C_{m_y}	C_{m_z}	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_y	χ_z
0.569	0.578	0.187	0.274	1.0	0.9639
k_{yy}		k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	
0.567	<0.833	0.578	0.340	0.607	<0.909

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_z / \gamma_{M1}} = 0.983 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_z / \gamma_{M1}} = 0.965 < 1$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

6.2.2.4 Έλεγχος λυγισμού μέλους

Σε αυτή την ενότητα ελέγχεται ο λυγισμός τμήματος του θλιβόμενου πέλματος, μήκους 5m μεταξύ των διαδοχικών ορθοστατών. Στο τέλος του κεφαλαίου ελέγχεται ο καθολικός πλευρικός λυγισμός για το άνω πέλμα του δικτυώματος. Η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη παρουσιάζεται στο Σχήμα 6 – 10, και εμφανίζεται στο μέσο του άνω πέλματος, με τιμή $N_{Ed} = 17979kN$

Υπολογισμός αντοχής πέλματος σε λυγισμό, για μήκος 5m, με ανάλογη διαδικασία με την ενότητα 6.1.4. Σημειώνεται ότι αν $\bar{\lambda} \leq 0.2$ τότε ο συντελεστής λυγισμού χ παίρνει μοναδιαία τιμή.

Πίνακας 6 - 17 : Έλεγχος λυγισμού			
Εντός επιπέδου		Εκτός επιπέδου	
β	0.90	β	1.00
L	5.00	L	5.00
L_{cr}	4.50	L_{cr}	5.00
$N_{cr,y}$	753046.16	$N_{cr,y}$	388405.61
λ	14.87	λ	20.70
λ_1	76.41	λ_1	76.41
$\bar{\lambda}$	0.19	$\bar{\lambda}$	0.27
Φ	0.52	Φ	0.55
α_{LT}	0.49	α_{LT}	0.49
χ	1.0	χ	0.9639
$N_{b,Rd,y}$	N_{Ed}	$N_{b,Rd,y}$	N_{Ed}
25947	17977	25012	17977

Συνεπώς οι ικανοποιούνται οι έλεγχοι λυγισμού. (70-72%)

6.2.2.5 Έλεγχος επάρκειας σε τέμνουσα και αλληλεπίδραση τέμνουσας-κάμψης

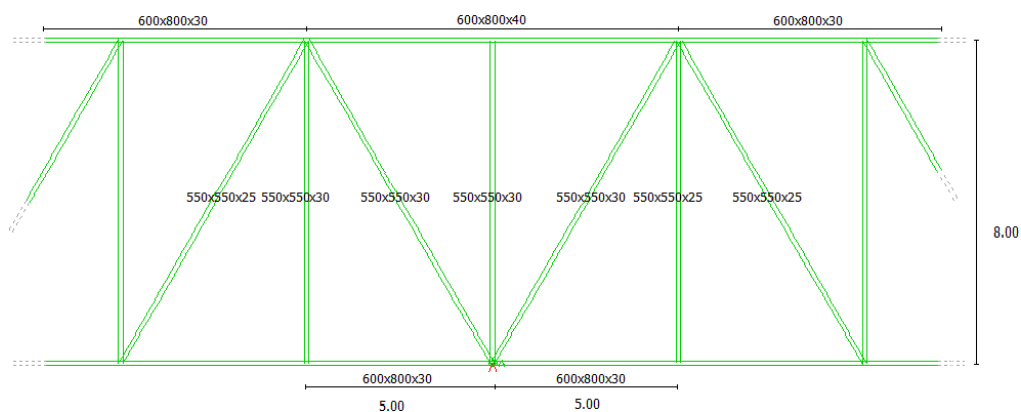
Με βάση την ενότητα 6.1.5, ελέγχεται η αντοχή της διατομής σε τέμνουσα και εάν υπάρχει η απαίτηση για απομείωση αντοχής σε ροπή κάμψης από την επίδραση σημαντικής τιμής της τέμνουσας.

Πίνακας 6 - 18 : Τέμνουσα	
$V_{Ed,y}$	$0.5 V_{pl,y}$
187.4	2324.4
$V_{Ed,z}$	$0.5 V_{pl,z}$
865.2	3541.7

Συνεπώς οι έλεγχοι ικανοποιούνται. (4-12%)

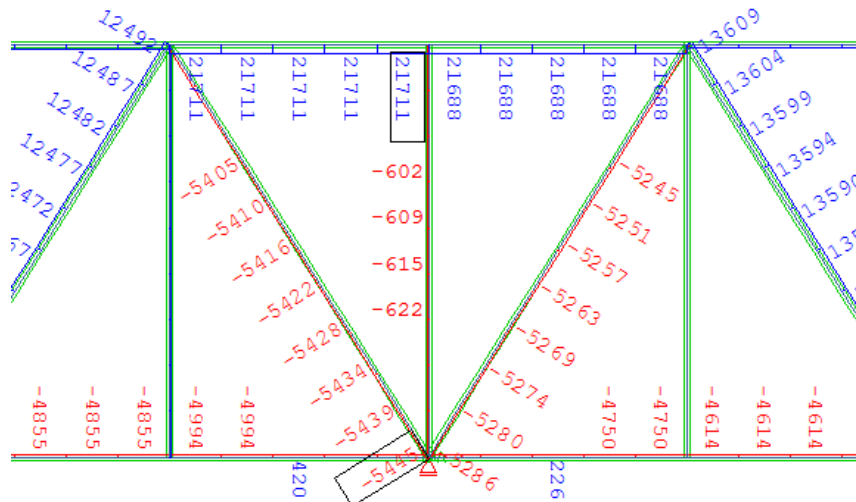
6.2.3 Έλεγχοι για ενίσχυση στηρίξεων

Όπως έχει αναφερθεί στο Κεφ.2, οι στηρίξεις διαμορφώνονται έτσι ώστε να ενισχύεται η αντοχή τους έναντι των μεγάλων εντατικών μεγεθών που πρέπει να μεταφέρουν.

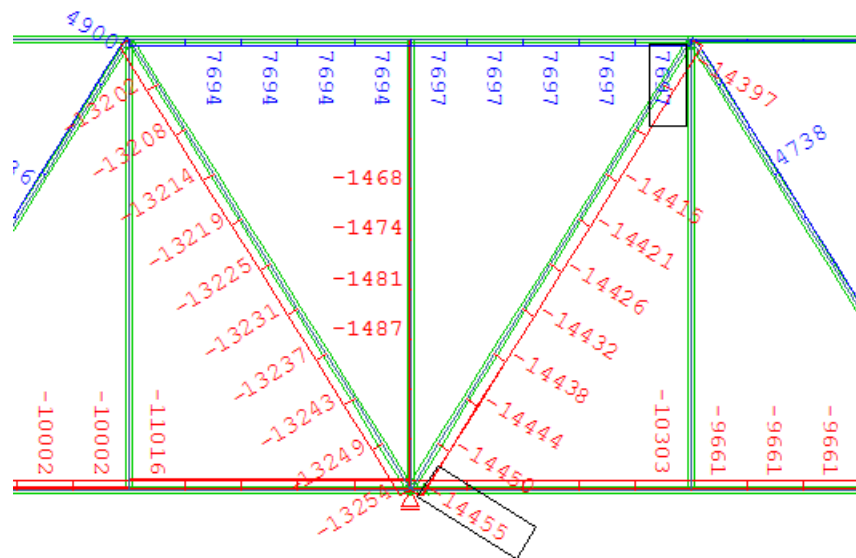


Σχήμα 6 - 8 : Διαμόρφωση δικτυώματος και διατομών στις στηρίξεις

6.2.3.1 Έλεγχος αντοχής διατομών σε αξονική δύναμη



Σχήμα 6 - 9 : Μέγιστη εφελκυστική αξονική δύναμη (τμήμα άνω πέλματος)



Σχήμα 6 - 10 : Μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη (διαγώνιοι)

- Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό (διατομή άνω πέλματος, 600x800x40)

$$N_{Ed}^+ = 21711 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1056 * 35,5}{1,0} = 37488 \text{ kN}$$

Άρα ο έλεγχος ικανοποιείται και η διατομή επαρκεί. (58%)

- Έλεγχος διατομής σε θλίψη (διατομή ορθοστάτη και διαγωνίου, 550x550x30)

$$N_{Ed}^- = -14455 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{624 * 35,5}{1,0} = 22152 \text{ kN}$$

Άρα ο έλεγχος ικανοποιείται και η διατομή επαρκεί. (65%)

6.2.3.2 Έλεγχος σε αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης και αξονικής

Σε αντιστοιχία με τους προηγούμενους ελέγχους, πραγματοποιείται ο έλεγχος σε αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης και αξονικής.

- Έλεγχος για διατομές διαγωνίου και ορθοστατών

b	55	cm
h	55	cm
t	3	cm
A	624	cm ²
A _{v,y}	267.8	cm ²
A _{v,z}	267.8	cm ²
I _y	282152	cm ⁴
I _z	282152	cm ⁴
W _{pl,y}	12181.5	cm ³
W _{pl,z}	12181.5	cm ³
E	21000	kN/cm ²

Κατηγορία διατομής			1
h	t	c/t	33ε
540	30	18	26,7
Αντοχές			
M _{y,pl,Rd}	4324.4		kNm
M _{z,pl,Rd}	4324.4		kNm
N _{b,Rd}	22152.0		kN
V _{c,Rd}	5488.8		kN
V _{c,Rd}	5488.8		kN
a _w	0.471		<0.5
a _f	0.471		<0.5

Max	Παράλληλα μεγεθη		Απομειωμένες αντοχές		Έλεγχος συνδυασμού (<1)
M _y ⁺ 1168	M _z 78.2	N 604.1	M _{y,N,Rd} 5502.8	M _{z,N,Rd} 5502.8	0.23
M _y ⁻ -1169	M _z 89.9	N -14071	9250.5	9250.5	0.14
M _z ⁺ 312.2	M _y 209.6	N -6653	7356.1	7356.1	0.07
M _z ⁻ -316.7	M _y 242.5	N -6643	7353.6	7353.6	0.08
N ⁺ 1307	M _y 914.2	M _z 9.1	5654.8	5654.8	0.16
N ⁻ -14455	M _y 62.7	M _z 4.3	5656.0	5656.0	0.01

- Έλεγχος για διατομή ενισχυμένου τμήματος άνω πέλματος

b	60	cm
h	80	cm
t	4	cm
A	1056	cm ²
A _{v,y}	359	cm ²
A _{v,z}	549	cm ²
I _y	942600	cm ⁴
I _z	596400	cm ⁴
W _{pl,y}	28608	cm ³
W _{pl,z}	23328	cm ³
E	21000	kN/cm ²

Κατηγορία διατομής			1
h	t	c/t	33ε
590	40	17.1	26,7
Αντοχές			
M ^y _{pl,Rd}	10155.8	kNm	
M ^z _{pl,Rd}	8281.4	kNm	
N _{b,Rd}	37488.0	kN	
V ^y _{c,Rd}	7358.0	kN	
V ^z _{c,Rd}	11252.3	kN	
a _w	0.5	<0.54	
a _f	0.394	<0.5	

Max	Παράλληλα μεγέθη		Απομειωμένες αντοχές		Έλεγχος συνδυασμού (<1)
M _y ⁺ 372	M _z -258.4	N 17240	M ^y _{N,Rd} 7313.8	M ^z _{N,Rd} 5570.1	0.10
M _y ⁻ -3228	M _z -7.7	N 21227	5873.7	4473.3	0.55
M _z ⁺ 278	M _y 348.8	N 16797	7473.8	5692.0	0.10
M _z ⁻ -285.5	M _y 349.8	N 12800	8917.6	6791.5	0.08
N ⁺ 21712	M _y 242.8	M _z 9.7	13537.6	10310.1	0.02
N ⁻ -	M _y -	M _z -	-	-	-

6.2.3.3 Έλεγχος αντοχής μέλους σε αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης και αξονικής

Ο έλεγχος γίνεται μόνο για τα μέλη ορθοστατών-διαγωνίων, δεδομένου ότι το ενισχυμένο άνω πέλμα του δικτυώματος δεν θλίβεται.

$$\psi_y = \frac{402}{-1169} = -0.344$$

$$\psi_z = \frac{-99}{-316.7} = 0.313$$

C _{my}	C _{mz}	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_y	χ_z
0.462	0.475	0.522	0.580	0.8304	0.7969
k _{yy}		k _{yz}	k _{zy}	k _{zz}	
0.591	<0.781	0.510	0.354	0.638	<0.817

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_z / \gamma_{M1}} = 0.972 < 1$$

Και

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rd} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_z / \gamma_{M1}} = 0.915 < 1$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται

6.2.3.4 Έλεγχος λυγισμού μέλους

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με την παράγραφο 6.1.4, αποκλειστικά για τα μέλη ορθοστατών-διαγωνίων, δεδομένου ότι σε καμία φόρτιση δεν επέρχεται θλίψη του ενισχυμένου τμήματος του άνω πέλματος. Δεδομένου ότι η μέγιστη θλιπτική δύναμη εμφανίζεται σε διαγωνίους, οι οποίοι έχουν και μεγαλύτερο μήκος, συνεπώς είναι πιο ευπαθείς σε λυγισμό, το μήκος υπολογίζεται:

$$L = \sqrt{8^2 + 5^2} = 9.43m$$

Πίνακας 6 - 26: Έλεγχος λυγισμού διαγωνίου			
Εντός επιπέδου		Εκτός επιπέδου	
β	0.90	β	1.00
L	9.43	L	9.43
L_{cr}	8.49	L_{cr}	9.43
$N_{cr,y}$	81106.06	$N_{cr,y}$	65695.91
λ	39.91	λ	44.35
λ_1	76.41	λ_1	76.41
$\bar{\lambda}$	0.52	$\bar{\lambda}$	0.58
Φ	0.72	Φ	0.76
α_{LT}	0.49	α_{LT}	0.49
χ	0.8304	χ	0.7969
$N_{b,Rd,y}$	N_{Ed}	$N_{b,Rd,y}$	N_{Ed}
16723	14455	16049	14455

Συνεπώς οι έλεγχοι λυγισμού ικανοποιούνται. (87-90%)

6.2.3.5 Έλεγχοι επάρκειας σε τέμνουσα και αλληλεπίδραση τέμνουσας και ροπής κάμψης

Σύμφωνα με την ενότητα 6.1.5, ελέγχεται η αντοχή των διατομών σε τέμνουσα. Η σύγκριση γίνεται με το 50% της αντοχής της διατομής, ώστε να ελεγχθεί αν χρειάζεται απομείωση αντοχής σε ροπή κάμψης.

- Έλεγχος διαγωνίων και ορθοστατών

Πίνακας 6 - 27: Τέμνουσα διαγωνίων/ορθοστατών	
$V_{Ed,y}$	$0.5 V_{pl,y}$
35.2	2744
$V_{Ed,z}$	$0.5 V_{pl,z}$
289.1	2744

- Έλεγχος άνω πέλματος

Πίνακας 6 - 28 : Τέμνουσα άνω πέλματος	
$V_{Ed,y}$	$0.5 V_{pl,y}$
58.2	3679
$V_{Ed,z}$	$0.5 V_{pl,z}$
744.6	5623

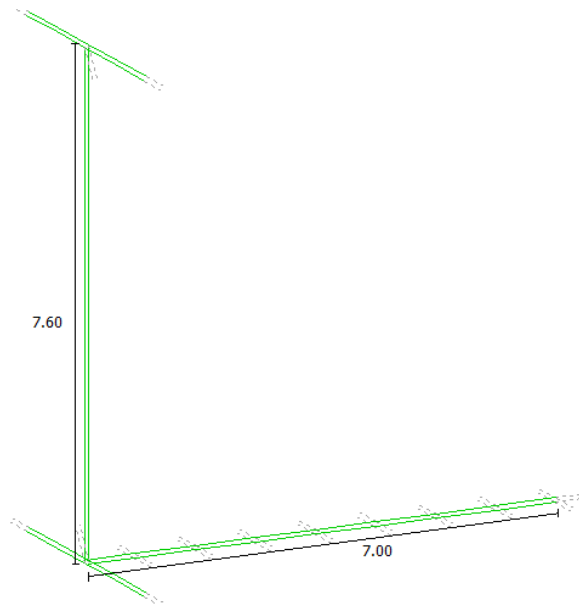
Άρα, οι έλεγχοι σε τέμνουσα ικανοποιούνται και δεν χρειάζεται απομείωση ροπής αντοχής. (7%)

6.2.4 Έλεγχος άνω πέλματος δικτυώματος σε καθολικό πλευρικό λυγισμό

Ο έλεγχος αυτός περιγράφεται λεπτομερώς στην ενότητα 6.1.6

6.2.4.1 Υπολογισμός δυσκαμψίας πλαισίου U

Με βάση τον Πίνακα 6 – 2, και συγκεκριμένα το στοιχείο 2.2 του πίνακα, υπολογίζεται η δυσκαμψία για κάθε πλαίσιο μορφής U. Προφανώς η δυσκαμψία των ελατηρίων για κάθε πέλμα ισούται με τη μισή δυσκαμψία του πλαισίου U.



Σχήμα 6 - 11 : Μισό πλαίσιο μορφής U

Μήκη μελών:

- Απόσταση κέντρων βάρους άνω και κάτω πελμάτων: $h = 7.60m$
- Καθαρό μήκος ορθοστάτη: $h_{net} = 7.20m$
- Μήκος διαδοκίδας: $b_{net} = 14.0m$

Για τα ελατήρια εκτός των στηρίξεων:

- Ροπή αδράνειας ορθοστάτη (550x550x25): $I_v = 241719cm^4$
- Ροπή αδράνειας διαδοκίδας I (750x550x25): $I_q = 1673000cm^4$

$$- \text{ Δυσκαμψία ελατηρίου: } C = \frac{EI_v}{\frac{h_{net}^3}{3} + \frac{h^2 b_{net} I_v}{2I_q}} = \frac{21000 * 241719}{\frac{720^3}{3} + \frac{760^2 * 1400 * 241719}{2 * 1673000}} = 2776 \text{ kN / m}$$

Για τα ελατήρια των στηριξεων, στα οποία οι ορθοστάτες είναι ενισχυμένοι

$$- \text{ Ροπή αδράνειας ορθοστάτη (550x550x30): } I_v = 282152 \text{ cm}^4$$

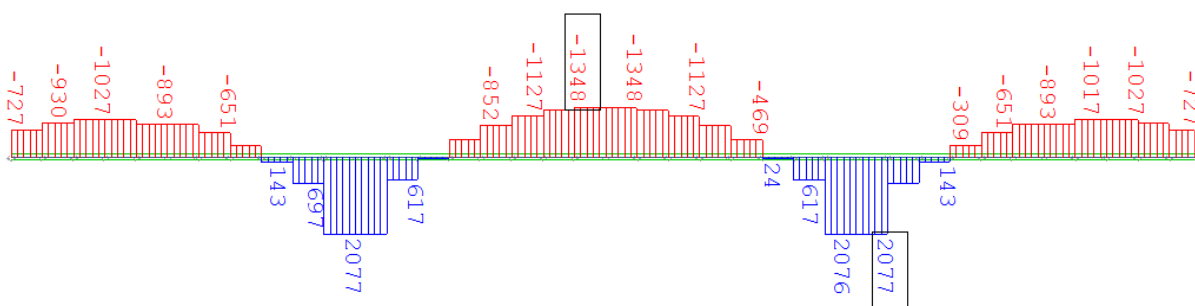
$$- \text{ Ροπή αδράνειας διαδοκίδας I (750x550x25): } I_q = 1673000 \text{ cm}^4$$

$$- \text{ Δυσκαμψία ελατηρίου: } C' = \frac{EI_v}{\frac{h_{net}^3}{3} + \frac{h^2 b_{net} I_v}{2I_q}} = \frac{21000 * 282152}{\frac{720^3}{3} + \frac{760^2 * 1400 * 282152}{2 * 1673000}} = 3076 \text{ kN / m}$$

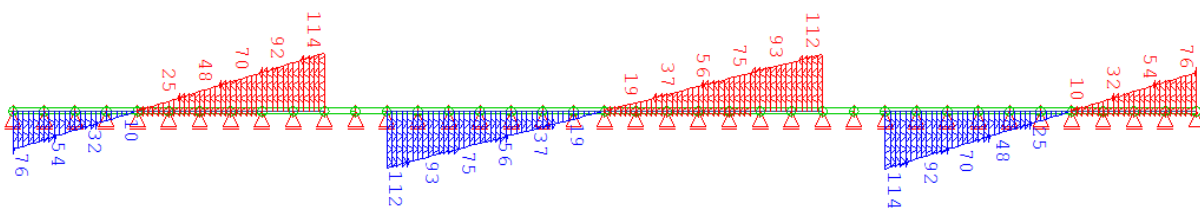
6.2.4.2 Ανάλυση μοντέλου για πλευρικό καθολικό λυγισμό

Στο μοντέλο που παρουσιάστηκε στην ενότητα 5.4, σε κάθε ελατήριο που στηρίζει πλευρικά τη δοκό δίνεται η τιμή που υπολογίστηκε παραπάνω.

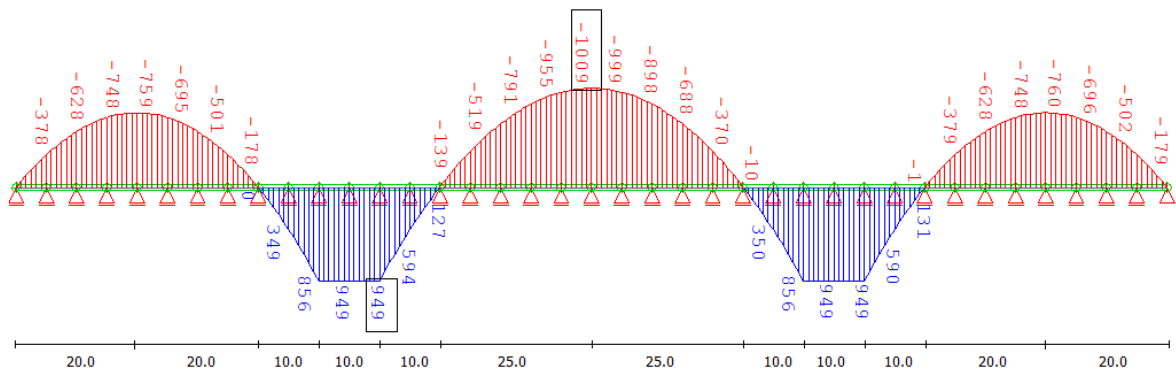
Για την άσκηση του αξονικού φορτίου στο μοντέλο, μία λύση θα ήταν να ασκηθεί στο ένα άκρο της δοκού μία σταθερή αξονική δύναμη. Αυτή η λύση θα προκαλούσε μια σταθερή καθολική θλιπτική ένταση, η οποία, όμως, δεν ανταποκρίνεται στην πραγματική εντατική κατάσταση στην οποία υπόκειται η δοκός. Η πραγματική αξονική ένταση του άνω πέλματος του δικτυώματος σε καθολικά κατανεμημένα φορτία φαίνεται στο σχήμα 6 – 15 (α), όπου είναι το διάγραμμα αξονικών για το ίδιο βάρος. Για να αναπαρασταθεί αυτή η μορφή του διαγράμματος επιλέγεται ένα πιο σύνθετο μεταβλητό φορτίο, όπως αυτό παρουσιάζεται στο Σχήμα 6 – 15 (β). Οι αναλογίες ανάμεσα στις τιμές της δρώσας αξονικής δύναμης στα τρία ανοίγματα έχουν προκύψει έτσι, από το διάγραμμα του ίδιου βάρους. Δηλαδή έχουν επιλεγεί έτσι, ώστε τα μήκη τα οποία θλιβονται και αντίστοιχα εφελκούνται να είναι ίδια με τα πραγματικά.



Σχήμα 6 – 15 (α) : Διάγραμμα αξονικής έντασης λόγω ίδιου βάρους



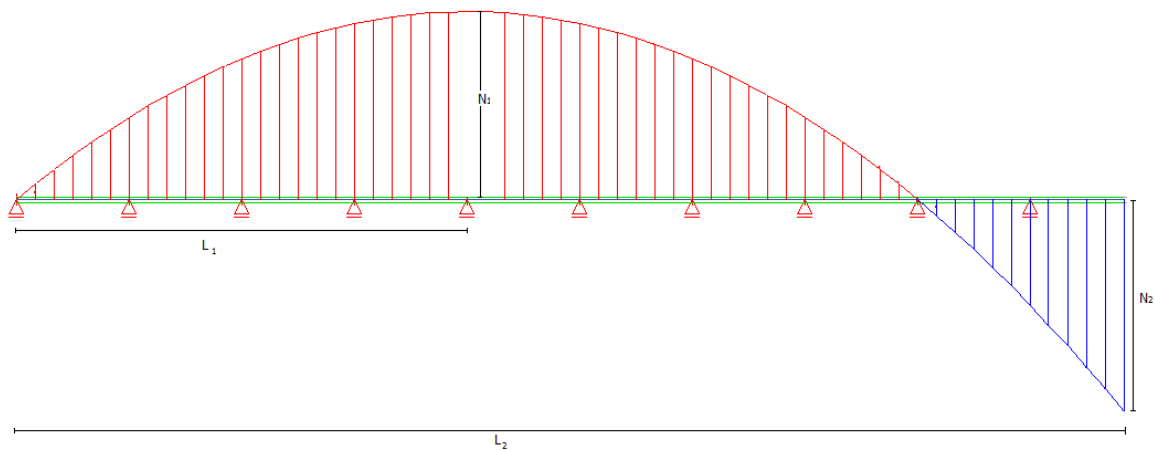
Σχήμα 6 - 12 (β) : Ασκούμενο αξονικό φορτίο



Σχήμα 6 - 13 : Προκύπτουσα αξονική ένταση

Οι τιμές του αξονικού φορτίου, δεδομένης της αξονικής έντασης που επιθυμούμε να αναπτυχθεί, προκύπτουν ως εξής:

Γνωρίζουμε ότι η αναλογία αξονικής έντασης μεταξύ ακραίου και μεσαίου ανοίγματος από τις φορτίσεις του ίδιου βάρους είναι 0.76. Οπότε σκοπεύουμε να αναπτυχθεί μέγιστη αξονική ίση με περίπου 1000kN στο μεσαίο και 760kN στα δύο ακραία.



Σχήμα 6 - 14 : Υπόδειγμα για τον υπολογισμό του φορτίου

Για κάθε τμήμα ισχύει

$$q_1 = \frac{2N_1}{L_1} \quad \text{και} \quad q_2 = \frac{L_2 - L_1}{L_1} q_1$$

Ακραία ανοίγματα:

$$L_1 = 20\text{m}, L_2 = 50$$

$$q_1 = \frac{2 * 760}{20} = 76\text{kN} / \text{m}$$

$$q_2 = 76 \frac{50 - 20}{20} = 114\text{kN} / \text{m}$$

Μεσαίο άνοιγμα:

$$L_1 = 25\text{m}, L_2 = 60$$

$$q_1 = \frac{2 * 1000}{25} = 80\text{kN} / \text{m}$$

$$q_2 = 80 \frac{60 - 25}{25} = 112\text{kN} / \text{m}$$

6.2.4.3 Έλεγχος πλευρικού λυγισμού

Γίνεται ανάλυση ελαστικού λυγισμού με ειδικό λογισμικό. Προκύπτει:

$$N_{cr} = 67.06 * 1000kN = 67060kN$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{804 * 35.5}{67060}} = 0.65239$$

$$\Phi = 0.5 \left\{ 1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right\} = 0.5 \left\{ 1 + 0.49(0.65239 - 0.2) + 0.65239^2 \right\} = 0.82365$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.82365 + \sqrt{0.82365^2 - 0.65239^2}} = 0.754$$

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} = 0.754 \frac{804 * 35.5}{1.10} = 19562kN$$

Η μέγιστη θλιπτική αξονική, από την περιβάλλουσα των φορτίσεων ΟΚΑ είναι $N_{Ed} = 17224kN$

Συνεπώς ο έλεγχος ικανοποιείται. (88%)

6.3 Πλάκα σκυροδέματος

Επιλύεται το προσομοίωμα που περιγράφηκε στην ενότητα 5.3. Προκύπτουν τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη ροής και ο απαιτούμενος και τοποθετούμενος οπλισμός:

Πίνακας 6 - 29 : Στοιχεία πλάκας σκυροδέματος				
Ροπή κάμψης σχεδιασμού	Απαιτούμενος οπλισμός		Τοποθετούμενος οπλισμός	
$M_{Ed,y}^- = -300kNm / m$	Άνω κατά Χ	$35 \frac{cm^2}{m}$	Φ25/14	$35.1 \frac{cm^2}{m}$
$M_{Ed,x}^+ = 347kNm / m$	Κάτω κατά Χ	$57 \frac{cm^2}{m}$	Φ25/8	$61.4 \frac{cm^2}{m}$
$M_{Ed,x}^- = -50kNm / m$	Άνω κατά Υ	$7 \frac{cm^2}{m}$	Φ16/25	$8.0 \frac{cm^2}{m}$
$M_{Ed,x}^+ = 87kNm / m$	Κάτω κατά Υ	$11 \frac{cm^2}{m}$	Φ16/16	$12.5 \frac{cm^2}{m}$

Η τέμνουσα στην πλάκα σκυροδέματος είναι αμελητέου μεγέθους και ο έλεγχος ικανοποιείται.

6.4 Διαδοκίδες

Η διαδοκίδα επιλύεται ως σύμμικτη δοκός.

6.4.1 Συνεργαζόμενο πλάτος

Για αμφιέριστη δοκό είναι:

$$L_e = 0.85L = 12.41m$$

$$b_e = \frac{L_e}{8} = \frac{12.41}{8} = 1.55 < 2.5$$

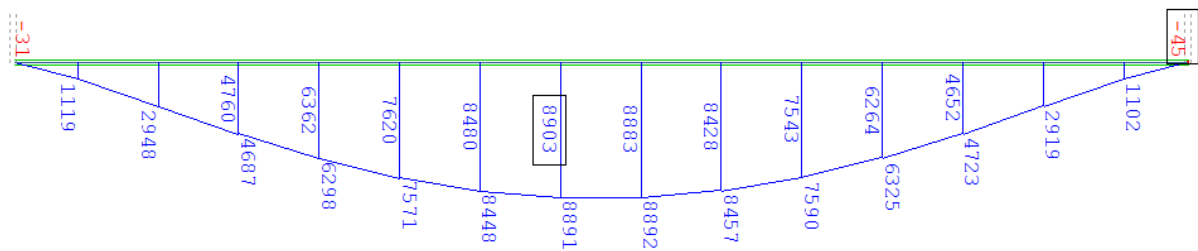
όπου 2.5m είναι η ζώνη επιρροής της ακραίας διαδοκίδας και 5m των ενδιάμεσων.

Προκύπτει:

$$b_{eff} = 2b_e + b_0 = 1.55 * 2 + 0.5 = 3.60m$$

6.4.2 Διατομή ανοίγματος

6.4.2.1 Εντατικά μεγέθη

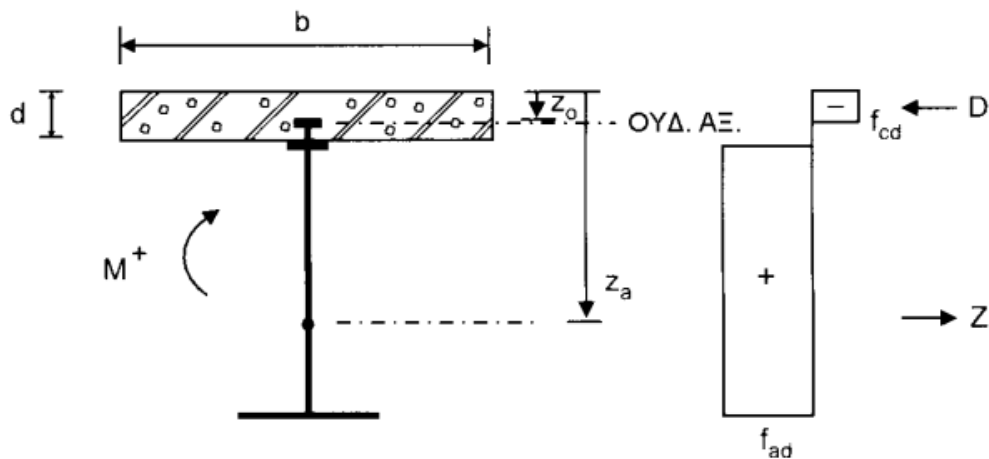


Σχήμα 6 - 15 : Ροπή σχεδιασμού ανοίγματος

$$M_{Ed} = 8903kNm$$

6.4.2.2 Έλεγχος επάρκειας σύμμικτης διαδοκίδας

Όλη η χαλύβδινη διατομή στο άνοιγμα εφελκύεται, συνεπώς μπορούμε να θεωρήσουμε πλαστική αντοχή.



Σχήμα 6 - 16 : Πλαστική ανάλυση σύμμικτων δοκών (άνοιγμα)

Υπόθεση: ουδέτερος άξονας εντός του πέλματος του σκυροδέματος $z_0 < d$

Εμβαδό χαλύβδινης διατομής:

$$A_a = 431.32cm^2$$

Θλιπτική δύναμη:

$$D = bz_0 f_{cd}$$

Εφελκυστική δύναμη:

$$Z = A_a f_{yd}$$

Θέση ουδέτερου άξονα:

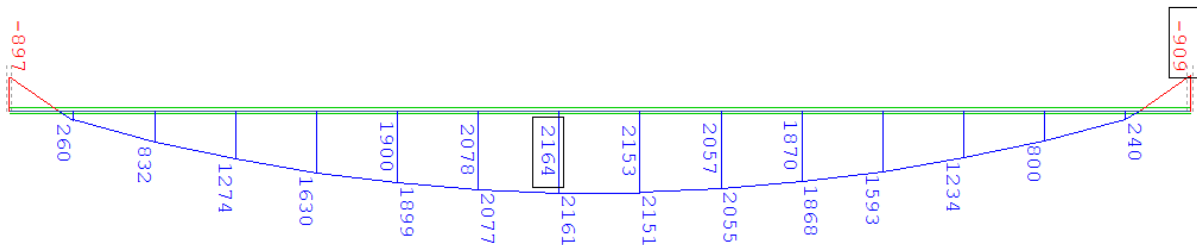
$$D = Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a f_{yd}}{b * 0.85 f_{cd}} \leq d \rightarrow z_0 = \frac{431.3 * 35.5}{360 * 0.85 * 3.5 / 1.5} = 21.13 \text{ cm} \leq d = 35 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = A_a f_{yd} \left(d + h_a - \frac{z_0}{2} \right) = 431.3 * 35.5 * \left(0.35 + \frac{0.75}{2} - \frac{0.2113}{2} \right) = 9345 \text{ kNm}$$

Συνεπώς η διατομή επαρκεί. $M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} \cdot (95\%)$

6.4.3 Διατομή στήριξης

6.4.3.1 Εντατικά μεγέθη



Σχήμα 6 - 17 : Ροπή σχεδιασμού στήριξης

$$M_{Ed} = -909 \text{ kNm}$$

6.4.3.2 Έλεγχος επάρκειας διατομής στήριξης

Οπλισμός πλάκας:

- Άνω οπλισμός $\Phi 20/44$.

$$Z_1 = A_{s1} f_{yd} = 8.6 * (50 / 1.15) = 373.9 \text{ kN}$$

- Κάτω οπλισμός $\Phi 20/28$.

$$Z_2 = A_{s2} f_{yd} = 13.4 * (50 / 1.15) = 582.6 \text{ kN}$$

Εφελκόμενο πέλμα:

$$Z_f = 2 f_{yd} b_f t_f = 2 * 35.5 * 50 * 2.5 = 8875 \text{ kN}$$

Δύναμη όλης της διατομής:

$$D = A_a f_{yd} = 431.3 * 35.5 = 15311.2 \text{ kN}$$

Θέση ουδέτερου άξονα:

$$z_0 = d + t_f + \frac{D - Z_1 - Z_2 - Z_f}{2 f_{yd} t_w} = 35 + 2.5 + \frac{15311.2 - 373.9 - 582.6 - 8875}{2 * 35.5 * 2.5} = 68.4 \text{ cm}$$

Εφελκόμενος κορμός:

$$Z_w = 2 f_{yd} t_w (z_0 - d - t_f) = 2 * 35.5 * 2.5 * (68.4 - 35 - 2.5) = 5485 \text{ kN}$$

Βάθος θλιβόμενης ζώνης χάλυβα:

$$c = d + h_s - z_0 = 35 + 75 - 68.4 = 41.6 \text{ cm}$$

Κατηγορία διατομής:

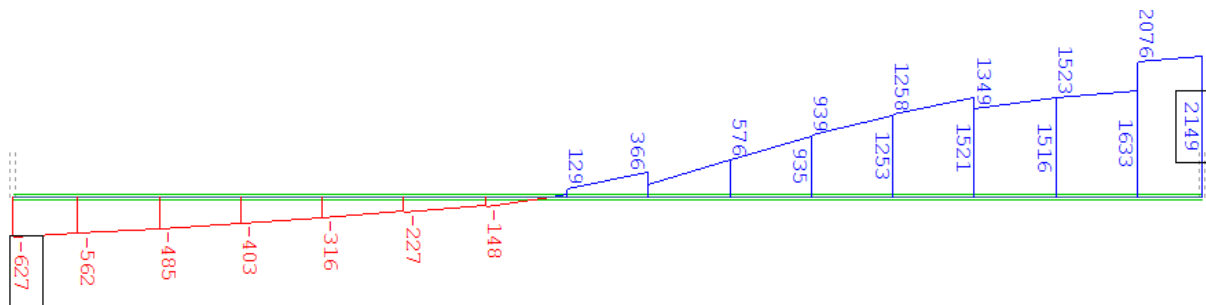
$$\frac{c}{t} = \frac{41.6 - 2.5}{2.5} = 15.6 \leq 72\varepsilon = 58.1$$

άρα η διατομή είναι κατηγορίας 1 και μπορούμε να ελέγξουμε σε πλαστική ροπή αντοχής

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd} &= D z_a - Z_1 z_{s1} - Z_2 z_{s2} - Z_f \left(d + \frac{t_f}{2} \right) - Z_w \frac{z_0 + d + t_f}{2} = \\ &= 15311.2 * 0.725 - 373.9 * 0.05 - 582.6 * 0.3 - 8875 * 0.3625 - 5680 * 0.5295 \rightarrow \\ &\rightarrow M_{pl,Rd} = 4682 \text{ kNm} > M_{Ed} = 909 \text{ kNm} \end{aligned}$$

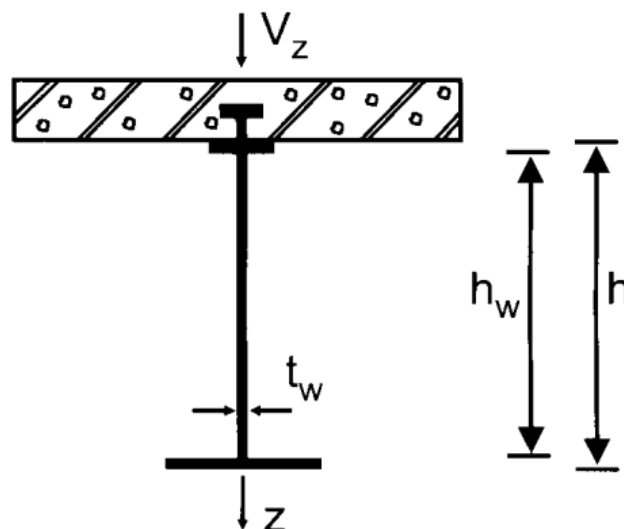
Συνεπώς η διατομή επαρκεί και στη στήριξη. (27%)

6.4.4 Έλεγχος σε τέμνουσα



Σχήμα 6 - 18 : Τέμνουσα σχεδιασμού κατά Z

$$V_{Ed,z} = 2149 \text{ kN}$$



Σχήμα 6 - 19 : Καταπόνηση σύμμικτης δοκού σε τέμνουσα

Προϋπόθεση ισχύος για κορμούς χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις: $\frac{h_w}{t_w} \leq 60\varepsilon \rightarrow \frac{700}{25} = 28 \leq 60\varepsilon = 48.6$

$$V_{pl,Rd}^z = \frac{A_{v,z} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{175 * 35.5}{\sqrt{3}} = 3587 kN \rightarrow V_{pl,Rd}^z > V_{Ed,z}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

6.5 Έλεγχοι κόπωσης

6.5.1 Γενικά

Σύμφωνα με τα Απλοποιημένα μοντέλα φόρτισης, του EN1993.2/9.2.3, ο έλεγχος κόπωσης πραγματοποιείται για φορτία του «μη συχνού σχεδιασμού», όπως αυτός παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 4. Συμβολικά, αυτός είναι:

$$(G + G' + S_{sec}) + C_{sec} + 0.6T + \Phi_2 LM71$$

Ο έλεγχος θα γίνει με βάση τον τύπο του Παραρτήματος D του EN1991.2:

$$\gamma_{Ff} \lambda \Phi_2 \Delta \sigma_{71} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

Εξ. 6 - 27

6.5.1.1 Υπολογισμός συντελεστών δράσης

Οι συντελεστές της Σχέσης 6 – 27 προσδιορίζονται ως εξής:

- $\gamma_{Ff} = 1$, EN1991.2/Annex D.2
- $L_{\Phi} = 2 * 14.6 = 29.2m$, EN1991.2/6.4.5, Πίνακες 6.2

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_{\Phi} - 0.2}} + 0.82 = \frac{1.44}{\sqrt{29.2 - 0.2}} + 0.82 = 1.097$$

- $\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{max}$, EN1993.2/9.5.3

Ο συντελεστής βλάβης λόγω κυκλοφορίας, λ_1 , λαμβάνεται από τον Πίνακα 6 – 30 (που είναι τμήμα του Πίνακα 9.3 του EN1993.2):

L (m)	λ_1
15	0.76
60	0.63
70	0.62
80	0.61

Ο συντελεστής όγκου κυκλοφορίας, λ_2 , λαμβάνεται από τον Πίνακα 6 – 31. Η ετήσια κυκλοφορία προϋποθέτεται στους $25 * 10^6$ τόνους ανά έτος ανά τροχιά, σύμφωνα με τη σημείωση EN1991.2/6.9.(4).

Ετήσια κυκλοφορία (10^6 t/τροχιά)	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ_2	0.72	0.83	0.90	0.96	1	1.04	1.07	1.10	1.15

Ο συντελεστής διάρκειας ζωής της γέφυρας, λ_3 , λαμβάνεται από τον Πίνακα 6 – 32. Η προτεινόμενη διάρκεια ζωής της γέφυρας είναι 100 έτη, σύμφωνα με τη σημείωση EN1991.2/6.9.(5).

Πίνακας 6 - 32 : Τιμές συντελεστή λ_3							
Ζωή σχεδιασμού (έτη)	50	60	70	90	90	100	120
λ_3	0.87	0.90	0.93	0.96	0.98	1.00	1.04

Ο συντελεστής για δομικό στοιχείο που φορτίζεται με περισσότερες τροχιές, λ_4 , λαμβάνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 6 – 33.

Πίνακας 6 - 33 : Τιμές συντελεστή λ_2							
$\Delta\sigma_1 / \Delta\sigma_{1+2}$	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	
λ_4	1.00	0.91	0.84	0.77	0.72	0.71	

Πραγματοποιήθηκαν φορτίσεις με τα φορτία τόσο σε μία όσο και στις δύο σιδηροτροχιές παράλληλα. Στον Πίνακα 6 – 34 δίνεται ο λόγος $\Delta\sigma_1 / \Delta\sigma_{1+2}$ για κάθε μέλος της γέφυρας και το πώς διαμορφώνεται ο συντελεστής λ_4 , με γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 6 - 34 :		
	$\Delta\sigma_1 / \Delta\sigma_{1+2}$	λ_4
Ορθοστάτες εκτός στηρίξεων	0.64	0.722
Ορθοστάτες/διαγώνιοι στηρίξεων	0.62	0.721
Διαγώνιοι εκτός στηρίξεων	0.62	0.721
Πέλματα εκτός στηρίξεων	0.77	0.819
Πέλματα στις στηρίξεις	0.79	0.833
Διαδοκίδες	0.71	0.777

Η μέγιστη τιμή του συντελεστή λ , σύμφωνα με τη σημείωση EN1993.2/9.5.3.(9) είναι $\lambda_{\max} = 1.4$

6.5.2 Υπολογισμός δράσεων

Πίνακας 6 - 35 : Υπολογισμός μεταβολής τάσης σε κόπωση ανά μέλος						
	$\Phi\Delta\sigma_{71}^2$ (MPa)	λ_1	λ_2, λ_3	λ_4	λ	$\gamma_{Ff} \lambda \Phi_2 \Delta\sigma_{71}$ (MPa)
Ορθοστάτες εκτός στηρίξεων	105.6	0.63	1	0.722	0.455	48.0
Ορθοστάτες/διαγώνιοι στηρίξεων	96.9	0.62	1	0.721	0.447	43.3
Διαγώνιοι εκτός στηρίξεων	118.1	0.63	1	0.721	0.454	53.6
Πέλματα εκτός στηρίξεων	112.7	0.63	1	0.819	0.516	58.1
Πέλματα στις στηρίξεις	106.1	0.62	1	0.833	0.516	54.8
Διαδοκίδες	134.5	0.75	1	0.777	0.583	78.4

6.5.3 Έλεγχος αντοχής μελών σε κόπωση

6.5.3.1 Συντελεστής ασφαλείας

Οι τιμές τους συντελεστή ασφαλείας για την κόπωση, σύμφωνα με τον EN1993.1.9 είναι

Πίνακας 6 - 36 : Τιμές συντελεστή ασφαλείας		
γ_{Mf}	Χαμηλές επιπτώσεις	Υψηλές επιπτώσεις
Ανοχή βλαβών	1	1.15
Ασφάλεια ζωής	1.15	1.35

6.5.3.2 Αντοχή μελών

Για τον υπολογισμό της αντοχής των μελών σε κόπωση χρησιμοποιούνται οι διατάξεις του EN1993.1.9. Συγκεκριμένα, από τον πίνακα 8.2 αυτού του Ευρωκώδικα, για συγκολλητές διατομές:

- Για όλες τις κοίλες διατομές, δηλαδή όλες τις διατομές εκτός των διαδοκίδων θεωρείται κατασκευαστική λεπτομέρεια 11 του πίνακα και για $t > 12.5\text{mm}$, οι διατομές αυτές θεωρούνται κατηγορίας λεπτομέρειας κόπωσης 125, με την απαίτηση συγκολλήσεων χωρίς στάσεις.
- Για τις διαδοκίδες, θεωρείται η κατασκευαστική λεπτομέρεια 1 του πίνακα 8.2, δηλαδή κατηγορία λεπτομέρειας κόπωσης 125, με την απαίτηση αυτόματων αμφίπλευρων εσωραφών.

6.5.3.3 Έλεγχος αντοχής μελών

Ο έλεγχος πραγματοποιείται στον πίνακα 6 – 37. Θεωρείται ο δυσμενέστερος συντελεστής ασφαλείας, $\gamma_{Mf}=1.35$.

Πίνακας 6 - 37 : Έλεγχος αντοχής μελών σε κόπωση		
Μέλος	Δράση κόπωσης	Αντοχή μέλους
	$\gamma_{Ff} \lambda \Phi_2 \Delta \sigma_{71}$ (MPa)	$\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$ (MPa)
Ορθοστάτες εκτός στηρίξεων	48.0	92.6
Ορθοστάτες/διαγώνιοι στηρίξεων	43.3	92.6
Διαγώνιοι εκτός στηρίξεων	53.6	92.6
Πέλματα εκτός στηρίξεων	58.1	92.6
Πέλματα στις στηρίξεις	54.8	92.6
Διαδοκίδες	78.4	92.6

Συνεπώς, ικανοποιούνται οι έλεγχοι αντοχής μελών σε κόπωση. (47-85%)

6.5.4 Έλεγχος κόπωσης κόμβων δικτυώματος

6.5.4.1 Υπολογισμός δράσεων κόπωσης σε κόμβους

Εκτός από τον έλεγχο μελών, απαιτείται και έλεγχος των κόμβων δικτυώματος, ο οποίος πραγματοποιείται με βάση τις παραγράφους 4.2 και 6.4 του EN1993.1.9. Το προσομοίωμα, με βάση οποίο πραγματοποιούνται αυτοί οι έλεγχοι, παρουσιάζεται αναλυτικά στην ενότητα 5.5.

Ο συντελεστής k_1 προκύπτει από τον πίνακα 4.2 του EN1993.1.9:

- Για τους ορθοστάτες, για τύπο ΚΤ με υπερκάλυψη, $k_1=2$
- Για τις διαγώνιους, για τύπο ΚΤ με υπερκάλυψη, $k_1=1.4$
- Για τα πέλματα του δικτυώματος $k_1=1.5$

Η μεταβολή των τάσεων λόγω κόπωσης στα τρία αυτά μέλη, που συντρέχουν σε κόμβους του δικτυώματος, παρουσιάζεται παρακάτω:

Πίνακας 6 - 38 : Δράσεις ελέγχου κόμβων			
	$\Delta \sigma_{71}$	$\lambda \Delta \sigma_{71}$	$k_1 (\lambda \Delta \sigma_{71})$ (MPa)
Ορθοστάτες	64.8	30.0	60.0
Διαγώνιοι	82.8	36.8	51.6
Πέλματα	99.6	46.7	70.1

6.5.4.2 Υπολογισμός αντοχής κόμβων και έλεγχοι

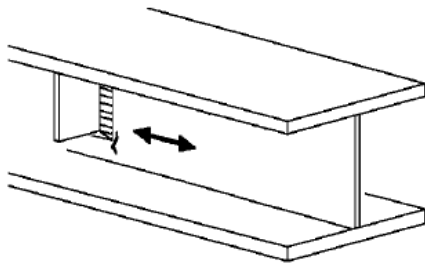
Με βάση τον Πίνακα Β1 του EN1993.1.9 και συγκεκριμένα για κατασκευαστική λεπτομέρεια 3, δηλαδή σταυροειδή σύνδεση με εσωραφές Κ πλήρους διεύθυνσης, θεωρείται για τους κόμβους κατασκευαστική λεπτομέρεια κόπωσης 100. Επιλέγεται ο δυσμενέστερος συντελεστής ασφαλείας, $\gamma_{Mf}=1.35$. Στον Πίνακα 6 – 39 παρουσιάζονται οι έλεγχοι κόμβων σε κόπωση.

Πίνακας 6 - 39 : Δράσεις ελέγχου κόμβων		
	$k_1 (\lambda \Delta \sigma_{71})$	$\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}$
Ορθοστάτες	60.0	71.4
Διαγώνιοι	51.6	71.4
Πέλματα	70.1	71.4

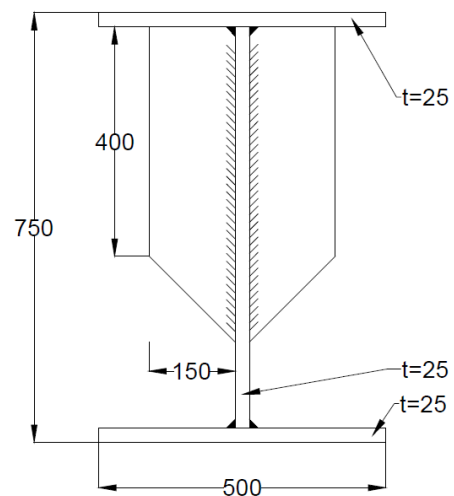
Συνεπώς, ικανοποιούνται οι έλεγχοι για όλους τους κόμβους. (72-98%)

6.5.5 Τοπικός έλεγχος διαδοκίδας

Όπως αναλύεται σε επόμενη ενότητα, στο μέσο κάθε διαδοκίδας τοποθετούνται κατασκευαστικοί σύνδεσμοι που αποτρέπουν τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στη φάση κατασκευής. Για την στερέωση αυτών των συνδέσμων τοποθετείται Stiffener, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Το Stiffener εκτείνεται κατά μήκος του κορμού από το άνω πέλμα και για 350mm (μέσο του κορμού)



Σχήμα 6 - 20 (α) : Τοπικός σύνδεσμος διαδοκίδας



Σχήμα 6 - 20 (β) : Λεπτομέρεια τοπικού συνέσμου διαδοκίδας

Απαιτείται έλεγχος κόπωσης τοπικά σε αυτό το στοιχείο. Η τάση ελέγχου προσδιορίζεται από τα προσομοιώματα, με τους ίδιους συντελεστές του ελέγχου μέλους για τη διαδοκίδα.

$$\Delta \sigma_{71} = 95 \text{ MPa} \rightarrow \gamma_{Ff} \lambda \Delta \sigma_{71} = 55.4 \text{ MPa}$$

Η αντοχή του τοπικού στοιχείου υπολογίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 8.4 του EN1993.1.9, και κατασκευαστική λεπτομέρεια 7, δηλαδή κατηγορία λεπτομέρειας κόπωσης 80. Ο συντελεστής ασφαλείας είναι $\gamma_{Mf} = 1.35$. Προκύπτει:

$$\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf} = 59.3 \text{ MPa}$$

$$\text{Συνεπώς, } \gamma_{Ff} \lambda (\Phi_2 \Delta \sigma_{71}) \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται. (93%)

7 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ Ο.Κ.Λ.

7.1 Γενικά

Για σιδηροδρομικές γέφυρες, σύμφωνα με το Παράρτημα A2 του EN1990, ορίζονται τα όρια των παραμορφώσεων και των δονήσεων, τα οποία θε πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό τους. Οι υπερβολικές παραμορφώσεις γεφυρών μπορούν να θέσουν σε κίνδυνο την κυκλοφορία, δημιουργώντας ανεπιτρεπτες μεταβολές στην κάθετη και οριζόντια γεωμετρία της σιδηρογραμμής, υπερβολικές τάσεις στη σιδηροτροχιά και δονήσεις στους φορείς της γέφυρας. Οι υπερβολικές δονήσεις μπορούν να οδηγήσουν σε αστάθεια του έρματος και σε ανεπιτρεπτη μείωση των δυνάμεων επαφής τροχού-σιδηροτροχιάς. Οι υπερβολικές παραμορφώσεις μπορεί, επίσης, να επηρεάσουν τα φορτία που επιβάλλονται στο σύστημα σιδηρογραμμής-γέφυρας και να δημιουργήσουν συνθήκες, οι οποίες δυσχεραίνουν την άνεση των επιβατών.

Τα όρια των παραμορφώσεων και των δονήσεων περιέχονται είτε άμεσα είτε έμμεσα στα κριτήρια δυσκαμψίας της γέφυρας, τα οποία δίνονται παρακάτω.

7.2 Παραμορφώσεις και ταλαντώσεις

7.2.1 Κριτήρια άνεσης

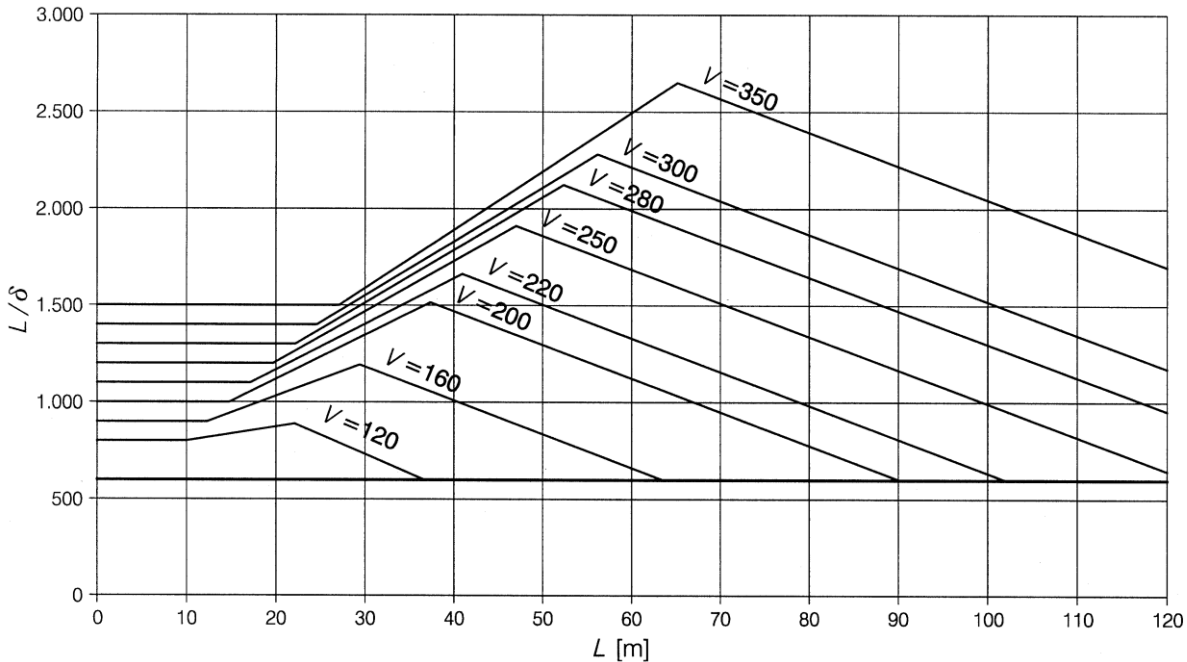
Η άνεση των επιβατών εξαρτάται από την κατακόρυφη επιτάχυνση b_v μέσα στο βαγόνι κατά τη διάρκεια της προσέγγισης στη γέφυρα, του περάσματος πάνω από τη γέφυρα και της αποχώρησης από αυτή. Ορίζονται τρία επίπεδα άνεσης στο βαγόνια που αντιστοιχούν σε τιμές κατακόρυφης επιτάχυνσης στον Πίνακα 7 – 1.

Πίνακας 7 - 1 : Προτεινόμενα επίπεδα άνεσης	
Επίπεδο άνεσης	$b_v (m / s^2)$
Πολύ καλό	1.0
Καλό	1.3
Ανεκτό	2.0

Από την φόρτιση σε συνδυασμό Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας και συγκεκριμένα Φ^*LM71 με τον συντελεστή α ίσο με μονάδα, προκύπτουν τα ακόλουθα βέλη στα ανοίγματα του φορέα

- Ακραία ανοίγματα 60m: $u_{z,\max} = 10.7\text{cm}$
- Μεσαίο άνοιγμα 80m: $u_{z,\max} = 17.6\text{cm}$

Στο Σχήμα 7 – 1 παρουσιάζεται η μέγιστη επιτρεπόμενη κατακόρυφη καμπτική παραμόρφωση, δ , για σιδηροδρομικές γέφυρες, που αντιστοιχεί σε επιτρεπόμενη κατακόρυφη επιτάχυνση $b_v = 1.0\text{m/s}^2$ ανάλογα της ταχύτητας V (km/h) .



Σχήμα 7 - 1 : Σχέση L/δ και L για διάφορες ταχύτητες για αμφιέριστα ανοίγματα

Για την ταχύτητα σχεδιασμού $V = 160\text{km/h}$ προκύπτει:

- Ακραία ανοίγματα 60m : $\frac{L}{\delta} = 600 \rightarrow \delta_{\max}^{b_v=1} = 10\text{cm}, \delta_{\max}^{b_v=1.3} = 13\text{cm}, \delta_{\max}^{b_v=2} = 20\text{cm}$
- Μεσαίο άνοιγμα 80m : $\frac{L}{\delta} = 750 \rightarrow \delta_{\max}^{b_v=1} = 10.7\text{cm}, \delta_{\max}^{b_v=1.3} = 13.9\text{cm}, \delta_{\max}^{b_v=2} = 21.4\text{cm}$

Ανάλογα με το στατικό προσομοίωμα, οι τιμές L/δ του σχήματος πολλαπλασιάζονται με ένα διορθωτικό συντελεστή 0.9 για συνεχείς δοκού με τρία ή περισσότερα ανοίγματα. Άρα είναι:

- Ακραία ανοίγματα 60m : $\delta_{\max}^{b_v=1} = 9\text{cm}, \delta_{\max}^{b_v=1.3} = 11.7\text{cm}, \delta_{\max}^{b_v=2} = 18\text{cm}$
- Μεσαίο άνοιγμα 80m : $\delta_{\max}^{b_v=1} = 9.6\text{cm}, \delta_{\max}^{b_v=1.3} = 12.5\text{cm}, \delta_{\max}^{b_v=2} = 19.3\text{cm}$

Συνεπώς, οι έλεγχοι ικανοποιούνται για:

- Καλό επίπεδο άνεσης στα ακραία ανοίγματα
- Ανεκτό επίπεδο άνεσης στο μεσαίο άνοιγμα

7.3 Έλεγχος στροφών

Πρέπει να περιορίζονται οι εγκάρσιες παραμορφώσεις του καταστρώματος, ώστε να μη δημιουργούνται μεγάλες γωνιακές παραμορφώσεις και καμπυλότητες σε κάτοψη, σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 7 - 2 : Μέγιστη γωνιακή μεταβολή	
Εύρος ταχύτητας $V (km / h)$	Μέγιστη γωνιακή μεταβολή (mrad)
$V \leq 120$	3.5
$120 < V \leq 200$	2.0
$V > 200$	1.5

Από τους υπολογισμούς του λογισμικού σε ΟΚΛ υπολογίζεται η στροφή κόμβου περί τον άξονα z:

$$\varphi_{z,\max} = 1.05 \text{ mrad}$$

Συνεπώς, για $V = 160 \text{ km / h}$, ο έλεγχος στροφής ικανοποιείται. (52.5%)

7.4 Πρώτη ιδιοσυχνότητα

Η πρώτη ιδιοσυχνότητα της πλευρικής δόνησης ενός ανοίγματος θα πρέπει να μην είναι μικρότερη από την ιδιοσυχνότητα $f_{h0} = 1.2 \text{ Hz}$.

Από τους υπολογισμούς του λογισμικού σε ΟΚΛ υπολογίζεται η πρώτη ιδιοσυχνότητα:

$$f_{01} = 0.79 \text{ Hz}.$$

Συνεπώς, ο έλεγχος ικανοποιείται. (43%)

7.5 Οριακές τιμές για την παραμόρφωση του φορέα

7.5.1 Λόγω έλξης και πέδησης

Σύμφωνα με τον EN1991.2/6.5.4.5.2, λόγω έλξης και πέδησης, οι διαμήκεις το δ_B δε θα υπερβαίνει τις ακόλουθες τιμές:

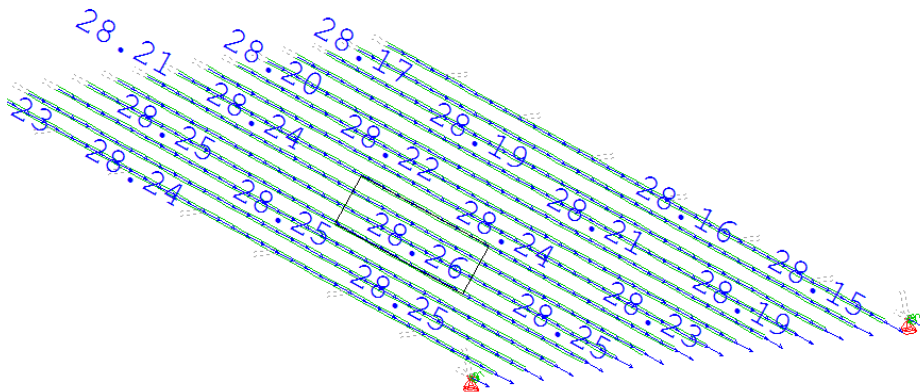
- 5mm για συνεχείς συγκολλημένες σιδηροτροχιές χωρίς διατάξεις διαστολής των σιδηροτροχιών ή με διάταξη διαστολής της σιδηροτροχιάς στο ένα άκρο του καταστρώματος
- 30mm για διατάξεις διαστολής της σιδηροτροχιάς και στα δύο άκρα του καταστρώματος, και όπου το έρμα είναι συνεχές στα άκρα του καταστρώματος
- Μετακινήσεις που υπερβαίνουν τα 30mm θα επιτρέπονται μόνο όπου το έρμα διαθέτει κενό μετακίνησης και υπάρχουν διατάξεις διαστολής της σιδηρογραμμής.

Όπου το δ_B [mm] είναι:

- Η σχετική διαμήκης μετατόπιση μεταξύ του άκρου του καταστρώματος και του προσκείμενου ακρόβαθρου, ή
- Η σχετική διαμήκης μετατόπιση μεταξύ δύο συνεχόμενων καταστρωμάτων.

Θα τοποθετηθούν διατάξεις διαστολής της σιδηροτροχιάς και στα δύο άκρα, οπότε εκλέγεται το όριο $\delta_B = 30 \text{ mm}$.

Από την προσομοίωση προκύπτει μέγιστη διαμήκης σχετική μετατόπιση στο άκρο, εξαιτίας της έλξης και πέδησης, ίση με 28.26mm, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 7 - 2 : Διαμήκης μετατόπιση εξαιτίας έλξης και πέδησης

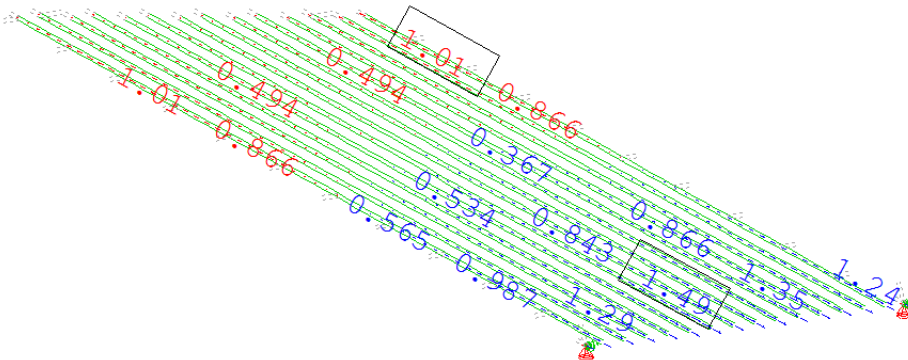
Συνεπώς ο έλεγχος ικανοποιείται.

7.5.2 Λόγω κατακόρυφων φορτίων κυκλοφορίας

Για κατακόρυφες δράσεις κυκλοφορίας (έως δύο σιδηρογραμμές φορτιζόμενες με την Πρότυπη Φόρτιση 71) το δ_H δεν θα υπερβαίνει τις ακόλουθες τιμές:

- 8mm όταν λαμβάνεται υπόψη η συνδυασμένη συμπεριφορά του φορέα και της σιδηρογραμμής (ισχύει στις περιπτώσεις στις οποίες υπάρχει μόνο μία ή καμία διάταξη διαστολής ανά κατάστρωμα)
- 10mm όταν η συνδυασμένη συμπεριφορά του φορέα αμελείται

Όπου το δ_H είναι η διαμήκης μετατόπιση της άνω επιφάνειας του καταστρώματος στο άνω άκρο ενός καταστρώματος, οφειλόμενη στην παραμόρφωση του καταστρώματος, η οποία ισούται με 1.5mm, όπως φαίνεται στο σχήμα 7 - 3.



Σχήμα 7 - 3 : Διαμήκης μετατόπιση εξαιτίας κατακόρυφων φορτίων

Συνεπώς, ο έλεγχος ικανοποιείται.

7.6 Έλεγχος ύψωσης κορμού διαδοκίδας

Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1993.2/7.4, πραγματοποιείται έλεγχος ύψωσης κορμού:

$$\frac{b}{t} = \frac{700}{25} = 28 \leq 55 + 3.3L \leq 250$$

Συνεπώς ο έλεγχος ύβωσης κορμού στη διαδοκίδα ικανοποιείται.

7.7 Έλεγχος περιορισμού τάσεων στα μέλη

7.7.1 Μέλη δικτυώματος

Πίνακας 7 - 3 : Έλεγχος τάσεων σε μέλη δικτυώματος				
Μέλος	σ_{\max} (Mpa)	σ_{\min} (Mpa)	τ (Mpa)	σ_{misses} (Mpa)
Ορθοστάτες εκτός στηρίξεων	67.1	-188.5	1.2	188.5
Ορθοστάτες/διαγώνιοι στηρίξεων	84.1	-175.0	1.0	175
Διαγώνιοι εκτός στηρίξεων	208.9	-49.7	0.7	208.9
Πέλματα εκτός στηρίξεων	116.1	-187.8	3.0	187.8
Πέλματα στις στηρίξεις	207.0	-3.5	1.3	207

Οι τιμές των ορθών τάσεων συγκρίνονται με το όριο διαρροής $f_y = 355MPa$ και οι τιμές των τεμνουσών με $f_{y,\tau} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205MPa$.

Οι έλεγχοι σε όλα τα μέλη επαρκούν. (19-59%)

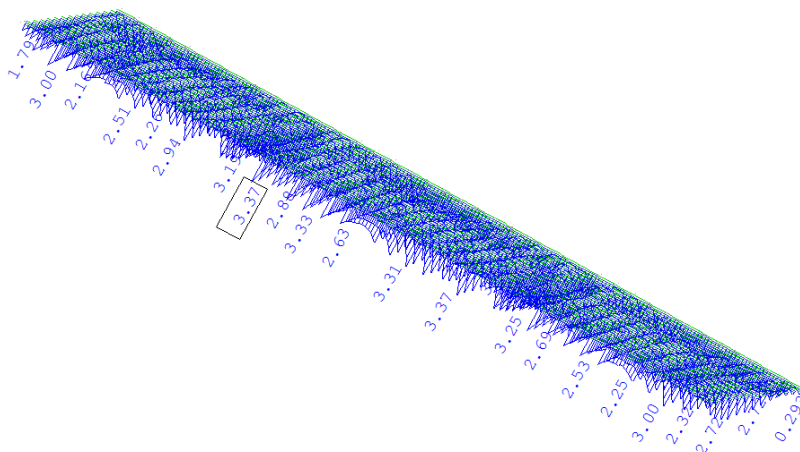
7.7.2 Διαδοκίδες

$$\sigma_{\min} = -25.1 < f_y = 355MPa, \sigma_{\max} = 252.2 < f_y = 355MPa,$$

$$\tau_{\max} = 18.5 < f_y / \sqrt{3} = 205MPa, \sigma_{Misses} = 252.1 < f_y = 355MPa$$

7.7.3 Πλάκα σκυροδέματος – έλεγχος ρηγμάτωσης

Η μέγιστες εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται στην πλάκα σκυροδέματος σε κατάσταση λειτουργικότητας παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα :



Πίνακας 7 - 4 : Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στην πλάκα σκυροδέματος σε ΟΚΛ

Συνεπώς, $\sigma_{\max} = 3.37MPa$

Η μέγιστη εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος C35/45 είναι: $f_{ct}^{C35/45} = 4.2MPa$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται. (80%)

8 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ

8.1 Γενικά

Αρχικά είχε προκριθεί η επιλογή ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Εξαιτίας, όμως, του μεγάλου μεγέθους των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, αυτός ο τύπος εφεδράνων δεν επαρκούσε και δεν ικανοποιούσε τους ελέγχους. Έτσι, επιλέχθηκε η τοποθέτηση συστήματος σεισμικής μόνωσης, και συγκεκριμένα, συστήματος τριβής με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης (Friction Pendulum Systems – FPS). Τα γενικά χαρακτηριστικά και ο νόμος συμπεριφοράς αυτών των συστημάτων παρουσιάζεται στα ακόλουθα.

Μονωτήρες ονομάζονται τα επιμέρους στοιχεία που συνθέτουν το σύστημα σεισμικής μόνωσης. Κάθε μονωτήρας παρέχει είτε μία είτε συνδυασμό των παρακάτω λειτουργιών:

- Ανάληψη κατακόρυφων φορτίων σε συνδυασμό με μειωμένη δυσκαμψία στο οριζόντιο επίπεδο και υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση
- Απόσβεση ενέργειας μορφής ιξώδους, υστερικής ή τριβής
- Ικανότητα οριζόντιας επαναφοράς της γέφυρας
- Περιορισμό της οριζόντιας μετακίνησης του συστήματος (επαρκή ελαστική δυσκαμψία) υπό οριζόντιες, μη-σεισμικές δράσεις λειτουργίας.

Βασική απαίτηση για τη χρησιμοποίηση συστημάτων μόνωσης είναι η ανωδομή και η υποδομή να θεωρείται περιορισμένα πλαστική ($\alpha < 1.5$)

Οι μονωτήρες που αναλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία πρέπει να διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση. Η απαίτηση αυτή θεωρείται ότι ικανοποιείται, όταν η οριζόντια μετακίνηση του κέντρου μάζας της ανωδομής, που οφείλεται στην ευκαμψία των μονωτήρων στην κατακόρυφη διεύθυνση, είναι μικρότερη από το 5% της μετακίνησης σχεδιασμού, d_{cd} .

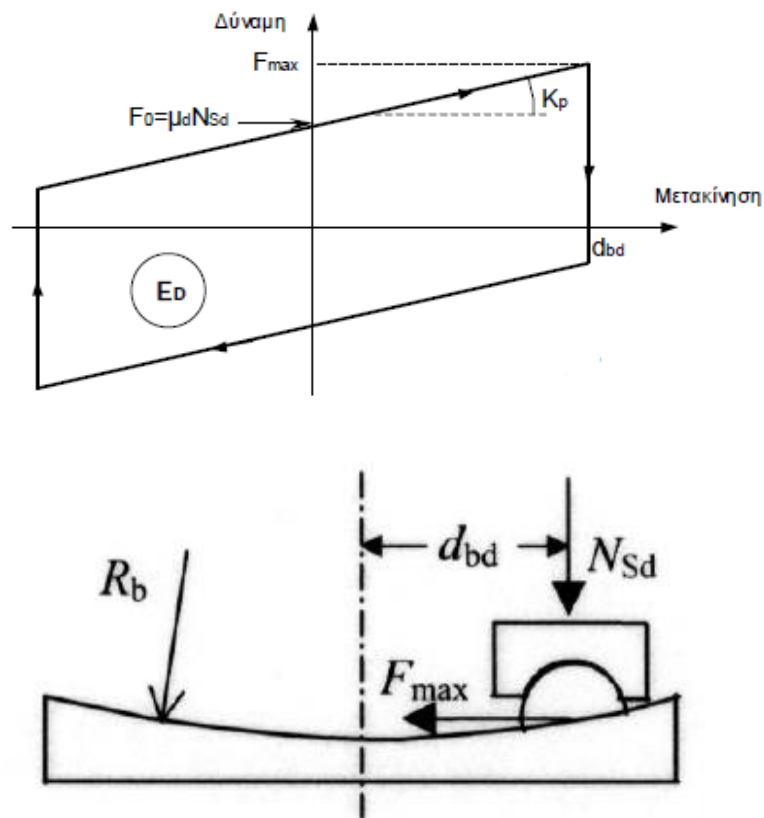
Τα συστήματα με επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης περιορίζουν τη δύναμη που μεταφέρεται στην ανωδομή σε:

$$F_{\max} = \mu_d N_{sd} \text{sign}(\dot{d}_b)$$

ΕΞ. 7 - 1

Όπου:

- μ_d είναι ο συντελεστής δυναμικής τριβής
- N_{sd} είναι η αξονική δύναμη που μεταφέρεται από τη συσκευή
- $\text{sign}(\dot{d}_b)$ είναι το πρόσημο του ανύσματος της ταχύτητας
- d_b είναι η σχετική μετακίνηση των δύο επιφανειών ολίσθησης.



Σχήμα 8 - 1 : Συμπεριφορά μονωτήρα FPS

Συσκευές ολίσθησης με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης ακτίνας R_b παρέχουν δύναμη επαναφοράς στην σχετική μετακίνηση του μονωτήρα d_d ίση με $N_{sd}d_d/R_b$. Η σχέση δύναμης – μετακίνησης σε τέτοιο εφέδρανο είναι :

$$F_{\max} = \frac{N_{sd}}{R_b} d_{bd} + \mu_d N_{sd} \text{sign}(\dot{d}_{bd})$$

ΕΞ. 7 - 2

Η ενέργεια E_D που αποσβένεται ανά κύκλο στη μετακίνηση d_{bd} είναι ίση προς:

$$E_D = 4\mu_d N_{sd} d_{bd}$$

ΕΞ. 7 - 3

Ο συντελεστής δυναμικής τριβής μ_d εξαρτάται κυρίως από:

- τη σύνθεση των επιφανειών ολίσθησης
- τη χρήση ή μη λιπαντικού
- την πίεση του εφεδράνου επί της επιφάνειας ολίσθησης στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- την ταχύτητα της ολίσθησης

Οι ονομαστικές ιδιότητες των μονωτήρων και επομένως και εκείνες του ίδιου του συστήματος μόνωσης, είναι δυνατό να επηρεάζονται από τη γήρανση, την θερμοκρασία, την ιστορία φόρτισης (προπαραμόρφωση), την ρύπανση και την συσσωρευόμενη διαδρομή. Η μεταβλητότητα αυτή θα αντιμετωπίζεται σύμφωνα με το παράρτημα J του EN1998.2, χρησιμοποιώντας τα ακόλουθα δύο σύνολα τιμών σχεδιασμού των παραμέτρων του συστήματος μόνωσης, κατάλληλα καθορισμένα:

- Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού (UBDP), για τον υπολογισμό μεγίστων δυνάμεων στην υποδομή και τον φορέα
- Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού (LBDP), για τον υπολογισμό των μεγίστων μετακινήσεων του συστήματος μόνωσης και του φορέα.

8.2 Σεισμική ανάλυση

8.2.1 Υπολογισμός συντελεστή τριβής ολίσθησης εφεδράνου

Για τη σεισμική ανάλυση χρησιμοποιείται Μέθοδος Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος, όπως αυτή περιγράφεται στην ενότητα 3.3.2

Προβλέπεται αρχικά ο συντελεστής τριβής μ , ο οποίος παραγγέλλεται στον κατασκευαστή και γενικώς κυμαίνεται μεταξύ 1,5% και 15%. Κατόπιν, σύμφωνα με τον EN1998.2/7.5.2.4, ο συντελεστής τριβής παίρνει μία μέγιστη και μία ελάχιστη τιμή για το σχεδιασμό στα δύο σύνολα σχεδιασμού που περιγράφηκαν παραπάνω (UBDP, LBDP). Επιλέγεται ένα εύρος 16% για τον υπολογισμό των μ_{\min} , μ_{\max}

- Το σύνολο UBDP, χρησιμοποιείται για το υπολογισμό των μεγίστων δυνάμεων, με $\mu = \mu_{\max}$
- Το σύνολο LBDP, χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των μεγίστων μετατοπίσεων, με $\mu = \mu_{\min}$

8.2.1.1 Υπολογισμός ελάχιστου συντελεστή τριβής, μ_{\min}

$$\mu_{\min} = (1 - 16\%) \mu = 0.84 * 0.06 = 0.05$$

8.2.1.2 Υπολογισμός μέγιστου συντελεστή τριβής, μ_{\max}

Σύμφωνα με τα Παρατήματα J, JJ του EN1998.2, είναι:

$$\mu_{\max} = (1 + 16\%) * \mu * \lambda \quad \text{Εξ. 7 - 4}$$

Όπου:

$$\lambda = \lambda_{u1} \lambda_{u2} \lambda_{u3} \lambda_{u4} \quad \text{Εξ. 7 - 5}$$

Και:

$$\lambda_{u,i} = 1 + (f_i - 1) \psi_{fi} \quad \text{Εξ. 7 - 6}$$

Επιλέγεται $\psi_{fi} = 0.7$, από τον Πίνακα 7 - 2:

Πίνακας 7 - 1 : Τιμές συντελεστή ψ_{fi}	
Κατηγορία Σπουδαιότητας	ψ_{fi}
III	0.90
II	0.80
I	0.70

Προσδιορισμός f_i :

- f_1 : Αντιπροσωπεύει τη γήρανση, συμπεριλαμβανομένης της οξειδωσης. Επιλέγεται $f_1 = 1.1$, από τον Πίνακα 7 - 3:

Πίνακας 7 - 2 : Τιμές συντελεστή f_1						
Στοιχείο	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο		PTFE με λιπαντικό μέσο		Διμεταλλική διεπιφάνεια	
Περιβαλλοντικές συνθήκες	Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση	Μονωτήρας χωρίς προστατευτική σφράγιση	Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση	Μονωτήρας χωρίς προστατευτική σφράγιση	Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση	Μονωτήρας χωρίς προστατευτική σφράγιση
Κανονικές	1.1	1.2	1.3	1.4	2.0	2.2
Ακραίες	1.2	1.5	1.4	1.8	2.2	2.5

- f_2 : Αντιπροσωπεύει την επίδραση της θερμοκρασίας. Αρχικά προσδιορίζεται η $T_{\min,b}$:

$$T_{\min,b} = \psi_2 T_{\min} + \Delta T_1 = 0.5 * (-15) + 5 = -2.5^\circ C, \text{ όπου } \psi_2 = 0.5 \text{ και } \Delta T_1 = 5^\circ C \text{ από Πίνακα 7 - 4:}$$

Πίνακας 7 - 1 : Τιμές θερμοκρασιακής διαφοράς ΔT_1			
Φορέας	Σκυρόδεμα	Σύμμικτο	Χάλυβας
$\Delta T_1 (^\circ C)$	7.5	5.0	-2.5

Κατόπιν, από τον Πίνακα 7 - 5 και με γραμμική παρεμβολή επιλέγεται $f_2 = 1.125$

Πίνακας 7 - 2 : Τιμές συντελεστή f_2			
$T_{\min,b} (^\circ C)$	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο	PTFE με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική διεπιφάνεια
20	1.0	1.0	Απαιτούνται δοκιμές
0	1.1	1.3	
-10	1.2	1.5	
-30	1.5	3	

- f_3 : Αντιπροσωπεύει τη ρύπανση. Επιλέγεται $f_3 = 1.1$, από τον Πίνακα 7 - 6:

Πίνακας 7 - 3 : Τιμές συντελεστή f_3			
Τρόπος εγκατάστασης	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο	PTFE με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική διεπιφάνεια
Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξειδωτού χάλυβα προς τα κάτω	1.0	1.0	1.0
Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξειδωτού χάλυβα προς τα πάνω	1.1	1.1	1.1
Μονωτήρας χωρίς προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξειδωτού χάλυβα προς τα κάτω	1.2	3.0	1.1

- f_4 : Αντιπροσωπεύει την συνολική διαδρομή (φθορά). Επιλέγεται $f_4 = 1.0$, από Πίνακα 7 - 7:

Πίνακας 7 - 4 : Τιμές συντελεστή f_4			
Συνολική διαδρομή (km)	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο	PTFE με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική διεπιφάνεια
≤ 1.0	1.0	1.0	Απαιτούνται δοκιμές
< 1 και ≤ 2	1.2	1.0	

Τελικά υπολογίζονται οι συντελεστές $\lambda_{u,i}$ και ο συντελεστής λ , από τις εξισώσεις 7 - 12, 7 - 13

- $\lambda_{u,f1} = 1 + (1.1 - 1) * 0.7 = 1.07$
- $\lambda_{u,f2} = 1 + (1.125 - 1) * 0.7 = 1.0875$
- $\lambda_{u,f3} = 1 + (1.1 - 1) * 0.7 = 1.07$
- $\lambda_{u,f4} = 1 + (1 - 1) * 0.7 = 1$

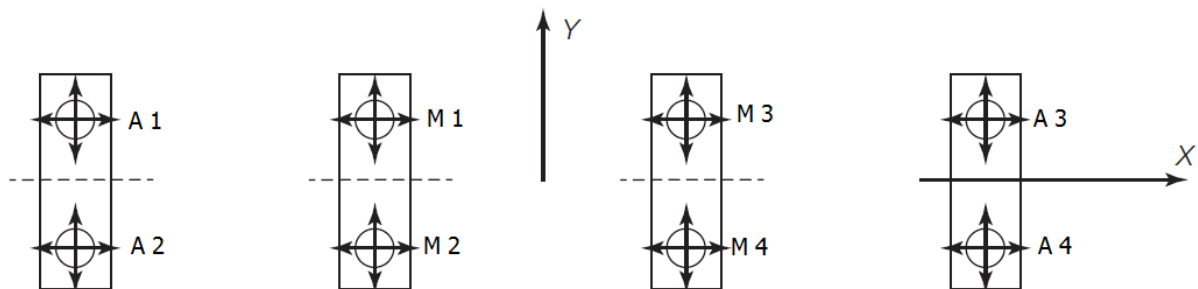
$$\lambda = 1.07 * 1.0875 * 1.07 * 1 = 1.245$$

Και, από εξ. 7 - 11 είναι

$$\mu_{\max} = 1.245 * 1.16 * 0.06 = 0.087$$

8.2.2 Υπολογισμός κατακόρυφων φορτίων

Σεισμικός συνδυασμός: $1 * G + 0.3 * Q$. Υπολογίζεται το βάρος της κατασκευής, αθροίζοντας τις αντιδράσεις σε κάθε μία από τις στηρίξεις. Στο Σχήμα 7 - 2 παρουσιάζεται η ονοματολογία των στηρίξεων και στον Πίνακα 7 - 8 οι τιμές των αντιδράσεων



Σχήμα 7 - 2 - Αρίθμηση στηρίξεων

Πίνακας 7 - 5 : Σύνολο αντιδράσεων από σεισμικά φορτία		
Στήριξη	Αντιδράσεις από μόνιμα φορτία (G)	Αντιδράσεις από κινητά φορτία (0.3Q)
A1	2421	1096
A2	2421	1101
A3	2421	1080
A4	2421	1083
M1	8614	2806
M2	8613	2797
M3	8614	2808
M4	8613	2810
Άθροισμα	44138 kN	15581 kN

Συνολική κατακόρυφη δύναμη $W_d = G + 0.3Q = 43138 + 15581 = 59719kN$

8.2.3 Ανάλυση για LBTB

Προεπιλέγονται τα βασικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων:

$$\mu_{\max}=0.087, \mu_{\min}=0.05, R_b=3m,$$

Η διαδικασία υπολογισμού της πραγματικής μετατόπισης d_{bd} , που θα προκύψει στα εφέδρανα στη σεισμική φόρτιση, είναι επαναληπτική. Προϋποθέτουμε μία μετατόπιση d_{bd} , για την οποία προσδιορίζονται τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου (K_{eff} , T_{eff}) και, με δεδομένα αυτά, υπολογίζονται τα μεγέθη E_D , η_{eff} , ξ_{eff} που αφορούν την σεισμική μόνωση. Εν τέλει, για αυτά δεδομένα υπολογίζεται η μετατόπιση του μονοβάθμιου, η οποία θα πρέπει να συγκλίνει με αυτή που προϋποθέσαμε στην αρχή της επανάληψης.

8.2.3.1 1^η επανάληψη

Προϋποθέτω $d_{bd} = 0.15m$.

$$K_{eff} = \frac{F}{d_{cd}} = \frac{W_d(\mu_d + \frac{d_{cd}}{R_b})}{d_{cd}} = 59719 \frac{0.05 + 0.15/3}{0.15} = 39813kN/m$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W_d/g}{K_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{59719/9.81}{39813}} = 2.46s$$

$$E_D = 4W_d\mu_d d_{cd} = 4 * 59719 * 0.05 * 0.15 = 1791.57kNm$$

$$\xi_{eff} = \frac{\sum E_{Di}}{2\pi K_{eff} d_{cd}^2} = \frac{1791.57}{2\pi * 39813 * 0.15^2} = 0.318$$

$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0.1}{0.05 + \xi_{eff}}} = \sqrt{\frac{0.1}{0.05 + 0.318}} = 0.521$$

Τότε, με βάση τον Πίνακα 8 – 1 και για $T_C = 0.5 \leq T_{eff} = 2.46 \leq T_D = 2.5$ προκύπτει:

$$d_{cd} = \frac{0.625}{\pi^2} a_g S \eta_{eff} T_C T_{eff} = \frac{0.625}{\pi^2} (0.24 * 9.81) * 1.2 * 0.521 * 0.5 * 2.46 = 0.115m$$

Συνεπώς προϋποθέσαμε μία τιμή $d_{cd}=15\text{cm}$ και καταλήξαμε σε $d_{cd}=11.5\text{cm}$. Δεν υπάρχει σύγκλιση και χρειάζεται δεύτερη επανάληψη.

8.2.3.2 2^η επανάληψη

Προϋποθέτουμε $d_{cd} = 0.9\text{m}$

$$K_{eff} = \frac{F}{d_{cd}} = \frac{W_d(\mu_d + \frac{d_{cd}}{R_b})}{d_{cd}} = 59719 \frac{0.05 + 0.09/3}{0.09} = 53084\text{kN/m}$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W_d/g}{K_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{59719/9.81}{53084}} = 2.13\text{s}$$

$$E_D = 4W_d\mu_d d_{cd} = 4 * 59719 * 0.05 * 0.09 = 1074.94\text{kNm}$$

$$\xi_{eff} = \frac{\sum E_{Di}}{2\pi K_{eff} d_{cd}^2} = \frac{1074.97}{2\pi * 53084 * 0.09^2} = 0.398$$

$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0.1}{0.05 + \xi_{eff}}} = \sqrt{\frac{0.1}{0.05 + 0.398}} = 0.47$$

Προκύπτει τελικά μετακίνηση:

$$d_{cd} = \frac{0.625}{\pi^2} a_g S \eta_{eff} T_c T_{eff} = \frac{0.625}{\pi^2} (0.24 * 9.81) * 1.2 * 0.47 * 0.5 * 2.13 = 0.0899\text{m}$$

Συνεπώς προκύπτει σύγκλιση και η τιμή μετακίνησης: $d_{cd} = 0.09\text{m}$

Για αυτή την τιμή, προκύπτει δύναμη τέμνουσα βάσης: $V_b = K_{eff} d_{cd} = 53084 * 0.09 = 4778\text{kN}$

8.2.4 Ανάλυση για UBTP

Η ανάλογη διαδικασία πραγματοποιείται για ανάλυση UBTP, με τιμή συντελεστή τριβής $\mu_{max} = 0.053$.

Προκύπτει σύγκλιση για μετατόπιση $d_{cd} = 0.053\text{m}$, και τέμνουσα βάσης $V_d = 6255\text{kN}$

8.3 Μη σεισμικός έλεγχος

Ο πίνακας 7 – 8 δίνει την κατανομή των αντιδράσεων στήριξης λόγω μόνιμων φορτίων. Η ελάχιστη τιμή της οριζόντιας δύναμης για σχετική μετακίνηση του καταστρώματος ως προς τα εφάδρανα υπολογίζεται με το ελάχιστο βάρος του καταστρώματος και τον ελάχιστο συντελεστή τριβής ολίσθησης στα εφάδρανα.

$$F_{y,\min} = 43138 * 0.06 = 2588\text{kN}$$

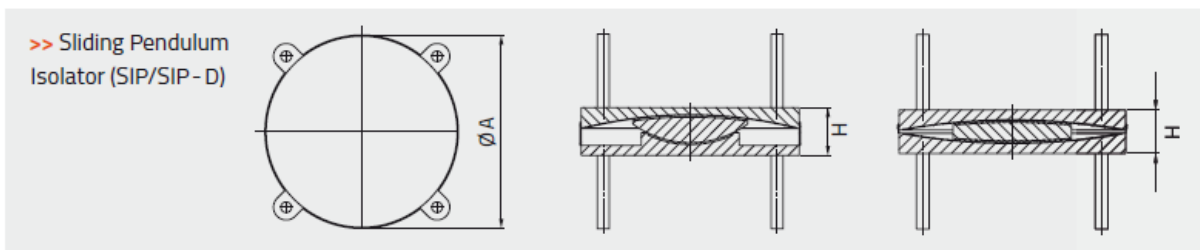
Η δύναμη αυτή είναι μεγαλύτερη από το συνδυασμό έλξης και πέδησης, που είναι στο μεσαίο άνοιγμα $F_H = 1000 + 1600 = 2600\text{kN}$

Συνεπώς δε θα προκύψουν μετατοπίσεις για τον μη σεισμικό σχεδιασμό.

8.4 Επιλογή εφεδράνων

Οι προδιαγραφές των μονωτήρων της εταιρίας Maurer παρουσιάζονται στο Σχήμα 7 – 3. Με βάση την αξονική δύναμη στο σεισμικό σχεδιασμό, επιλέγονται τα εφέδρανα του Πίνακα 7 – 9:

Πίνακας 7 - 6 : Επιλεγόμενα εφέδρανα		
	Μεσόβαθρα	Ακρόβαθρα
Τύπος	SIP-D	SIP-D
Διάμετρος	$A = 980mm$	$A = 860mm$
Ύψος	$H = 280mm$	$H = 230mm$
Ακτίνα καμπυλότητας	$R_b = 3m$	$R_b = 3m$
Συντελεστής τριβής	$\mu = 0.06$	$\mu = 0.06$



$N_{Ed} / N_{Ed,max}$ [kN]	d_{max} [mm]	SIP		SIP-D	
		Plan view A* [mm]	Height H** [mm]	Plan view A* [mm]	Height H** [mm]
500 / 500	+/- 350	820	155	530	125
1,000 / 2,000	+/- 350	880	165	580	135
2,000 / 4,000	+/- 350	940	175	650	150
3,000 / 6,000	+/- 350	990	185	710	165
5,000 / 10,000	+/- 350	1,085	190	790	200
7,000 / 14,000	+/- 350	1,160	200	860	230
11,000 / 22,000	+/- 350	1,260	215	980	280
15,000 / 30,000	+/- 350	1,360	240	1,080	330
25,000 / 50,000	+/- 350	1,560	295	1,250	420
30,000 / 60,000	+/- 350	1,620	325	1,310	485
35,000 / 70,000	+/- 350	1,710	365	1,410	550

N_{Ed} = vertical average seismic design load for required dynamic friction within the sliding couple

$N_{Ed,max}$ = max. vertical earthquake load combined with d_{max}

d_{max} = total displacement for earthquake combined with service condition (thermal/wind/creep/shrinkage)

* based on assumption of 3,000 mm pendulum radius; without anchoring measures; depending on specified concrete compression stresses

Σχήμα 7 - 3 : Προδιαγραφές μονωτήρων Maurer

9 ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

9.1 Έλεγχος μελών υπό το ίδιο βάρος του καταστρώματος

9.1.1 Μέλη δικτυώματος

Στον έλεγχο σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, λήφθηκε υπόψη στο λογισμικό ότι όλες οι χαλύβδινες διατομές (δικτυώματα, διαδοκίδες) παραλαμβάνουν τα ίδια βάρη αυτών και του καταστρώματος, πριν εφαρμοστούν τα υπόλοιπα φορτία. Πρακτικά αυτή η επιλογή έγινε για να ληφθούν υπόψη οι αρχικές τάσεις και παραμορφώσεις, στη φάση πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος.

9.1.2 Διαδοκίδα

Συγκεκριμένα, η διαδοκίδα ελέγχθηκε και σε κάμψη και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στη φάση κατασκευής, ώστε να εξασφαλισθεί ότι δύναται να παραλάβει το ίδιο βάρος αυτής και του νωπού σκυροδέματος ελαστικά, χωρίς να ξεπεράσει το όριο διαρροής της:

9.1.2.1 Έλεγχος κάμψης

$$\text{Ίδιο βάρος διαδοκίδας: } q_s = A_s \gamma_s = (431.3 \cdot 10^{-4}) 75.8 = 3.4 \text{ kN / m}$$

$$\text{Ίδιο βάρος σκυροδέματος: } q_c = bh \gamma_c = 0.5 \cdot 0.35 \cdot 25 = 43.4 \text{ kN / m}$$

$$\text{Συνολικό κατανεμημένο φορτίο: } q = q_s + q_c = 46.7 \text{ kN / m}$$

$$\text{Ροπή σχεδιασμού: } M_{Ed} = \frac{ql^2}{8} = 1244 \text{ kNm}$$

$$\text{Ελαστική αντοχή σχεδιασμού: } M_{el,Rd} = W_{el} f_y = 4081.1 \text{ kNm}$$

$$W_{el} = \frac{I_y}{h/2} = \frac{4.311 \cdot 10^{-4}}{0.75/2} = 11496 \text{ cm}^3$$

Συνεπώς, ο έλεγχος ικανοποιείται. (30%)

9.1.2.2 Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Με βάση την ενότητα 6.1.4 υπολογίζεται η κρίσιμη ελαστική ροπή λυγισμού, με τα εξής δεδομένα:

- Θα τοποθετηθούν πλευρικές εξασφαλίσεις με χιαστί συνδέσμους, οι οποίοι μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος μπορούν να αφαιρεθούν. Αυτή η μέθοδος μειώνει το μήκος πλευρικού λυγισμού στο μισό.

$$L = 14 / 2 = 7m$$

- Για αρθρώσεις στα δύο άκρα για λυγισμό περί τον z (συντηρητική προσέγγιση): $k = k_w = 1$
- Για αμφιέριστη δοκό: $C_1 = 1.132$ $C_2 = 0.454$ $C_3 = 0.525$

- Σταθερά στρέψης: $I_t = 787cm^4$ και $I_z = 52180cm^4$, $I_w = I_z \frac{h^2}{4} = 73378125cm^6$

- $E = 21000kN / cm^2$, $G = \frac{E}{2(\nu+1)} = 8700kN / cm^2$

- Για συμμετρική διατομή: $z_g = z_j = 0$

Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν οι ακόλουθες τιμές των συντελεστών:

- $A = 22973kN$
- $B = 1406.25cm^2$
- $C = 337.38cm^2$
- $D = 0$

Τότε

$$M_{cr} = 9593kNm$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα είναι

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_{el,y} f_y}{M_{cr}}} = 0.652$$

Για καμπύλη λυγισμού c, αφού ισχύει $\frac{h}{b} = \frac{750}{500} < 2$, ο συντελεστής ατελειών ισούται με $a_{LT} = 0.49$

$$\Phi = 0.5(1 + a_{LT}(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.824$$

Τότε ο μειωτικός συντελεστής είναι

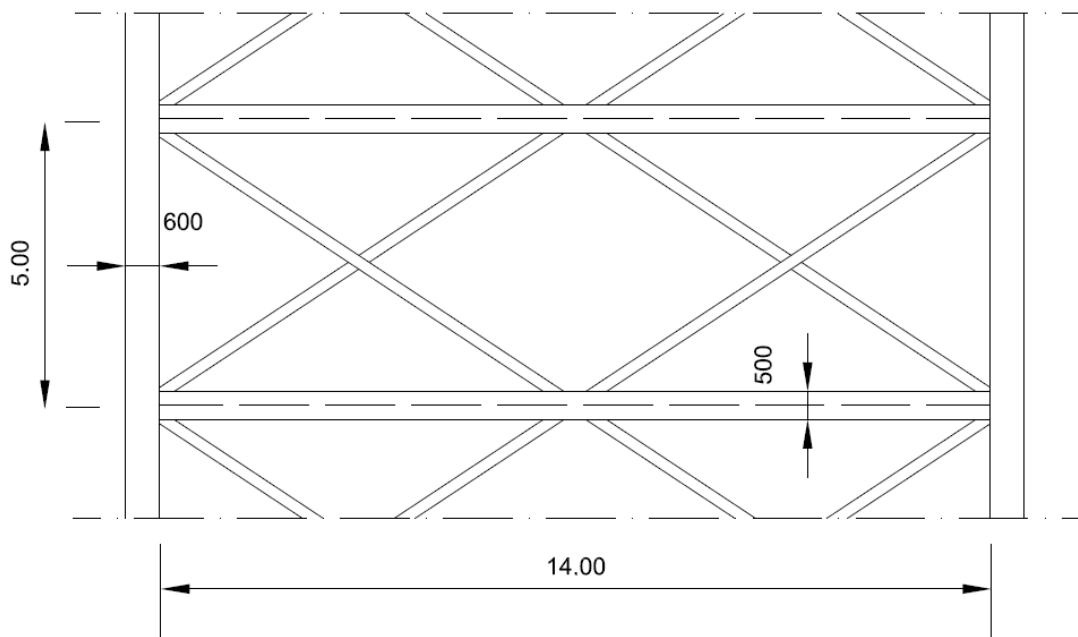
$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.754$$

Υπολογίζεται η αντοχή της δοκού σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

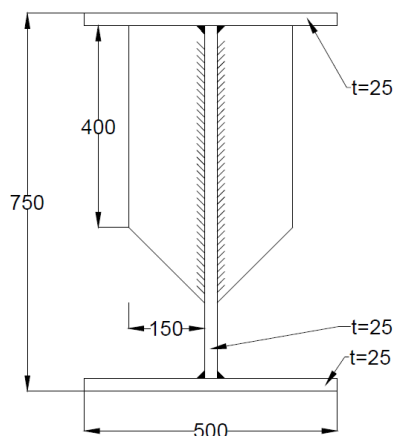
$$M_{b,el,Rd} = \chi W_{el,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 2979kNm > M_{Ed}$$

Οπότε, ο έλεγχος ικανοποιείται. (42%)

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας και η λεπτομέρεια της διαδοκίδας. (Σχήματα 9.1-9.2)



Σχήμα 9 - 1 : Διάταξη πλευρικών εξασφαλίσεων



Σχήμα 9 - 2 : Διαμόρφωση λεπτομέρειας διαδοκίδας

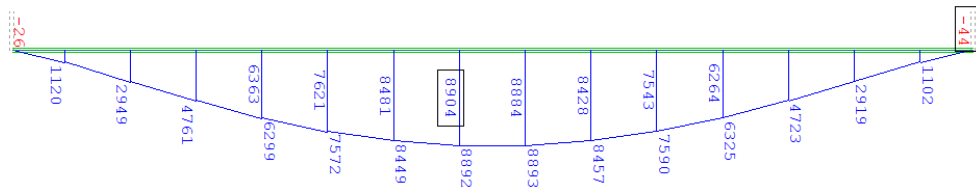
9.2 Διατμητική σύνδεση διαδοκίδας

9.2.1 Συνδυασμοί ελέγχου και αντοχή διατμητικής σύνδεσης

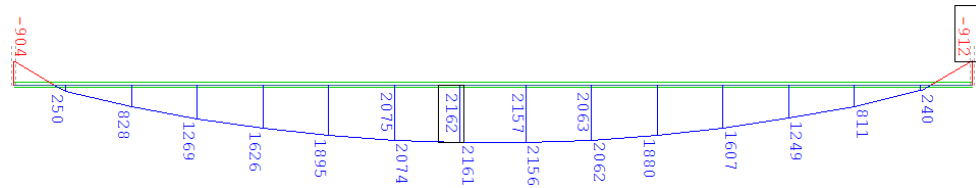
Πίνακας 9 - 1 : Συνδυασμοί διατμητικής σύνδεσης					
	$(G + S_{sec})$	C_{sec}	Q	T	Αντοχή
ΟΚΑ	1.35	1.00	1.45	1.5	P_{Rd}
ΟΚΛ	1.00	1.00	0.80	0.6	$0.6P_{Rd}$
Κόπωση	1.00	1.00	1.00	0.6	$0.3P_{Rd}$

9.2.2 Πλαστική ανάλυση για ΟΚΑ

Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για ροπή κάμψης της διαδοκίδας στην ΟΚΑ.



Σχήμα 9 - 3 : Ροπή σχεδιασμού ανοίγματος σε ΟΚΑ



Σχήμα 9 - 4 : Ροπή σχεδιασμού στήριξης σε ΟΚΑ

Υπολογισμός διαμήκου δύναμης σε μισή δοκό

- Άνοιγμα: $V_l^+ = Z^+ = A_s f_y = 425 * 35.5 = 15088 kN$
- Στήριξη: $V_l^- = Z_1 + Z_2 + Z^- = 10240 kN$

Επιλέγονται ήλοι με χαρακτηριστικά:

$$S355, d = 22mm, d_2 = 35mm, h = 250mm, f_u = 510MPa$$

Αντοχή ήλων:

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2})$$

Αντοχή ήλων:

$$P_{Rd1} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2 / 4}{\gamma_v} = 510 * 10^3 * 0.8 \frac{\pi 0.022^2 / 4}{1.25} = 124 kN$$

Αντοχή άντυγας σκυροδέματος :

$$P_{Rd2} = 0.29 a d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v = 0.29 * 1 * 0.022^2 \sqrt{35 * 10^3 * 33.5 * 10^6} / 1.25 = 121.6 kN$$

Όπου

- $\frac{h}{d} = \frac{250}{22} = 11.4 > 4 \rightarrow a = 1$
- Για C35/45 είναι $f_{ck} = 35MPa$, $E_{cm} = 33.5GPa$

Οπότε $P_{Rd} = 124 kN$

Οι ήλοι κατανέμονται ως εξής:

- Στο άνοιγμα, για δύο σειρές: $n_{av} = \frac{V_l^+}{P_{Rd}} = \frac{15088}{2 * 124} = 61$, $\Delta l_{av} = \frac{L/2}{n_{av}} = \frac{7}{61} = 11.4 cm$

Περιορισμοί αποστάσεων

$$\min e_L = 5d_s = 11.4\text{cm}$$

$$\max e_L = 6h = 6 * 25 = 150\text{cm}$$

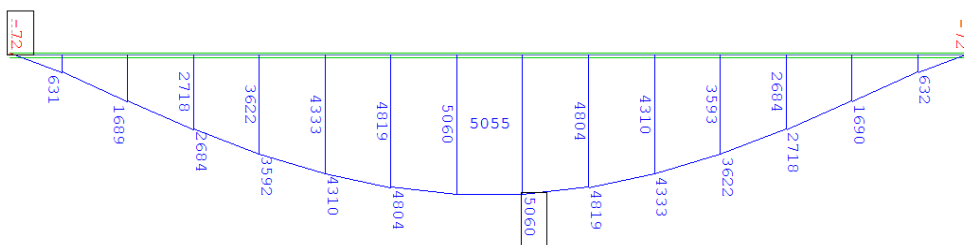
$$\min e_T = 2.5d = 2.5 * 2.2 = 5.5\text{cm}$$

Τελικά επιλέγονται 2Φ22/11. Η εγκάρσια απόσταση μεταξύ των ήλων επιλέγεται 5.6cm

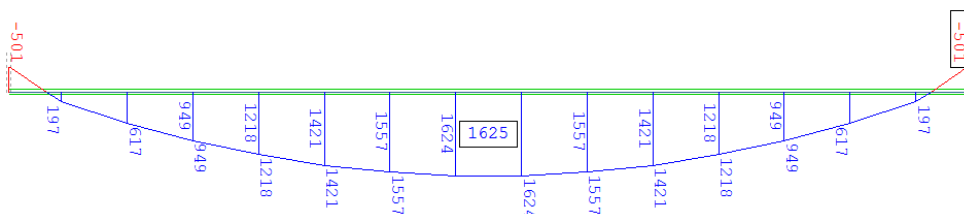
Η αραιώση που θα μπορούσε να εφαρμοστεί στις περιοχές αρνητικών ροπών δεν επιλέγεται, γιατί θα γινόταν για μήκος μόλις 1m.

9.2.3 Ελαστική ανάλυση σε ΟΚΛ

Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για ροπή κάμψης της διαδοκίδας στην ΟΚΛ.



Σχήμα 9 - 5 : Ροπή σχεδιασμού ανοίγματος σε ΟΚΛ



Σχήμα 9 - 6 : Ροπή σχεδιασμού στήριξης σε ΟΚΛ

Στα ανοίγματα είναι $M_{Ed} = 5060\text{kNm}$, $V_{Ed} = 433\text{kN}$

Στις στηρίξεις είναι $M_{Ed} = -501\text{kNm}$, $V_{Ed} = 1280\text{kN}$

Στην ελαστική ανάλυση $V_l = \frac{V_{Ed} S}{I_e}$

$$S = A_s(z_a - z_{a-a}) = 425(75/2 - 35) = 1062.5\text{cm}^3$$

Για θετικές ροπές και βάθος θλιβόμενης ζώνης εντός της πλάκας σκυροδέματος είναι

$$V_l^+ = \frac{1100 * 1062.5 \text{ kNcm}^3}{1.673 * 10^6 \text{ cm}^4} = 69.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Για αρνητικές ροπές είναι

$$V_l^- = \frac{1180 * 1062.5}{4.001 * 10^5} \frac{kNcm^3}{cm^4} = 313 \frac{kN}{m}$$

Η αντοχή των τοποθετημένων ήλων ανά μέτρο στον έλεγχο της ΟΚΛ είναι

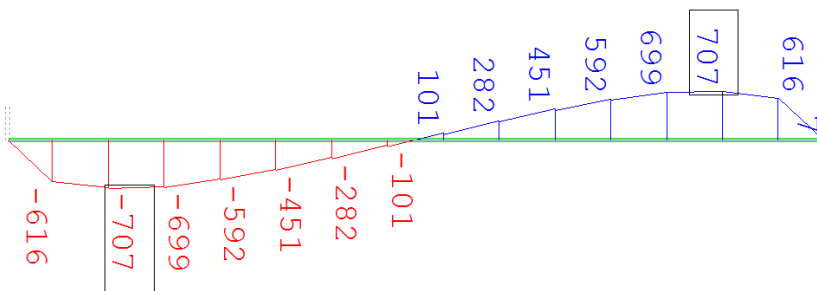
$$2 \frac{100}{11} 0.6 P_{Rd} = 1352 \frac{kN}{m}$$

Ο έλεγχος καλύπτεται.

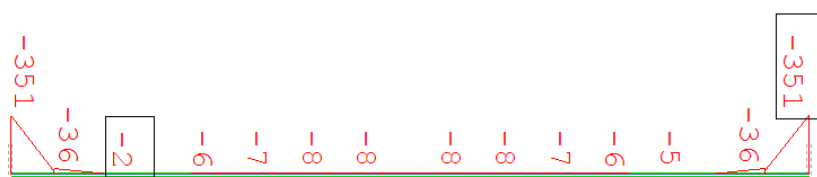
9.2.4 Ελαστική ανάλυση σε κόπωση



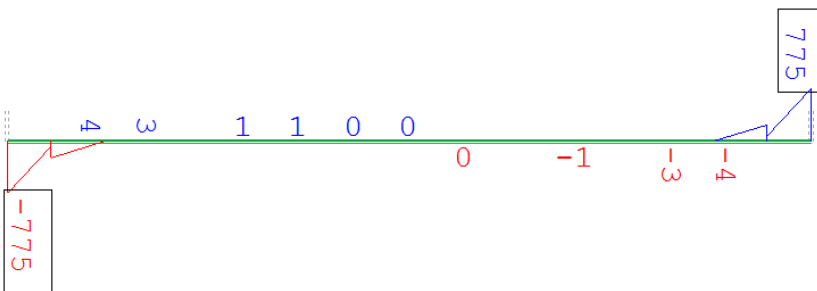
Σχήμα 9 - 7 (α) : Ροπή σχεδιασμού ανοίγματος σε συνδυασμό κόπωσης



Σχήμα 9 - 7 (β) : Τέμνουσα σχεδιασμού ανοίγματος σε συνδυασμό κόπωσης



Σχήμα 9 - 8 (α) : Ροπή σχεδιασμού στήριξης σε συνδυασμό κόπωσης



Σχήμα 9 - 8 (β) : Τέμνουσα σχεδιασμού στήριξης σε συνδυασμό κόπωσης

Στα ανοίγματα είναι $M_{Ed} = 3295 kNm$, $V_{Ed} = 707 kN$

Στις στηρίξεις είναι $M_{Ed} = -351kNm$, $V_{Ed} = 775kN$

Στην ελαστική ανάλυση $V_l = \frac{V_{Ed}S}{I_e}$

$$S = A_s(z_a - z_{a-a}) = 425(75/2 - 35) = 1062.5cm^3$$

Για θετικές ροπές και βάθος θλιβόμενης ζώνης εντός της πλάκας σκυροδέματος είναι

$$V_l^+ = \frac{707 * 1062.5}{1.673 * 10^6} \frac{kNcm^3}{cm^4} = 44.9 \frac{kN}{m}$$

Για αρνητικές ροπές είναι

$$V_l^- = \frac{775 * 1062.5}{4.001 * 10^5} \frac{kNcm^3}{cm^4} = 206 \frac{kN}{m}$$

Η αντοχή των τοποθετημένων ήλων ανά μέτρο στον έλεγχο της ΟΚΛ είναι

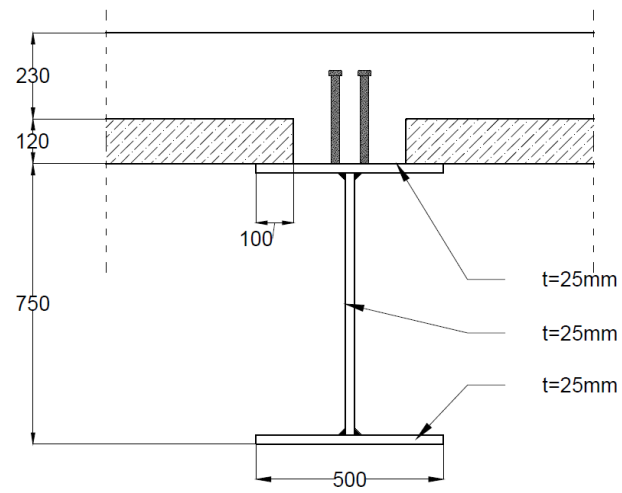
$$2 \frac{100}{11} 0.3P_{Rd} = 676 \frac{kN}{m}$$

Ο έλεγχος καλύπτεται. Αναλυτικά οι διατμητικοί ήλοι παρουσιάζονται στα σχήματα 9 – 7, 9 – 8.

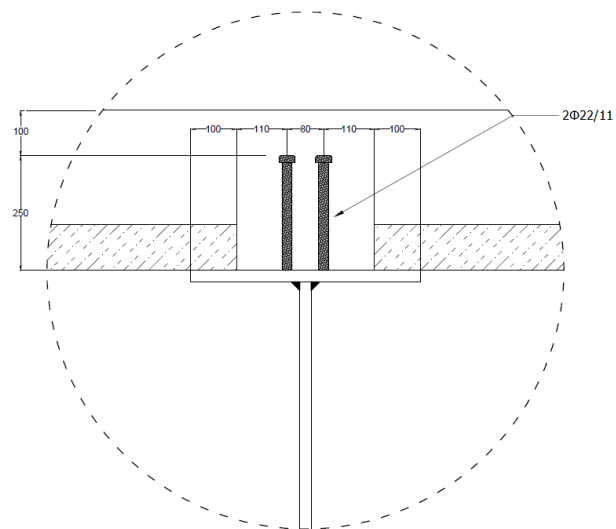
9.3 Πρόπλακα σκυροδέματος

Για να αποφευχθεί η τοποθέτηση ικριωμάτων για τη σκυροδέτηση της πλάκας σκυροδέματος, θα τοποθετηθεί πρόπλακα με τα ακόλουθα δεδομένα. Οι πλάκες θα καλύπτουν την απόσταση διαδοχικών διαδοκίδων και πλάτος 2m, για κατασκευαστικούς λόγους.

Πίνακας 9 - 2 : Στοιχεία πρόπλακας	
Μήκος	4.7m
Πλάτος	2m
Ύψος	0.12m
Οπλισμός κατά Χ	Φ25/8
Οπλισμός κατά Υ	Φ16/16
Επικάλυψη οπλισμού	4mm



Σχήμα 9 - 9 : Διατομή διαδοκίδας με διατμητικούς ήλους και πρόπλακα σκυροδέματος

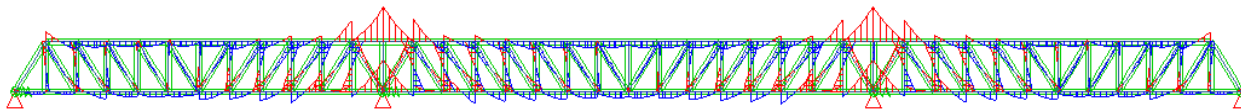


Σχήμα 9 - 10 : Λεπτομέρεια διατμητικών ήλων και πρόπλακας

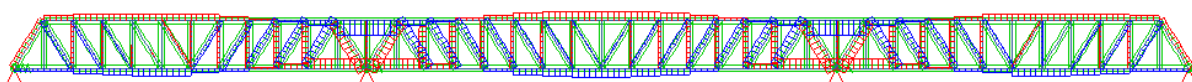
9.4 Αποκατάσταση συνέχειας δικτυώματος

9.4.1 Προσδιορισμός θέσεων αποκατάστασης συνέχειας

Στο Σχήμα 9 – 9 παρατίθεται η μορφή του διαγράμματος ροπής κάμψης του δικτυώματος λόγω του ίδιου βάρους αυτού και των διαδοκίδων.



Σχήμα 9 - 11 (α) : Διάγραμμα M_y δικτυώματος για φόρτιση από το ίδιο βάρος των χαλύβδινων μελών

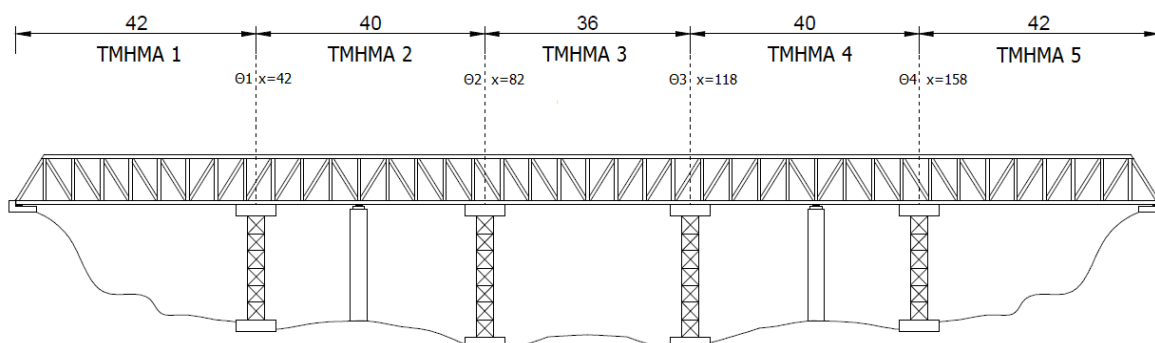


Σχήμα 9 - 9 (β) : Διάγραμμα N δικτυώματος για φόρτιση από το ίδιο βάρος των χαλύβδινων μελών

Με βάση το Σχήμα 9 – 9 επιλέγονται οι 4 θέσεις αποκατάστασης συνέχειας στο δικτύωμα:

- Θέση 1 : $x = 42m$
- Θέση 2 : $x = 82m$
- Θέση 3 : $x = 118m$
- Θέση 4 : $x = 154m$

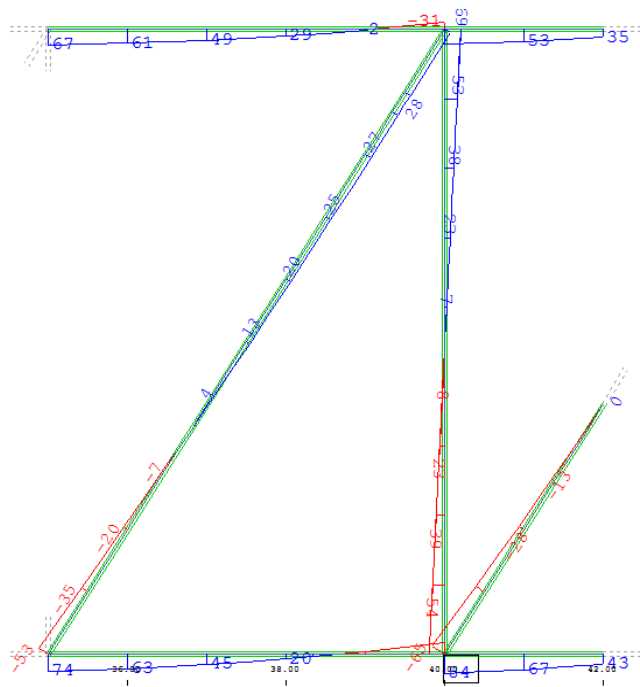
Οι θέσεις αποκατάστασης συνέχειας παρουσιάζονται στο σχήμα 9 – 10:



Σχήμα 9 - 12 : Αποκατάσταση συνέχειας δικτυώματος

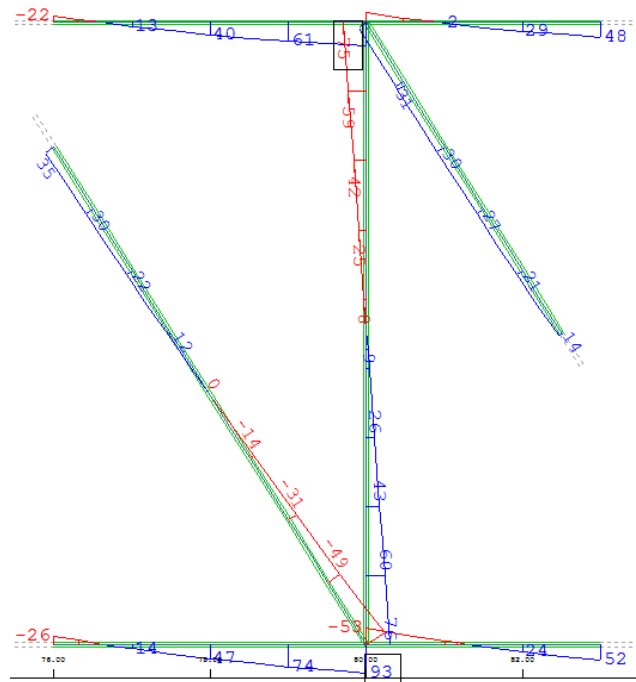
Ελέγχονται αναλυτικά τα εντατικά μεγέθη στις θέσεις αποκατάστασης της συνέχειας του δικτυώματος:

- Θέση 1: $x = 42m$.

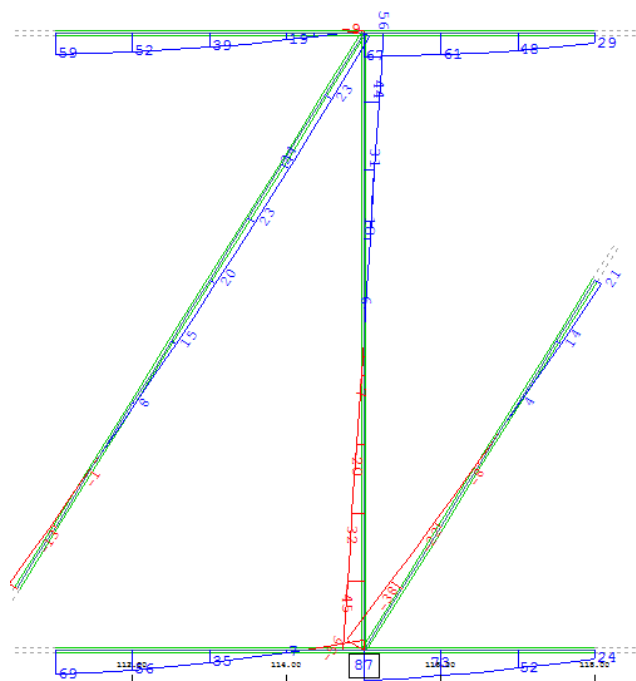


Σχήμα 9 - 13 : Ροπή κάμψης στην Θέση 1 ($x = 42m$)

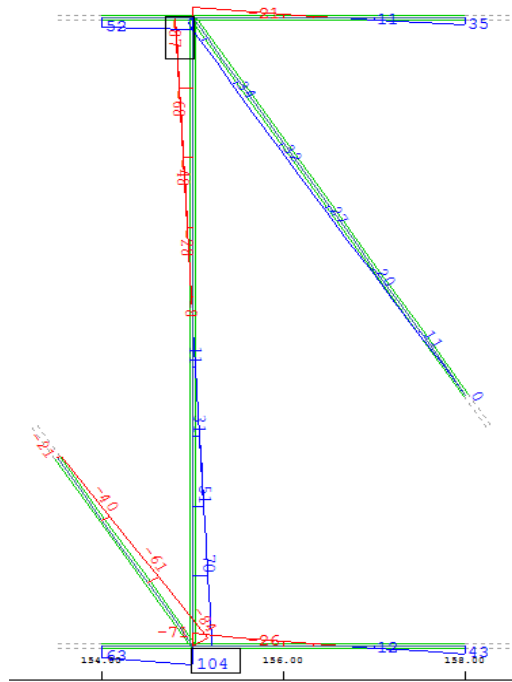
- Θέση 2: $x = 82m$

Σχήμα 9 - 14 : Ροπή κάμψης στη Θέση 2 ($x = 82m$)

- Θέση 3: $x = 118m$

Σχήμα 9 - 15 : Ροπή κάμψης στη Θέση 3 ($x = 118m$)

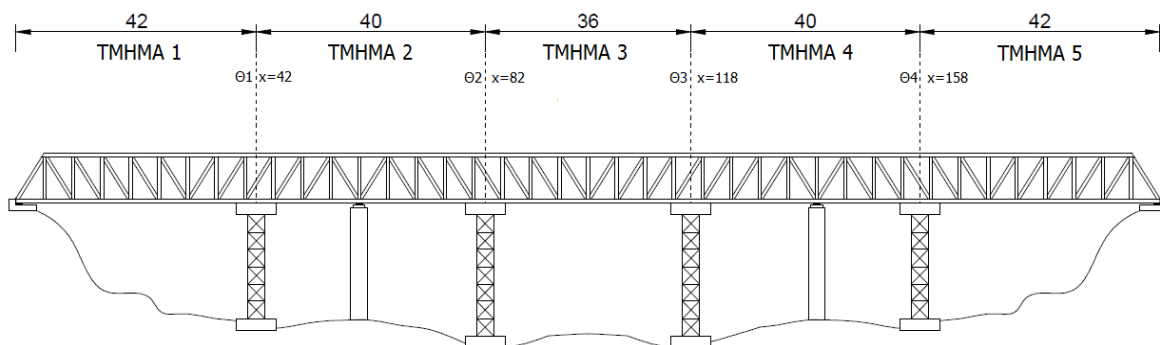
- Θέση 4: $x = 154m$



Σχήμα 9 - 16 : Ροπή κάμψης στη Θέση 4 ($x = 154m$)

9.4.2 Έλεγχος τμημάτων

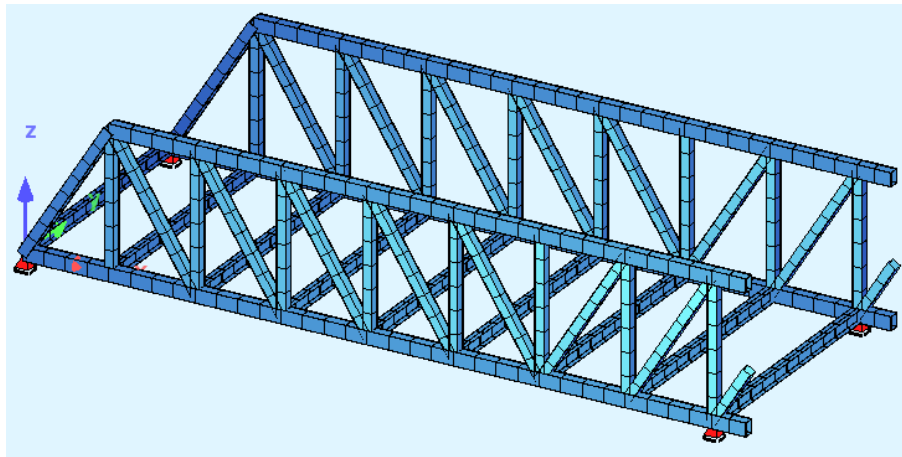
Τα 5 ξεχωριστά τμήματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 9 – 12. Στις επόμενες ενότητες παρουσιάζονται οι έλεγχοι στα διάφορα στατικά προσομοιώματα που προκύπτουν κατά τη διάρκεια της ανέγερσης. Από τους ελέγχους συμπεραίνεται ότι τα μέλη επαρκούν και παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Η καταπόνηση της διαδοκίδας από το ίδιο βάρος της δεν αλλάζει στα διάφορα μοντέλα, αφού δεν αλλάζει το στατικό της προσομοίωμα, και γι αυτό το διάγραμμα M_y της διαδοκίδας παρουσιάζεται μία μόνο φορά.



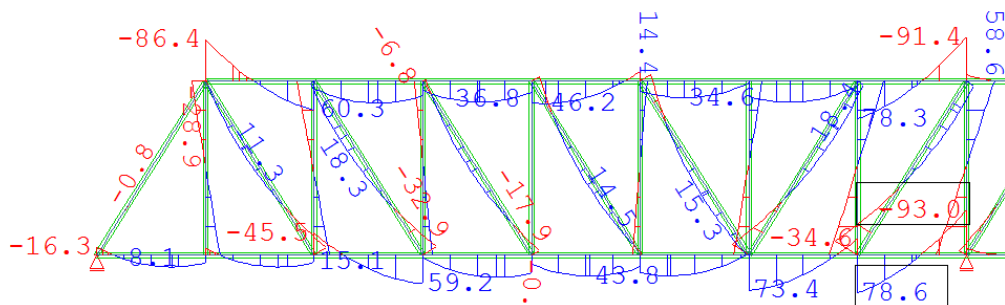
Σχήμα 9 - 17 : Ξεχωριστά τμήματα ανέγερσης

9.4.2.1 Τμήμα 1, 5

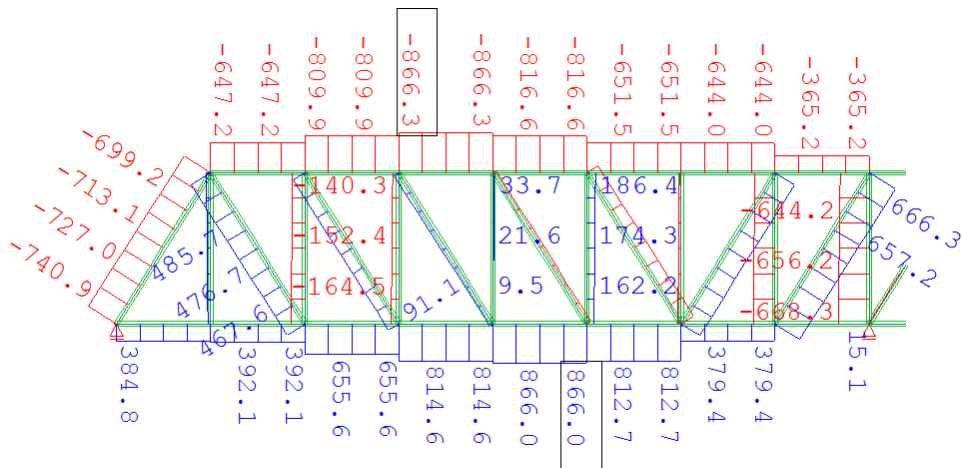
Τα τμήματα 1,5 είναι μήκους 42m και στηρίζονται αμφιέριστα στο ένα άκρο στο ακρόβαθρο της γέφυρας και στο άλλο στο άλλο σε προσωρινή στήριξη στη θέση $x=40m$. Στα Σχήματα 9 – 16 (α)-(δ) παρουσιάζεται το εξεταζόμενο τμήμα και τα βασικά εντατικά μεγέθη των μελών για φόρτιση από το ίδιο βάρος τους..



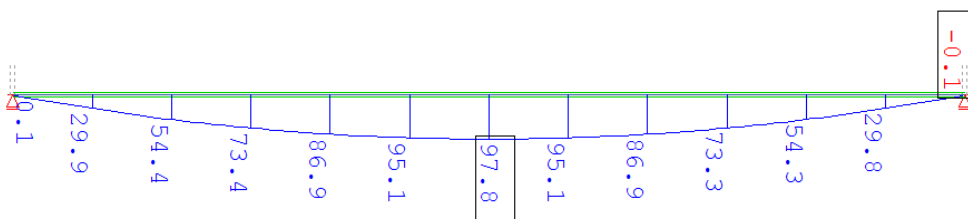
Σχήμα 9 - 18 (α) : Εξεταζόμενο τμήμα 1



Σχήμα 9 - 16 (β) : Διάγραμμα ροπής κάμψης δικτυώματος εξεταζόμενου τμήματος από ίδιο βάρος

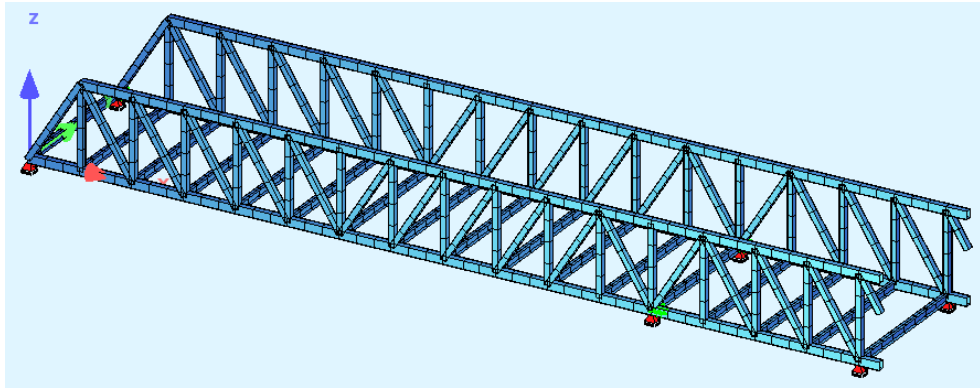


Σχήμα 9 - 16 (γ) : Διάγραμμα αξονικών δικτυώματος εξεταζόμενου τμήματος από ίδιο βάρος

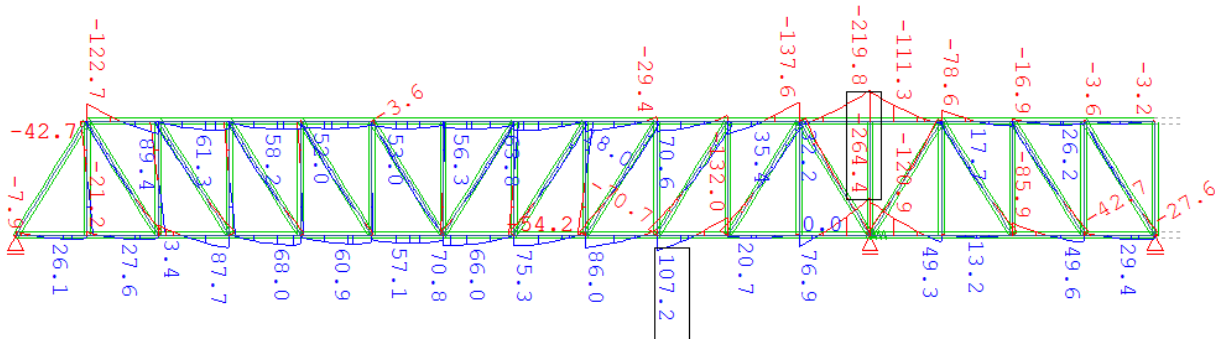


Σχήμα 9 - 16 (δ) : Διάγραμμα ροπής διαδοκίδας εξεταζόμενου τμήματος από ίδιο βάρος

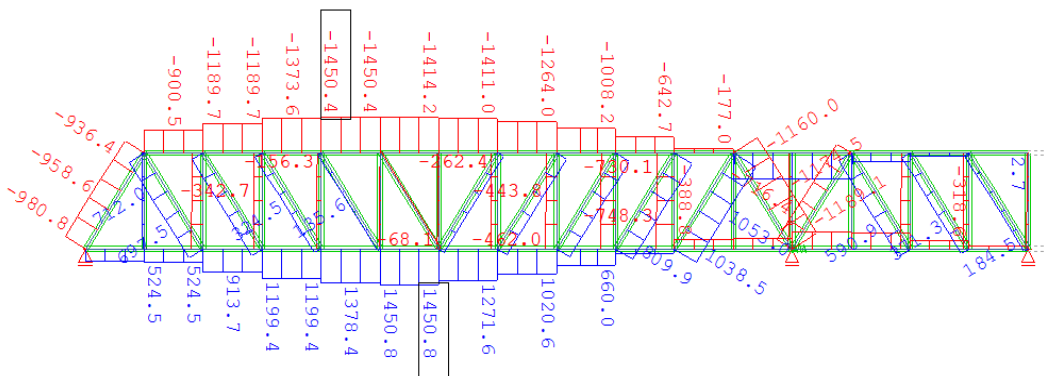
στη θέση $x=80\text{m}$ που είναι κατασκευασμένη για να γίνει η επόμενη συγκόλληση. Τα ανάλογα ισχύουν για το συγκολλημένο τμήμα των 4, 5, και για την προσωρινή στήριξη στα $x=120\text{m}$.



Σχήμα 9 - 20 (α) : Εξεταζόμενο μοντέλο συγκολλημένων τμημάτων 1 και 2

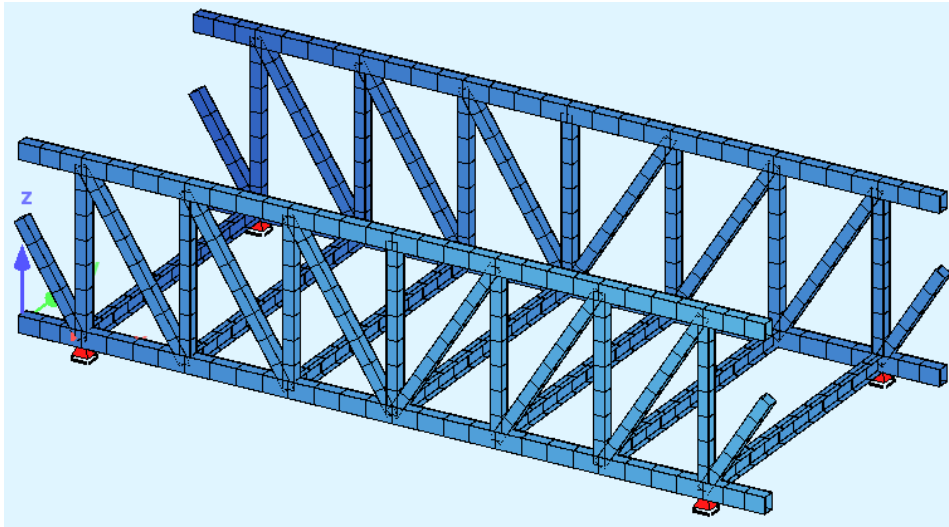


Σχήμα 9 -18 (β) : Διάγραμμα ροπής κάμψης δικτυώματος εξεταζόμενου τμήματος από ίδιο βάρος

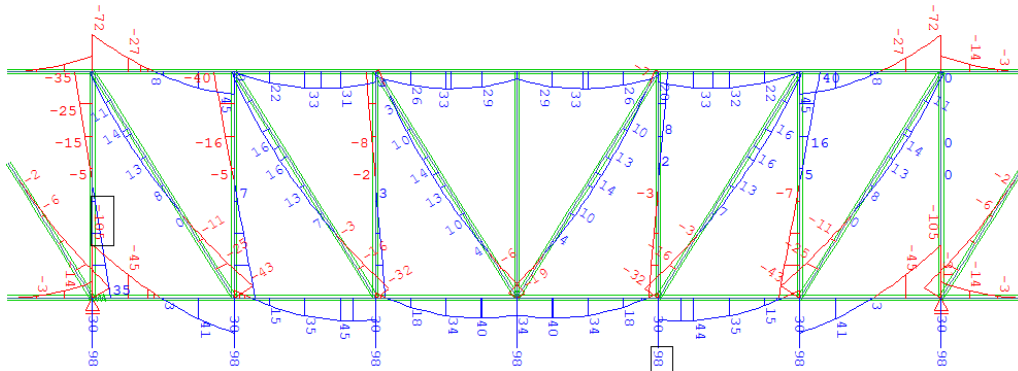


Σχήμα 9 -18 (γ) : Διάγραμμα αξονικών δικτυώματος εξεταζόμενου τμήματος από ίδιο βάρος

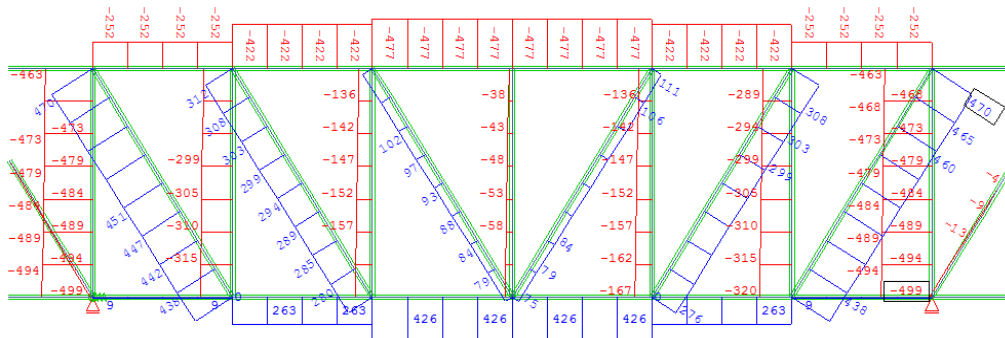
9.4.2.4 Τμήμα 3 (μήκος 36m)



Σχήμα 9 - 21 (α) : Εξεταζόμενο τμήμα 3



Σχήμα 9 - 19 (β) : Διάγραμμα ροπής κάμψης δικτυώματος εξεταζόμενου τμήματος από ίδιο βάρος



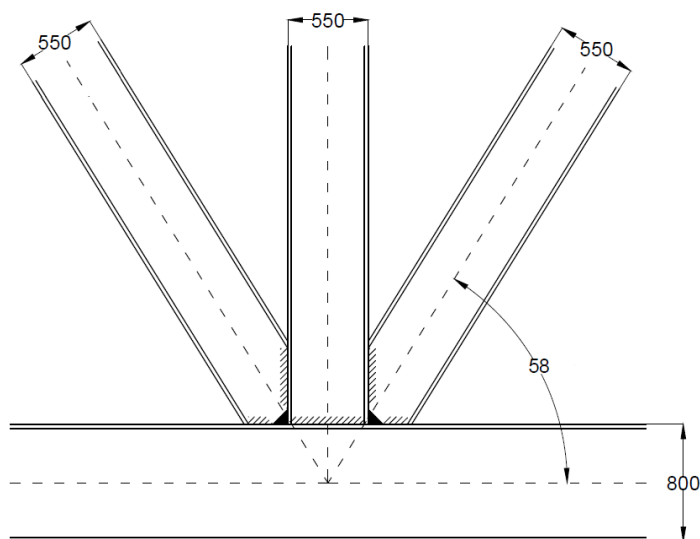
Σχήμα 9 - 19 (γ) : Διάγραμμα αξονικών δικτυώματος εξεταζόμενου τμήματος από ίδιο βάρος

9.5 Ανέγερση

Η κατασκευή θα πραγματοποιηθεί σε 5 στάδια.

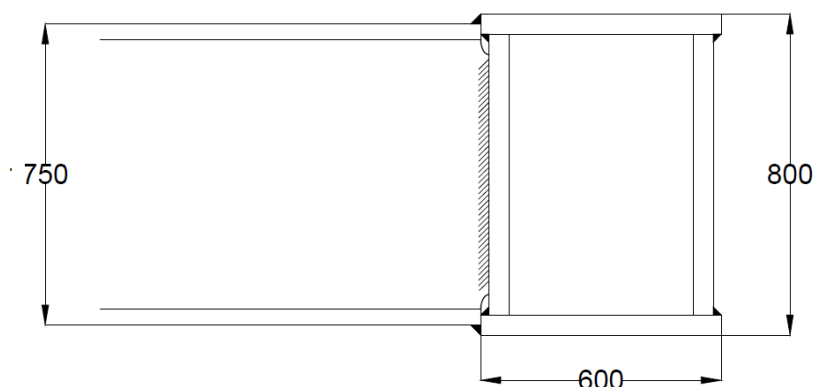
- Στην 1^ο στάδιο θα γίνει συγκόλληση των 5 τμημάτων που προκύπτουν από τις 4 θέσεις αποκατάστασης της συνέχειας, για το καθένα από τα δύο δικτυώματα ξεχωριστά. Συγκολλούνται επί τόπου τα πέλματα σε όλο το μήκος των τμημάτων και κατόπιν οι ορθοστάτες και οι διαγώνιοι. Σε αυτό το στάδιο δικτύωμα είναι σε οριζόντια θέση, και έχει

πλήρη έδραση. Στο σχέδιο 9 – 20 παρουσιάζεται ποιοτικά ο τρόπος που θα γίνεται η συγκόλληση διαγωνίου-ορθοστάτη-πέλματος.



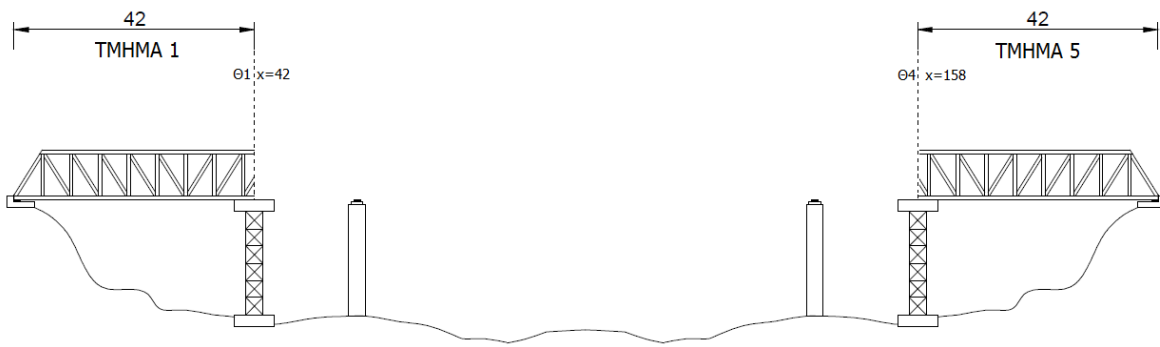
Σχήμα 9 - 22 : Συγκόλληση κόμβου δικτυώματος

- Στο 2^ο στάδιο, τα τμήματα δικτυώματος σηκώνονται σε κατακόρυφη θέση και συγκολλούνται οι διαδοκίδες. Έτσι δημιουργείται πλαίσιο μορφής U κατά την εγκάρσια έννοια. Στο σχήμα 9 – 21 φαίνεται η συγκόλληση διαδοκίδας-πέλματος.

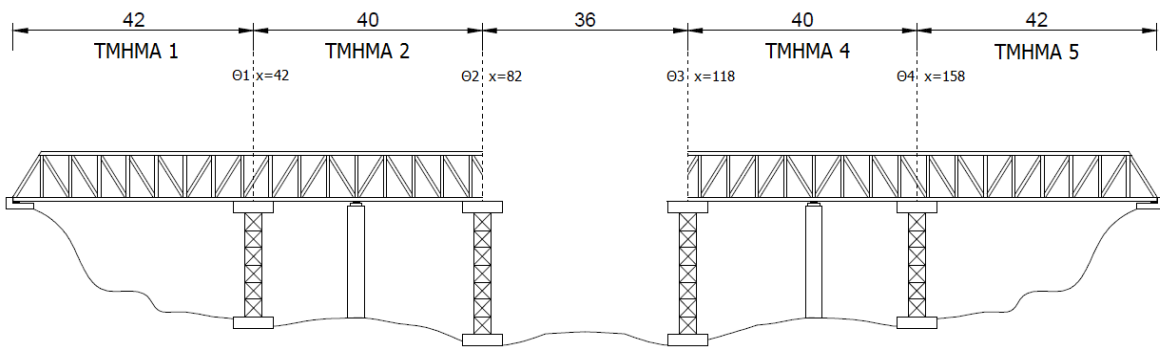


Σχήμα 9 - 23 : Συγκόλληση διαδοκίδας-πέλματος

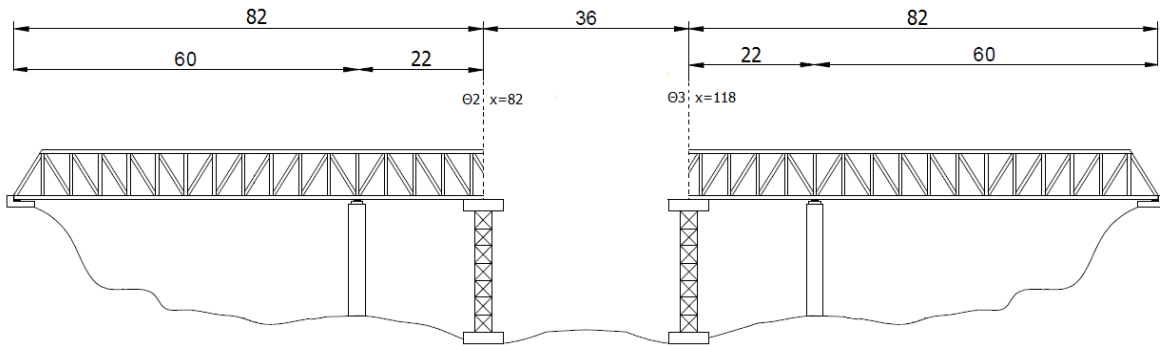
- Στην 3^ο στάδιο γίνεται η ανέγερση του κατασκευασμένου τμήματος του φορέα και πραγματοποιείται η αποκατάσταση της συνέχειας των δύο δικτυωμάτων με συγκόλληση των τεσσάρων πελμάτων σε κάθε θέση. Τα τμήματα σηκώνεται από τα άκρα του ως αμφιέριστο, και πρέπει να είναι σε θέση να φέρει το ίδιο βάρος του. Οι 5 διαφορετικές φάσεις της ανέγερσης παρουσιάζονται στα σχήματα 9 – 22 (α) ως (ε).
- Στην 5^η φάση τοποθετούνται οι πρόπλακες σκυροδέματος ($h=12\text{cm}$) και οι υπόλοιποι οπλισμοί.
- Στην 6^η φάση σκυροδετείται το μέρος της πλάκας που δεν καλύπτεται από την πρόπλακα ($h=23\text{cm}$). Κατόπιν, ο φορέας είναι έτοιμος και ακολουθούν οι λοιπές εργασίες.



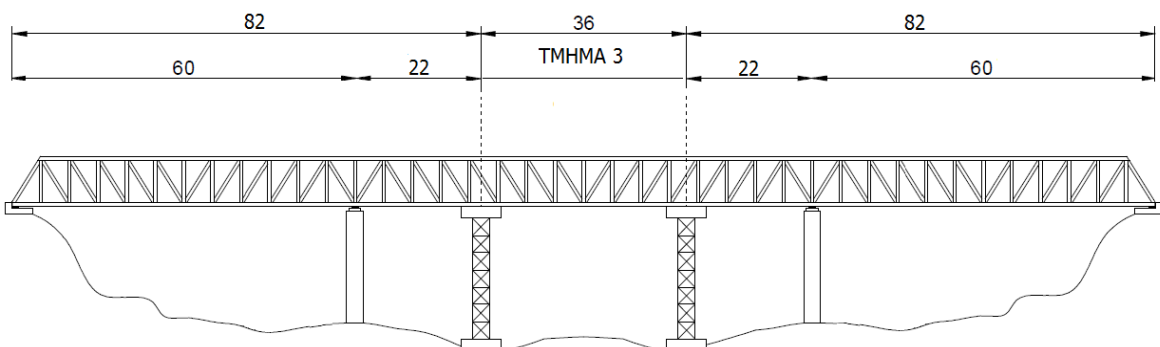
Σχήμα 9 - 24 (α) : Φάση 1



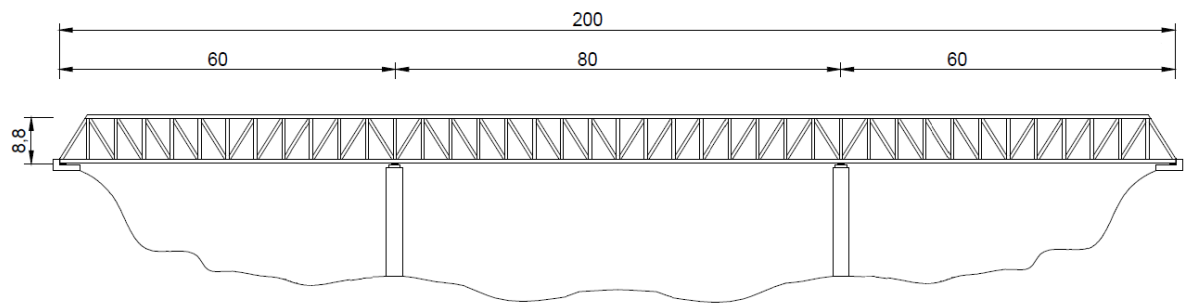
Σχήμα 9 - 22 (β) : Φάση 2



Σχήμα 9 - 22 (γ) : Φάση 3



Σχήμα 9 - 22 (δ) : Φάση 4



Σχήμα 9 - 22 (ε) : Φάση 5 (τελική μορφή)

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ι. Ερμόπουλος, «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες, 2^η έκδοση», Εκδ. Κλειδάριθμος, Αθήνα, 2008
2. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2^η έκδοση», Εκδ. Κλειδάριθμος, Αθήνα, 2005
3. Ι. Βάγιας, «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3^η έκδοση», Εκδ. Κλειδάριθμος, Αθήνα, 2010
4. Χ. Πυργίδης, «Συστήματα Σιδηροδρομικών Μεταφορών», Εκδ. Ζήτη, Θεσσαλονίκη, 2009
5. Α. Φωλας, «Έδραση Σιδηροδρομικής γραμμής σε πλάκα σκυροδέματος», Σημειώσεις μεταπτυχιακού προγράμματος Διοίκησης και Διαχείρισης Τεχνικών Έργων ΑΠΘ, Θεσσαλονίκη, 2008
6. Κ. Λυμπέρης, Α. Μπαλής, Τ. Γιαλαμά, «Επιδομή», «Υλικά επιδομής», «Υπολογισμός επιδομής», Σημειώσεις μαθήματος Σιδηροδρομικής Τεχνικής ΕΜΠ, Αθήνα 2013
7. J.-A. Calgaro, M. Tschumi, H.Gulvanessian, «Designers' Guide to Eurocode I: Actions on Bridges», Thomas Telford Publishing, London UK, 2010
8. C.R.Hendy and C.J.Murphy, «Designers' Guide to EN 1993-2, Eurocode 3: Design of steel bridges, Part 2: Steel bridges», Thomas Telford Publishing, London UK, 2007
9. B.Kolias, M.Fardis, Al.Pecker, «Designers' Guide to Eurocode 8: Design of bridges on earthquake resistance. EN1998-2», ICE Publishing, London UK, 2012
10. M.Tschumi, «Railway actions. Selected chapters from EN 1991-2 and Annex A2 of EN 1990», Dissemination of information workshop, Brussels Belgium, 2008
11. A. Athanasopoulou, M. Poljansek, A. Pinto, G. Tsionis, S. Denton (editors), «Bridge Design to Eurocodes. Worked examples», Publications office of the European Union, Luxemburg, 2012
12. L. Sanpaolesi, P. Croce, «Eurocode Handbook 4. Design of bridges», Pisa Italy, 2005
13. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
14. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
15. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
16. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
17. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
18. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
19. EN1993-1-9: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-9: Κόπωση, CEN, Απρίλιος 2004

20. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
21. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005