



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



## **Τοξωτή Γέφυρα Με Διπλό Κατάστρωμα**



Διπλωματική Εργασία

**ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΦΩΤΑΣ**

EMK ΔΕ 2024 8

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Μάρτιος 2024





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



## **Τοξωτή Γέφυρα Με Διπλό Κατάστρωμα**



Διπλωματική Εργασία

**ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ ΦΩΤΑΣ**

EMK ΔΕ 2024

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Μάρτιος 2024





Copyright © Παναγιώτης Φώτας, 2024  
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 Παναγιώτη Φώτα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

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

Copyright © Panagiotis Fotas, 2024  
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).

Παναγιώτης Φώτας (2024-2025)  
Τοξωτή Γέφυρα Με Διπλό Κατάστρωμα  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2024 8  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Panagiotis Fotas (2024-2025)  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2024 8  
Double Deck Arched Bridge  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

## Ευχαριστίες

Με το τέλος της εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας σηματοδοτείται το τέλος των σπουδών μου στο τμήμα των Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Για αυτό τον λόγο θα ήθελα να ευχαριστήσω ορισμένους ανθρώπους που μου στάθηκαν και με βοήθησαν καθόλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κύριο Παύλο Θανόπουλο, επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας μου, για την όμορφη εμπειρία που μου προσέφερε, με την ελευθερία της επιλογής αυτού του φιλόδοξου, όπως το είχε χαρακτηρίσει ο ίδιος, θέματος της διπλωματικής μου εργασίας και των αρχιτεκτονικών αλλαγών που γινόντουσαν καθόλη τη διάρκεια της εκπόνησής της. Επιπλέον θα ήθελα να τον ευχαριστήσω για την άψογη συνεργασία, τη στήριξη και τη συνεχή καθοδήγησή που μου παρείχε όλο αυτό το διάστημα.

Έπειτα τους φίλους μου για τις όμορφες στιγμές που μου χάρισαν και για την στήριξη που μου παρείχαν καθόλη την διάρκεια των σπουδών μου.

Τέλος θα ήθελα να πω ένα ευχαριστώ στην οικογενειά μου για την οικονομική και ψυχολογική υποστήριξη που μου παρείχαν σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου και της μέχρι τώρα ζωής μου, καθώς και για τη δυνατότητα που μου παρείχαν προκειμένου να εισαχθώ και να αποφοιτήσω από τη σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2024 8

**Τοξωτή Γέφυρα Με Διπλό Κατάστρωμα**  
**Παναγιώτης Φώτας**

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά τον σχεδιασμό και τη μελέτη τοξωτής γέφυρας με διπλό κατάστρωμα. Το συνολικό άνοιγμα που γεφυρώνεται είναι 496,60m, με ευθύγραμμο κατάστρωμα και το συνολικό πλάτος της γέφυρας είναι 17m. Η γέφυρα είναι τριών ανοιγμάτων. Το μεσαίο άνοιγμα έχει μήκος 250m, ενώ τα ακριανά έχουν μήκος 123,30m το καθένα. Τα δύο καταστρώματα συνδέονται με δικτύωμα ύψους 7,50m και δημιουργούν ένα κιβώτιο με την συμβολή και των σύμμικτων διαδοκίδων. Το κιβλωτιο αυτό συνδέεται με τα κεκλυμένα τόξα με αναρτήρες και κεκλυμένα υποστυλώματα. Η μελέτη και ο σχεδιασμός της γίνεται με βάση τους Ευρωκώδικες.

Στα δύο πρώτα κεφάλαια γίνεται μια σύντομη εισαγωγή στις χαλύβδινες και σύμμικτες γέφυρες καθώς και μια σύντομη περιγραφή των υλικών που χρησιμοποιούνται, των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της υπό μελέτης γέφυρας, των διατομών των μελών της, της συνδεσής τους και της στατικής λειτουργίας.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται και υπολογίζονται όλες οι δράσεις που λήφθησαν υπόψιν κατά το σχεδιασμό και τη μελέτη της παρούσας γέφυρας.

Στα κεφάλαια τέσσερα και πέντε παρουσιάζονται οι ελέγχοι διατομών και μελών στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας, ενώ στο κεφάλαιο έξι και επτά η διατμητική δύνδεση της διαδοκίδας και ο έλεγχος των μελών σε κόπωση.

Τέλος, παρουσιάζεται η φάση κατασκευής με τους ελέγχους των διατομών σε αυτή, την ανέγερση της κατασκευής και ορισμένα προοπτικά και φωτορεαλιστικά σχέδια της γέφυρας.

Για την μελέτη/ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SOFiSTiK 2023, ενώ για το σχεδιασμό χρησιμοποιήθηκαν τα προγράμματα Rhino 7 και SOFiPLUS(-X) 2023. Για τα φωτορεαλιστικά σχέδια χρησιμοποιήθηκε το Lumion.





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



DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2024 8

## **Double Deck Arched Bridge**

**Panagiotis Fotas**

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

### **ABSTRACT**

The present thesis concerns the design and analysis of an arch bridge with a double deck. The total span of the bridge is 496,60m, with a straight deck, and the overall width of the bridge is 17m. The bridge consists of three spans. The central span has a length of 250m, while the side spans have a length of 123,30m each. The two decks are connected by a truss, with a height of 7,50m, forming a box with the contribution of composite transversely members. This box is linked to the inclined arches with full locked coil ropes and inclined columns. The analysis and design are based on Eurocodes.

The first two chapters provide a brief introduction to steel and composite bridges as well as a brief description of the materials used, the geometric characteristics of the bridge under study, the cross-sections of its members, their connection and the structural function.

The third chapter describes and calculates all the actions taken into consideration in the design and study of this bridge.

Chapters four and five present the checks of sections and members in the Limit State of Failure and the Limit State of Functionality, while chapters six and seven present the shear connection of the diagrid and the check of members in fatigue.

Finally, the construction phase with the checks of the cross-sections in it, the erection of the structure and some perspective and photorealistic models of the bridge are presented.

The software used for the analysis was SOFiSTiK 2023, and for the design Rhino 7 and SOFiPLUS(-X) 2023 were employed. Lumion was used for the photorealistic drawings





# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1</b>	<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b>	<b>1</b>
1.1	Γενικά	1
1.2	Σιδηροδρομικό Δίκτυο και Σύστημα ERS (Embedded Rail System )	3
1.3	Τοξωτές Γέφυρες	5
1.4	Δικτυωτές Γέφυρες	6
1.5	Γέφυρες με διπλό κατάστρωμα	8
<b>2</b>	<b>ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΓΕΦΥΡΑΣ</b>	<b>11</b>
2.1	Μόρφωση και Στατική Λειτουργία Φορέα	11
2.2	Παρουσίαση Προσωμοιώματος	14
2.3	Διατομή γέφυρας	15
2.4	Διατομές Μελών Γέφυρας και Δομικά υλικά	17
2.4.1	Διατομές Μελών	17
2.4.1.1	Τόξα	17
2.4.1.2	Υποστυλώματα	18
2.4.1.3	Αντιανέμιοι σύνδεσμοι	18
2.4.1.4	Πέλματα Δικτυώματος	19
2.4.1.5	Ορθοστάτες Δικτυώματος	19
2.4.1.6	Διαγώνια μέλη Δικτυώματος	20
2.4.1.7	Χιαστοί σύνδεσμοι πελμάτων δικτυώματος	20
2.4.1.8	Διαδοκίδες	21
2.4.1.9	Αναρτήρες	21
2.4.2	Δομικά Υλικά	22
<b>3</b>	<b>ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</b>	<b>23</b>
3.1	Μόνιμες Δράσεις	23
3.1.1	Ίδια Βάρη	23
3.1.2	Πρόσθετα Μόνιμα	23
3.2	Μεταβλητές Δράσεις	24
3.2.1	Κατακόρυφα Σιδηροδρομικά Φορτία Κυκλοφορίας	24
3.2.1.1	Πρότυπη Φόρτιση LM 71	24
3.2.1.2	Πρότυπη Φόρτιση SW/0	25
3.2.1.3	Δυναμικός Συντελεστής Φ	25
3.2.2	Κατακόρυφα Οδικά Φορτία Κυκλοφορίας	28
3.2.2.1	Διάρθρωση οδοστρώματος σε ονομαστικές λωρίδες κυκλοφορίας	28
3.2.2.2	Πρότυπη Φόρτιση LM 1	29
3.2.2.3	Φορτία Πεζοδρομίων	30
3.2.3	Δράσεις Ανέμου	31

3.2.3.1	Σταθερά μεγέθη δράσεων ανέμου σε όλη την κατασκευή .....	31
3.2.3.2	Μεγέθη δράσεων εξαρτώμενα από το ύψος ζώνης στοιχείων .....	31
3.2.3.3	Συντελεστές δύναμης δομικών στοιχείων και καταστώματος.....	33
3.2.3.4	Τελικός υπολογισμός δράσεων ανέμου .....	39
3.2.4	Θερμοκρασιακές Μεταβολές.....	39
3.3	Σεισμική Διέγερση .....	41
3.4	Συνδυασμοί Δράσεων .....	42
3.4.1	Γενικά .....	42
3.4.2	Συνδυασμοί σε Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ο.Κ.Α.).....	43
3.4.3	Συνδυασμοί σε Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.) .....	43
<b>4</b>	<b>ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Ο.Κ.Α.) .....</b>	<b>45</b>
4.1	Γενικά.....	45
4.2	Έλεγχοι επάρκειας διατομών .....	45
4.2.1	Κατηγοροποίηση Διατομών .....	45
4.2.2	Έλεγχος τάσεων Von Mises .....	48
4.2.2.1	Τόξα .....	48
4.2.2.2	Πέλματα δικτυώματος.....	49
4.2.2.3	Ορθοστάτες δικτυώματος.....	51
4.2.2.4	Διαγώνια μέλη δικτυώματος .....	51
4.2.2.5	Υποστυλώματα .....	52
4.2.2.6	Αντιανέμιοι σύνδεσμοι τόξων.....	53
4.2.2.7	Χιαστοί σύνδεσμοι .....	54
4.2.2.8	Διαδοκίδες.....	56
4.3	Έλεγχος επάρκειας Αναρτήρων.....	58
4.4	Έλεγχοι επάρκειας μελών .....	60
4.4.1	Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού .....	64
4.4.2	Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.....	65
4.4.3	Έλεγχος έναντι λυγισμού υπό συνδυασμένη κάμψη και θλίψη.....	66
4.4.4	Συγκεντρωτικοί έλεγχοι μελών έναντι λυγισμού .....	67
4.4.4.1	Πέλματα δικτυώματος.....	67
4.4.4.2	Ορθοστάτες δικτυώματος.....	68
4.4.4.3	Διαγώνια μέλη δικτυώματος .....	69
4.4.4.4	Υποστυλώματα .....	69
4.4.4.5	Αντιανέμιοι σύνδεσμοι τόξων.....	70
4.4.4.6	Χιαστοί σύνδεσμοι .....	71
4.4.5	Έλεγχος έναντι καθολικού λυγισμού.....	74
4.4.5.1	Τόξα .....	76
4.4.5.2	Δικτύωμα .....	77
4.4.6	Έλεγχος έναντι κύρτωσης.....	77

<b>5</b>	<b>ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (Ο.Κ.Λ.) .....</b>	<b>79</b>
5.1	Γενικά.....	79
5.2	Έλεγχος μέγιστου βέλους .....	79
5.3	Έλεγχος περιορισμού τάσεων μελών.....	81
<b>6</b>	<b>ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ.....</b>	<b>83</b>
6.1	Γενικά.....	83
6.2	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και διάταξη ήλων .....	83
6.3	Διατμητική αντοχή ήλων.....	85
6.4	Έλεγχος διατμητικής σύνδεσης διαδοκίδων .....	85
<b>7</b>	<b>ΚΟΠΩΣΗ.....</b>	<b>89</b>
7.1	Φορτίσεις Κόπωσης .....	89
7.1.1	Φόρτιση οδικών γεφυρών .....	89
7.1.2	Φόρτιση σιδηροδρομικών γεφυρών.....	90
7.1.3	Συντελεστές ισοδύναμης βλάβης λ .....	90
7.1.3.1	Οδικές γέφυρες .....	90
7.1.3.2	Σιδηροδρομικές γέφυρες .....	93
7.2	Έλεγχοι κόπωσης .....	94
7.2.1	Έλεγχοι κόπωσης λόγω πρότυπης φόρτισης LM 3 .....	95
7.2.1.1	Τόξα .....	95
7.2.1.2	Πέλματα δικτύματος.....	96
7.2.1.3	Ορθοστάτες δικτύματος.....	96
7.2.1.4	Διαγώνια μέλη δικτύματος .....	97
7.2.1.5	Υποστυλώματα .....	97
7.2.1.6	Αντιανέμιοι σύνδεσμοι.....	97
7.2.1.7	Χιαστοί συνδέσμοι .....	98
7.2.1.8	Διαδοκίδες.....	99
7.2.2	Έλεγχος κόπωσης λόγω σιδηροδρομικών φορτίων .....	100
7.2.2.1	Τόξα .....	100
7.2.2.2	Πέλματα δικτύματος.....	100
7.2.2.3	Ορθοστάτες δικτύματος.....	101
7.2.2.4	Διαγώνια μέλη δικτύματος .....	101
7.2.2.5	Υποστυλώματα .....	101
7.2.2.6	Αντιανέμιοι σύνδεσμοι.....	102
7.2.2.7	Χιαστοί συνδέσμοι .....	102
7.2.2.8	Διαδοκίδες.....	103
<b>8</b>	<b>ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....</b>	<b>107</b>
8.1	Έλεγχος διαδοκίδων.....	107
8.1.1	Έλεγχος τάσεων Von Mises .....	107
8.1.2	Έλεγχος έναντι λυγισμών .....	108

8.2	Ανέγερση.....	109
8.3	Προοπτικά και Φωτορεαλιστικά Σχέδια.....	115
<b>9</b>	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>123</b>

# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Γενικά

Ως γέφυρα νοείται μια αρχιτεκτονική ή τεχνική κατασκευή, μέσω της οποίας επιτυγχάνεται η ζεύξη δύο ή περισσότερων σημείων υπεράνω μεσολαβούντος εμποδίου, φυσικού ή τεχνητού. Οι γέφυρες έχουν σκοπό τη συνέχεια μιας γραμμής επικοινωνίας, όπως μιας οδού (οδικές γέφυρες και γέφυρες ποδηλάτων), ενός σιδηροδρόμου (σιδηροδρομικές γέφυρες), μιας ροής πεζών (πεζογέφυρες) ή ενός αγωγού, πάνω από ένα εμπόδιο. Τα πιο συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι ποτάμια ή γενικότερα υδάτινες επιφάνειες, συγκοινωνιακοί άξονες, εδαφικές ταπεινώσεις κλπ.[7]

Οι πρώτες γέφυρες καταγράφονται στα αρχαία χρόνια όπου ο άνθρωπος ήρθε για πρώτη φορά αντιμέτωπος με το πρόβλημα διέλευσης του από μικρές, σε πλάτος, υδάτινες επιφάνειες και εδαφικές ταπεινώσεις. Με τη χρήση κορμών δέντρων κατάφερε να γεφυρώσει και να ξεπεράσει αυτά τα εμπόδια. Με την εξέλιξη του ανρώπου, των αναγκών του και της τεχνολογίας χρησιμοποιήθηκαν διάφορα υλικά όπως ξύλο, φυσική πέτρα, σχοινιά, κλπ. για την γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων.

Μια σημαντική ανακάλυψη στην τεχνολογία της γέφυροποιίας ήρθε με την ανέγερση της σιδερένιας γέφυρας στο Shropshire της Αγγλίας το 1779, όπου χρησιμοποιήθηκε χυτοσίδηρος για πρώτη φορά ως τόξα για την διάσχιση του ποταμού Severn.

Με τη Βιομηχανική Επανάσταση του 19ου αιώνα, αναπτύχθηκαν συστήματα από σφυρήλατο σίδηρο για μεγαλύτερες γέφυρες. Με την έλευση του χάλυβα, ο οποίος έχει μεγάλη αντοχή εφελκυσμού, κατασκευάστηκαν πολύ μεγαλύτερες γέφυρες.

Στην σύγχρονη εποχή, λόγω της ανάπτυξης αναλυτικών μεθόδων υπολογισμού και σχεδιασμού γεφυρών, έχουμε οδηγηθεί στην βέλτιστη οικονομική και κατασκευαστική αξιοποίηση των υλικών. Τα επικρατέστερα υλικά για την κατασκευή γεφυρών είναι ο χάλυβας και το σκυρόδεμα, τα οποία συνδυάζονται συχνά στην δημιουργία σύμμικτων γεφυρών.



Σχήμα 1.1 Sheikh Zayed Bridge, Abu Dhabi, United Arab Emirates



*Σχήμα 1.2 Sydney Harbour Bridge, Sydney, Australia*

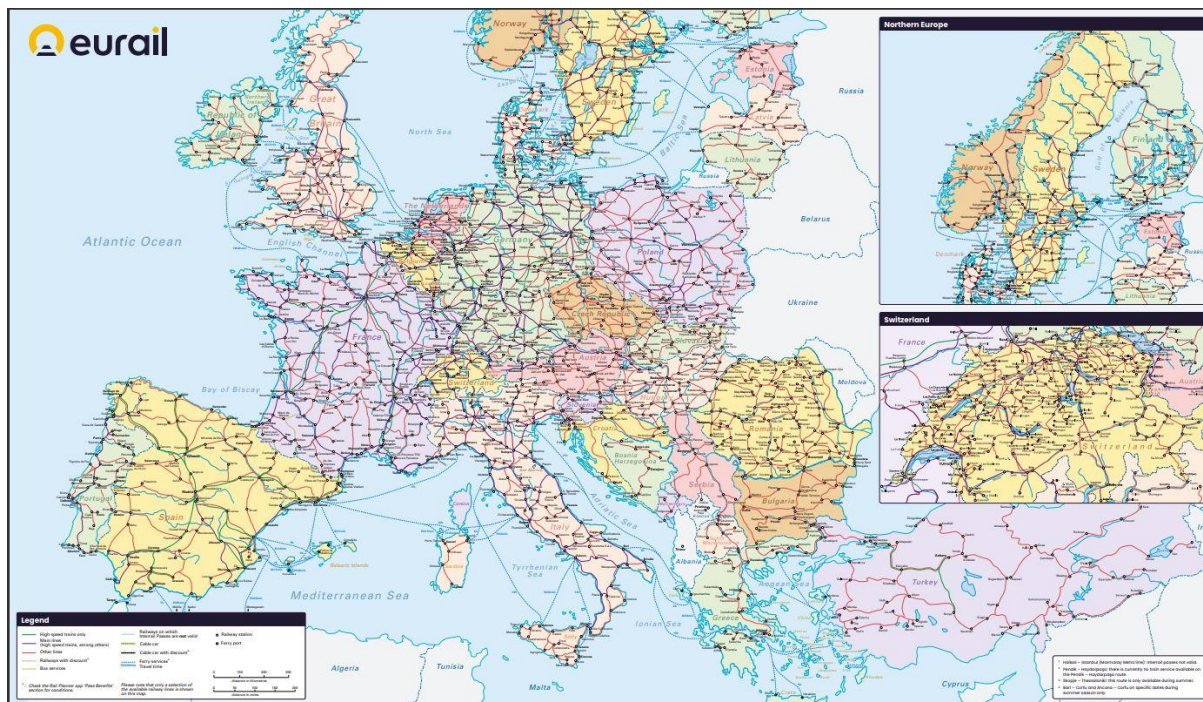


*Σχήμα 1.3 High Bridge (aka Python Bridge), Amsterdam, Netherlands*



## 1.2 Σιδηροδρομικό Δίκτυο και Σύστημα ERS (Embedded Rail System)

Το Ευρωπαϊκό σιδηροδρομικό δίκτυο αποτελεί μία πολύπλοκη υποδομή μεταφορών, το οποίο χρησιμοποιείται για τη μεταφορά επιβατών και εμπορευμάτων συνδέοντας μεγάλες πόλεις, κομωπόλεις και βιομηχανικούς κόμβους. Αξιοσημείωτο για τα εκτεταμένα και ολοκληρωμένα δίκτυά του, οι σιδηρόδρομοι περιλαμβάνουν γραμμές υψηλής ταχύτητας, συστήματα αστικών συγκοινωνιών και ειδικούς διαδρόμους εμπορευματικών μεταφορών. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται ενδεικτικά το σιδηροδρομικό δίκτυο της Ευρώπης.



Σχήμα 1.4 Χάρτης Σιδηροδρομικού Δικτύου Ευρώπης[31]

Οι νέες συνθήκες και απαιτήσεις που έχουν εισαχθεί για την ασφαλή και γρήγορη μεταφορά των επιβατών και των εμπορευμάτων καλύπτονται από τον Ευρωκώδικα. Ένα από τα βασικά σημεία στον σχεδιασμό σιδηροδρομικών γεφυρών είναι ο διαχωρισμός μεταξύ γεφυρών κανονικής και υψηλής ταχύτητας με βάση αν η ταχύτητα διέλευσης των συρμών ξεπερνά τα 200km/h.

Ο σιδηρόδρομος είναι ένα σύνθετο σύστημα από αρκετά βασικά στοιχεία, καθένα από τα οποία διαδραματίζει σημαντικό ρόλο στη διασφάλιση της ομαλής και ασφαλούς κίνησης των τρένων. Στην παρούσα διπλωματική οι σιδηροτροχιές εγκιβωτίζονται μέσα στην πλάκα σκυροδέματος με τη χρήση του συστήματος ERS (Embedded Rail System), σύστημα εγκιβωτισμένων σιδηροτροχιών.

Το σύστημα ERS (Embedded Rail System) είναι ένα υψηλής ποιότητας σύστημα στερέωσης σιδηροτροχιάς, για εφαρμογές Βαρέων Σιδηροδρόμων, Ελαφριών Σιδηροδρόμων και Τραμ, βασισμένο στην τεχνολογία της εγκιβωτισμένης σιδηροτροχιάς. Το σύστημα αποκτά την αντοχή του από τη συνεχή στήριξη της σιδηροτροχιάς και την πολύ υψηλή μείωση της μη επιθυμητής ρευστότητας. Η σιδηροτροχιά στερεώνεται ελαστικά σε ένα κανάλι από σκυρόδεμα ή χάλυβα με τη χρήση του ελαστομερούς δισυστατικού υλικού και υποστηρίζεται από στρώσεις διαφόρων υλικών. Μετά τη σκλήρυνση, το ελαστομερές δισυστατικό υλικό παραμένει ελαφρώς ελαστικό, αλλά πολύ ανθεκτικό, δημιουργώντας έτσι τη σταθερή και ανθεκτική σύνδεση της σιδηροτροχιάς με την πλάκα σκυροδέματος.

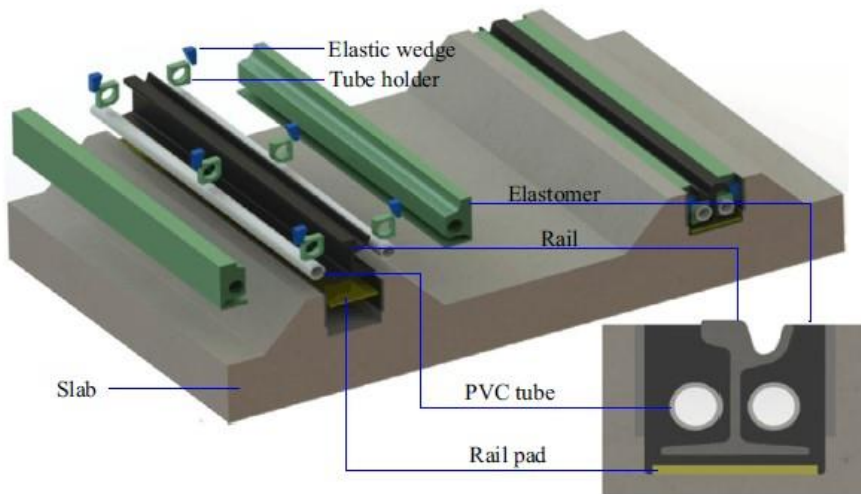
Το ελαστομερές δισυστατικό υλικό του ERS παρέχει ομοιόμορφη μεταφορά δυνάμεων από τη σιδηροτροχιά στο περιβάλλον στήριξης. Το σύστημα αντιμετωπίζει τις δυνάμεις και τις τάσεις που

προκαλούνται από τη διέλευση σιδηροδρομικών και οδικών οχημάτων και τις φυσικές επιδράσεις, όπως οι αλλαγές θερμοκρασίας και η διαύρωση του χάλυβα των σιδηροτροχιών.

Μερικά από τα πλεονεκτήματα του ERS (Embedded Rail System) είναι τα εξής :

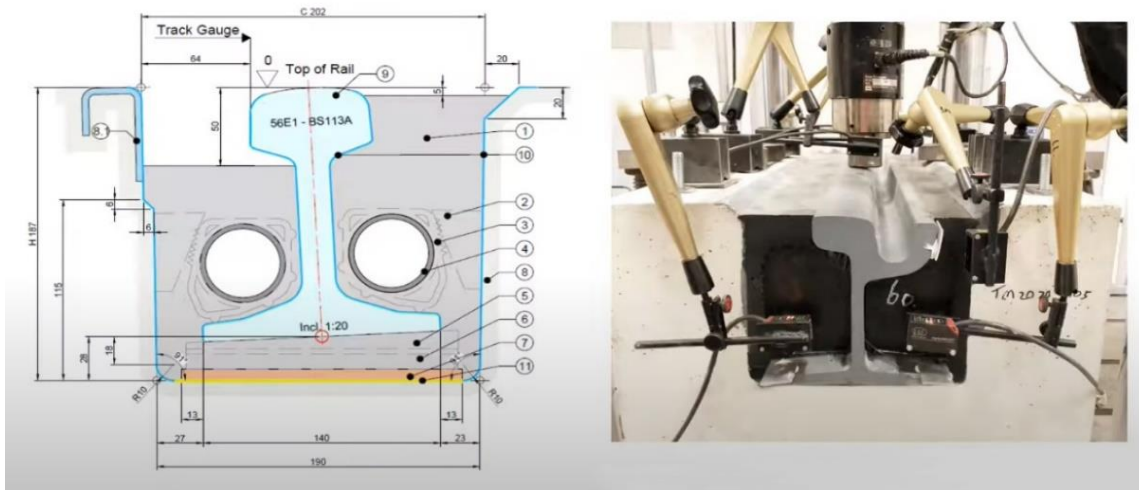
- Εύκολη προσαρμογή σε διαφορετικούς τύπους γεφυρών και καταστροφμάτων γεφυρών
- Σημαντική μείωση του ύψους και του βάρους της κατασκευής
- Μείωση των δονήσεων από την σιδηροτροχιά στην κύρια κατασκευή της γέφυρας
- Η ελαχιστοποίηση των αναγκών συντήρησης των σιδηροτροχιών καθώς ένα μικρό μέρος της σιδηροτροχιάς είναι εκτεθειμένο στις περιβαλλοντικές μεταβολές, όπως βροχή, υγρασία, αλλαγές θερμοκρασίας κλπ.

*Y. Zhao et al./Applied Acoustics 116 (2017) 70–81*



*Σχήμα 1.5 ERS (Embedded Rail System)*

## System design and testing



*Σχήμα 1.6 ERS Design and Testing<sub>[16]</sub>*



### 1.3 Τοξωτές Γέφυρες

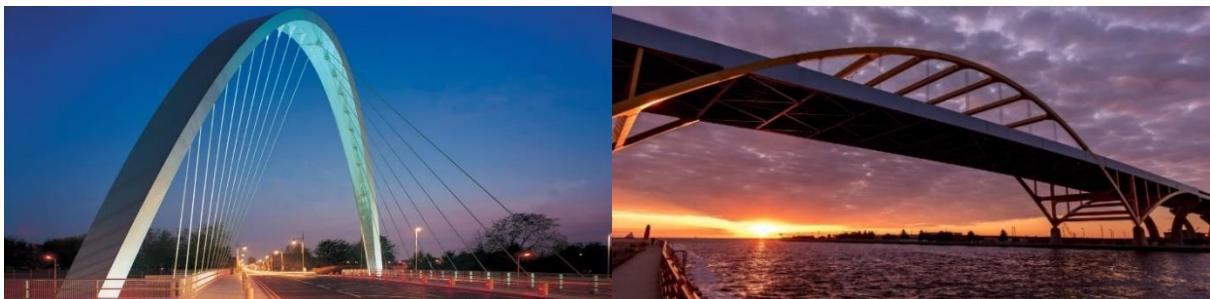
Τοξωτή χαρακτηρίζεται μια γέφυρα με στηρίγματα σχήματος κυρτού τόξου σε κάθε άκρο. Οι τοξωτές γέφυρες λειτουργούν μεταφέροντας το βάρος της γέφυρας και των φορτίων της κατά μήκος του τόξου το οποίο περιορίζεται από τις στηρίξεις στις δύο άκρες. Μία τοξωτή γέφυρα μπορεί να αποτελείται από μια σειρά τόξων ίδιων ή διαφόρων ανοιγμάτων.<sup>[32],[6]</sup>

Μερικά από τα είδη τοξωτών γεφυρών είναι τα εξής:

- Τοξωτή γέφυρα βραχέων προβόλων (Corbel Arch Bridge)
- Τοξωτή γέφυρα με κατάστρωμα οροφής (Deck Arch Bridge)
- Γέφυρα με κεκλιμένα / λοξά τόξα (Inclined Arch Bridge)
- Γέφυρα με κατάστρωμα δια μέσου τόξου (χωρίς ελκυστήρα) (Through Arch Bridge or Half-Through Arch Bridge)
- Γέφυρα Τόξου-Ελκυστήρα (Bowstring Arch Bridge or Tied Arch Bridges)



Σχήμα 1.7 Τοξωτή γέφυρα βραχέων προβόλων & Τοξωτή γέφυρα με κατάστρωμα οροφής



Σχήμα 1.8 Γέφυρα με λοξό τόξο & Γέφυρα με ανεξάρτητα τόξα

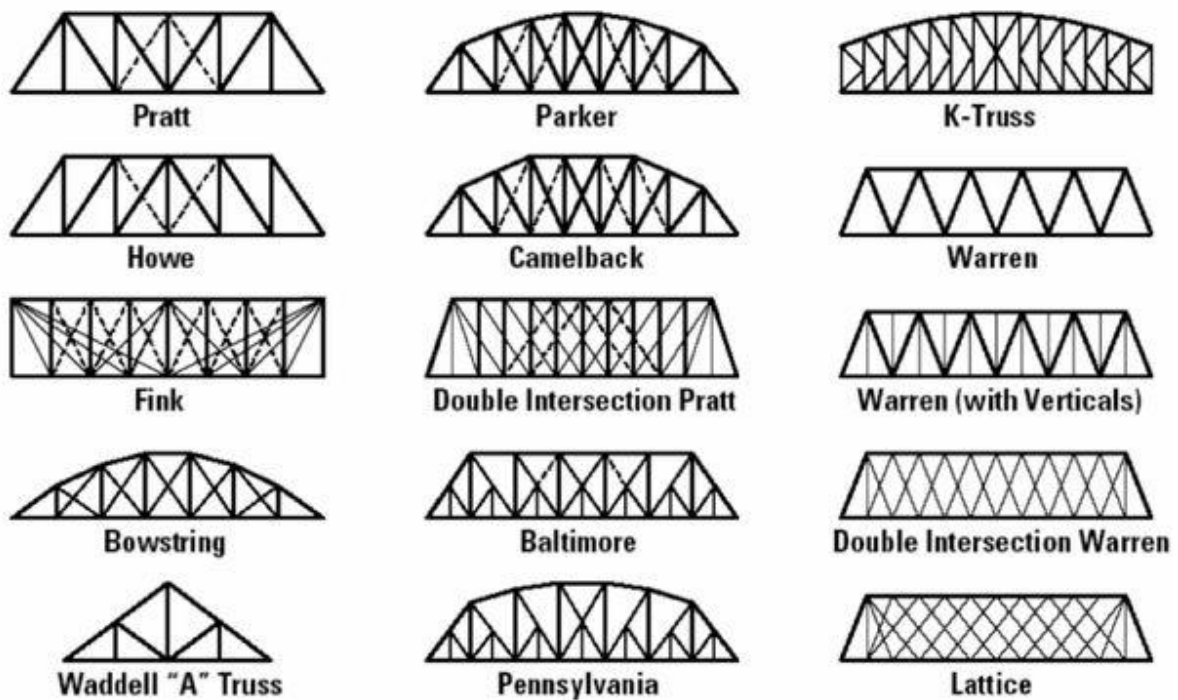


Σχήμα 1.9 Γέφυρα με τόξο-ελκυστήρα & Γέφυρα με κεκλιμένα τόξα

## 1.4 Δικτυωτές Γέφυρες

Η δικτυωτή γέφυρα είναι μια κατασκευή της οποίας η φέρουσα ανωδομή αποτελείται από δικτυωτό φορέα, μια δομή συνδεδεμένων στοιχείων, που συνήθως σχηματίζουν τριγωνικές μονάδες. Τα επιμέρους μέλη μιας δικτυωτής γέφυρας καταπονούνται κυρίως σε αξονικό εφελκυσμό ή θλίψη. Μια γέφυρα με δικτυωτό φορέα ενός ανοίγματος μοιάζει με μια απλά στηριζόμενη δοκό, επειδή μεταφέρει κατακόρυφα φορτία με κάμψη. Η κάμψη οδηγεί σε θλίψη, στις άνω χορδές (ή οριζόντια μέλη), εφελκυσμό στις κάτω χορδές (ή οριζόντια μέλη) και εφελκυσμό ή θλίψη στα κατακόρυφα και διαγώνια μέλη, ανάλογα με τον προσανατολισμό τους, ή μερικές φορές και από τα δύο σε απόκριση δυναμικών φορτίων. Τα δικτυώματα είναι δημοφιλή για την κατασκευή γεφυρών επειδή χρησιμοποιούν σχετικά μικρή ποσότητα υλικού για το φορτίο που μπορούν να υποστηρίξουν. Χρησιμοποιούνται συνήθως σε σκεπαστές, σιδηροδρομικές, στρατιωτικές γέφυρες και γέφυρες με διπλό κατάστρωμα. Η κατασκευή μιας γέφυρας με δικτυωτό φορέα είναι οικονομική κυρίως επειδή χρησιμοποιεί αποτελεσματικά τα υλικά.<sup>[4],7</sup>

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται μερικοί από τους τύπους δικτυωμάτων και μερικές δικτυωτές Γέφυρες.



Σχήμα 1.10 Τύποι δικτυωμάτων γεφυρών





*Σχήμα 1.11 Forth Bridge Queensferry, Scotland (1890) & Kamagari Bridge, Hiroshima, Japan (1979).*



*Σχήμα 1.12 Astoria Megler Bridge, Oregon, USA (1966) & Kingston-Rhinecliff Bridge, New York (1957)*



*Σχήμα 1.13 Taylor-Southgate Bridge, Newport, USA (1995) & Vlaardingse Vaart bridge, Vlaardingse, Netherlands (2009)*

## 1.5 Γέφυρες με διπλό κατάστρωμα

Οι γέφυρες με διπλό κατάστρωμα, γνωστές και ως διώροφες γέφυρες, αποτελούν ένα συναρπαστικό κεφάλαιο στην εξέλιξη της μηχανικής των γεφυρών. Στη σύγχρονη εποχή παρατηρήθηκε σημαντική άνοδος στο σχεδιασμό και την κατασκευή διώροφων γεφυρών, με γνώμονα τη βέλτιστη αξιοποίηση του περιορισμένου αστικού χώρου και την ικανοποίηση των αυξανόμενων μεταφορικών απαιτήσεων.

Η εμβληματική γέφυρα George Washington Bridge, που άνοιξε το 1931, αποτέλεσε σημαντικό ορόσημο ως η πρώτη γέφυρα δύο επιπέδων για οχήματα, με ξεχωριστά άνω και κάτω καταστρώματα. Η χρήση του χάλυβα ως κύριο δομικό υλικό τον 20<sup>ο</sup> αιώνα διευκόλυνε την κατασκευή φιλόδοξων έργων, επιτρέποντας στους μηχανικούς να καλύπτουν μεγαλύτερες αποστάσεις και να μεταφέρουν βαρύτερα φορτία. Οι γέφυρες διπλού ορόφου έχουν γίνει έκτοτε αναπόσπαστα στοιχεία των αστικών υποδομών, αντιμετωπίζοντας τις προκλήσεις που θέτουν η αύξηση του πληθυσμού και η αυξανόμενη κυκλοφορία οχημάτων.

Η ευελιξία τους αναδεικνύεται σε διάφορες εφαρμογές, από τη φιλοξενία οδών και στα δύο επίπεδα έως την ενσωμάτωση πεζοδρόμων, σιδηροδρόμων ή ακόμη και συστημάτων μαζικής μεταφοράς. Η αξιοποίηση του κατακόρυφου χώρου βελτιστοποιεί αποτελεσματικά τους διαδρόμους μεταφοράς σε πυκνοκατοικημένες πόλεις.

Εκτός από τα λειτουργικά τους πλεονεκτήματα, οι γέφυρες διπλού καταστρώματος αποτελούν συχνά αρχιτεκτονικά και μηχανικά αριστουργήματα. Το πάντρεμα της αισθητικής και της χρηστικότητας έχει οδηγήσει στη δημιουργία εμβληματικών κατασκευών που καθορίζουν τους ορίζοντες των μεγάλων πόλεων. Αξιοσημείωτα παραδείγματα είναι η γέφυρα του λιμανιού του Σίδνεϊ στην Αυστραλία και η γέφυρα San Francisco-Oakland Bay στις Ηνωμένες Πολιτείες.

Δεδομένου ότι οι πόλεις συνεχίζουν να εξελίσσονται και να αντιμετωπίζουν τις προκλήσεις του περιορισμένου χώρου, η κληρονομιά των διώροφων γεφυρών παραμένει ως απόδειξη της ανθρώπινης ευρηματικότητας στην υπέρβαση των περιορισμών της μηχανικής. Οι διαρκείς καινοτομίες στα υλικά, τις τεχνικές σχεδιασμού και τις βιώσιμες πρακτικές συμβάλλουν στη συνεχή σημασία και εξέλιξη των διώροφων γεφυρών στα σύγχρονα αστικά τοπία.



Σχήμα 1.14 Dom Luis I, Porto, Portugal (1886) & George Washington, New York, USA (1931-1962)





*Σχήμα 1.15 Fremont Bridge, Portland, USA (1973) & Padma Bridge, Mawa, Bangladesh (2022)*



*Σχήμα 1.16 Britannia Bridge, Anglesey, North Wales (1980)*



*Σχήμα 1.17 Minato Bridge, Osaka, Japan (1974)*



## 2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

### 2.1 Μόρφωση και Στατική Λειτουργία Φορέα

Η γέφυρα της παρούσας διπλωματικής εργασίας μελετάτε ως εναλλακτική λύση για την αντικατάσταση της σιδηροδρομικής γέφυρας Železničný most Šaľa - Trnovec nad Váhom που βρίσκεται μεταξύ των πόλεων Šaľa και Trnovec nad Váhom της Σλοβακίας.

Τοποθεσία : <https://maps.app.goo.gl/8W3xTyxogqS9jxqU9>

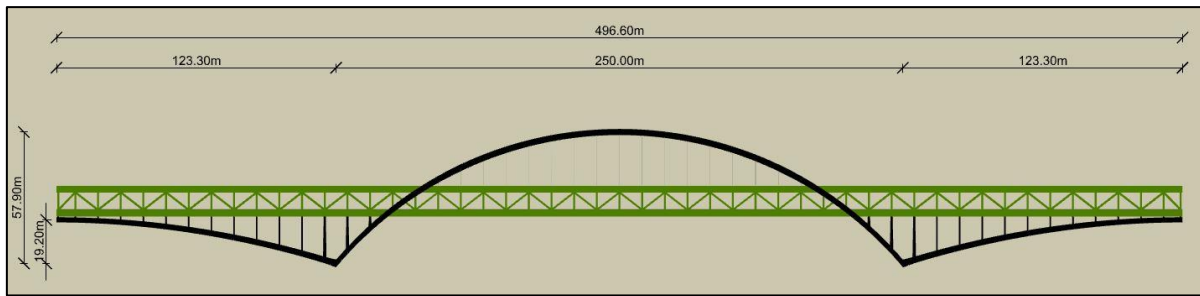
Η σχεδίαση της γέφυρας προβλέπει τη δυνατότητα κυκλοφορίας τόσο συμβατικών οχημάτων όσο και σιδηροδρομικών. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της κατασκευής διπλού καταστρώματος, με το άνω να φέρει τον οδικό κλάδο και το κάτω τον σιδηροδρομικό. Επιπλέον, η σύνδεση των δύο καταστρωμάτων υλοποιείται μέσω ενός δικτύωματος τύπου Warren, με κάθετα μέλη. Τα καταστρώματα αποτελούνται από πλάκες σκυροδέματος με πρόπλακες, της εταιρίας Forterra και σύστημα Omnia Bridge Decks (Σχήμα 2.6 & 2.7), πλάτους 15m και συνολικού πάχους 0,30m. Οι πλάκες αυτές συνεργάζονται σύμμικτα με τις συγκολλητές διαδοκίδες. Οι πρόπλακες εδράζονται πάνω σε ελαστομερή, με πλάτος 3cm και πάχος 2cm, που τοποθετούνται κατά μήκος των άκρων του άνω πέλματος των διαδοκίδων. Το άνοιγμα που καλούνται να καλύψουν οι πρόπλακες κυμαίνεται από 3,40m έως 4,65m.

Συμπληρωματικά, χρησιμοποιούνται χιαστοί σύνδεσμοι μεταξύ των διαδοκίδων, ενώ η σύνδεση των δύο καταστρωμάτων, με αυτό τον τρόπο, δημιουργεί λειτουργία κιβωτίου.

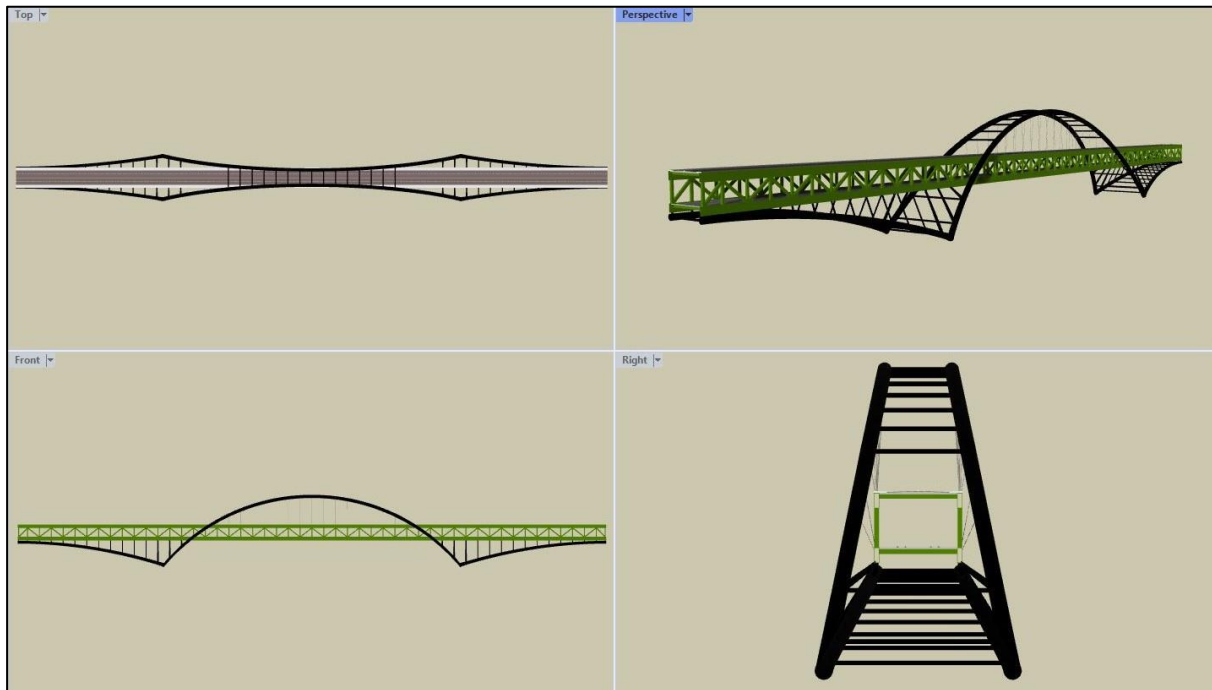
Το συνολικό μήκος της γέφυρας είναι 496,60m με πλάτος 17m. Ο φορέας της είναι συνεχής με τρία ανοίγματα, όπου το μεσαίο ανέρχεται στα 250m και τα ακριανά στα 123,30m έκαστο. Η γέφυρα αποτελείται από τρία κεκλυμένα τόξα, τα οποία συγκροτούνται από κωνικές κοίλες κυκλικές διατομές μεταβλητής διαμέτρου και πάχους. Τα τόξα αυτά καλύπτουν τα παραπάνω ανοίγματα και συνδέονται μεταξύ τους μέσω οριζόντιων αντιανέμων συνδέσμων.

Το μεσαίο τόξο εδράζεται σε θεμελίωση με συνδέσεις ροπών. Από την άλλη πλευρά, τα ακριανά τόξα μοιράζονται τη θεμελίωση με το μεσαίο τόξο στο ένα άκρο, ενώ στο άλλο άκρο τους εδράζονται, με σύνδεση μορφής κύλισης ως προς τον διαμήκη άξονα, σε εφέδρανα στα σημεία αποκατάστασης της συνέχειας του κυκλοφοριακού κόμβου. Η σύνδεση μεταξύ των καταστρωμάτων και των τόξων πραγματοποιείται μέσω κεκλυμένων υποστυλωμάτων και αναρτήρων, οι οποίοι στερεώνονται στα πέλαμα του δικτύωματος και στα τόξα. Η σύνδεση των υποστυλωμάτων με τα τόξα και τα κάτω πέλαμα του δικτύωματος επιτυγχάνεται μέσω άρθρωσης, με ελευθέρωση της ροπής ως προς τον τοπικό άξονα z των υποστυλωμάτων.

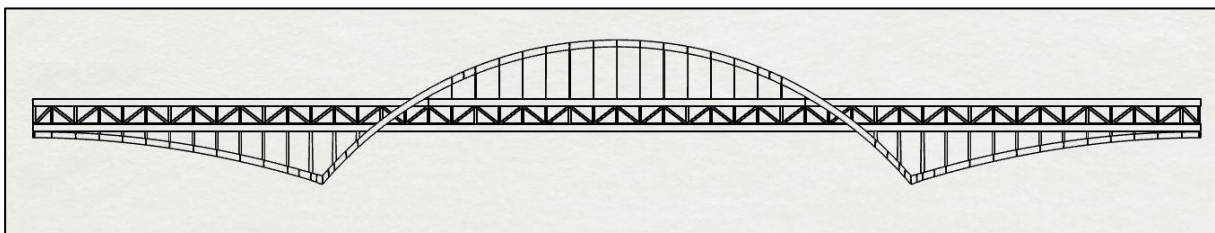
Οι διαδοκίδες συνδέονται μέσω αρθρώσεων, με ελευθέρωση της ροπής ως προς τον τοπικό άξονα y των διαδοκίδων, με τα πέλαμα του δικτύωματος. Οι χιαστοί σύνδεσμοι εισάγονται ως truss elements. Οι ορθοστάτες και τα διαγώνια μέλη του δικτύωματος συγκολλούνται στην άνω ίνα της διατομής των κάτω πελμάτων και στην κάτω ίνα της διατομής των άνω πελμάτων του δικτύωματος.



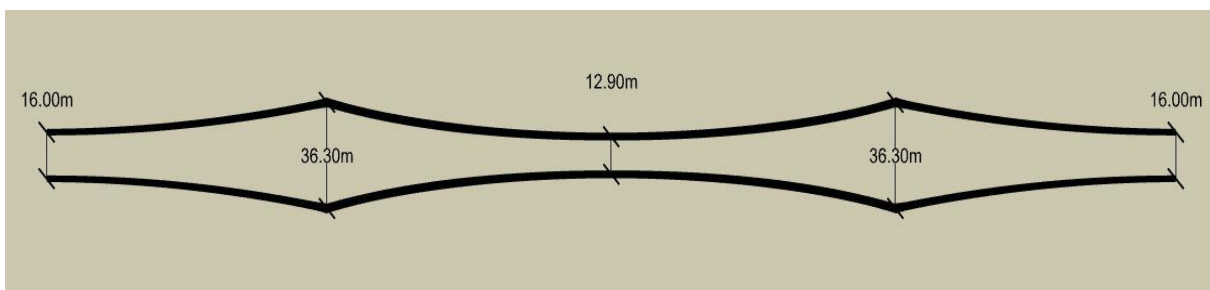
Σχήμα 2.1 Διαστάσεις ανοιγμάτων και ύψη τόξων



Σχήμα 2.2 Όψεις και Προοπτικό σχέδιο γέφυρας

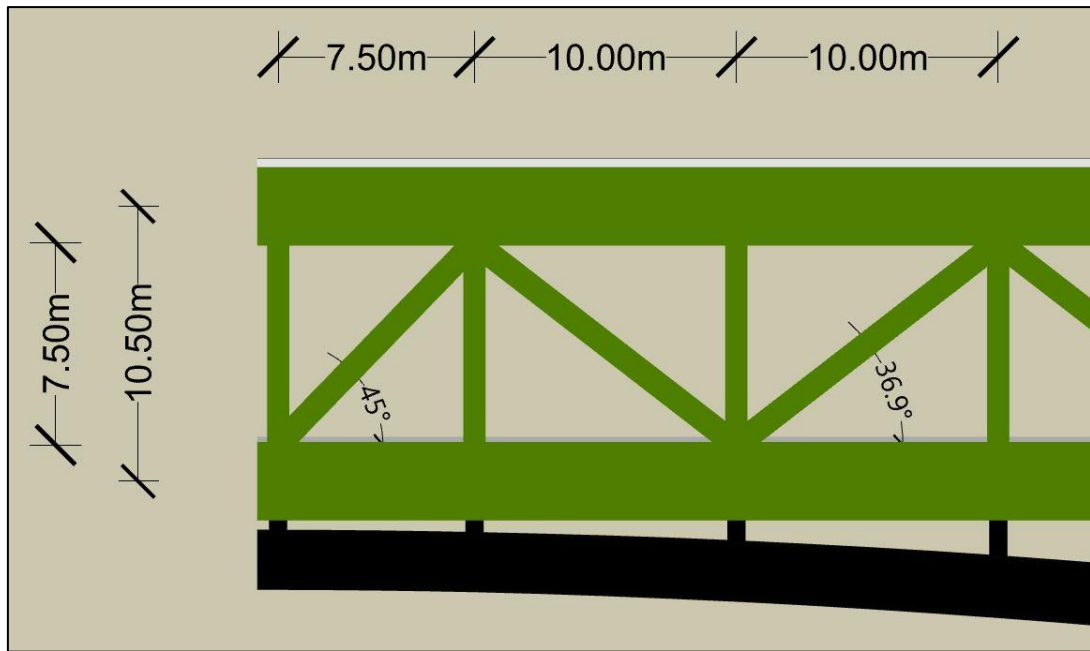


Σχήμα 2.3 Πλάγια όψη με γραμμές που υποδηλώνουν την αλλαγή διατομής των τόξων

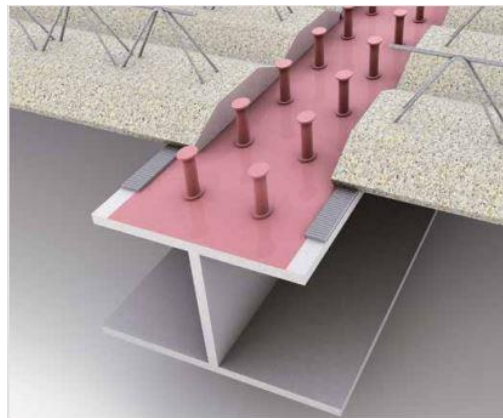


Σχήμα 2.4 Αποστάσεις των κεντροβαρικών αξόνων των τόξων

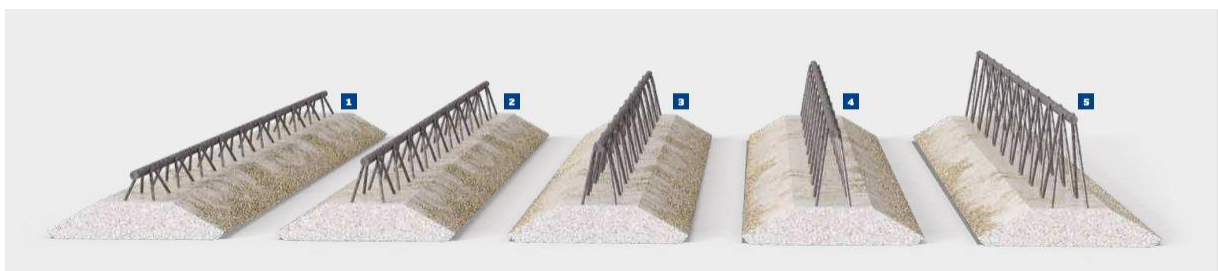




Σχήμα 2.5 Γεωμετρία δικτυώματος



Σχήμα 2.6 Omnia Bridge Deck

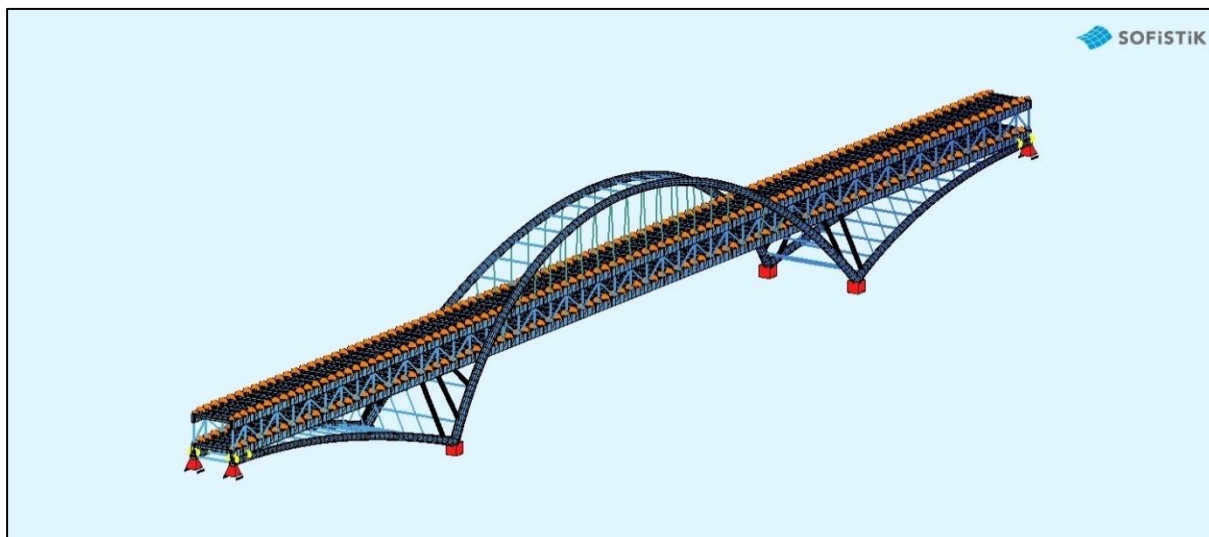


Σχήμα 2.7 Types of Omnia Bridge Decks

## 2.2 Παρουσίαση Προσωμοιώματος

Για τον σχεδιασμό του προσομοιώματος χρησιμοποιήθηκαν τα λογισμικά Rhino7 και SOFiPLUS(-X) 2023, καθώς για την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SOFiStiK 2023.

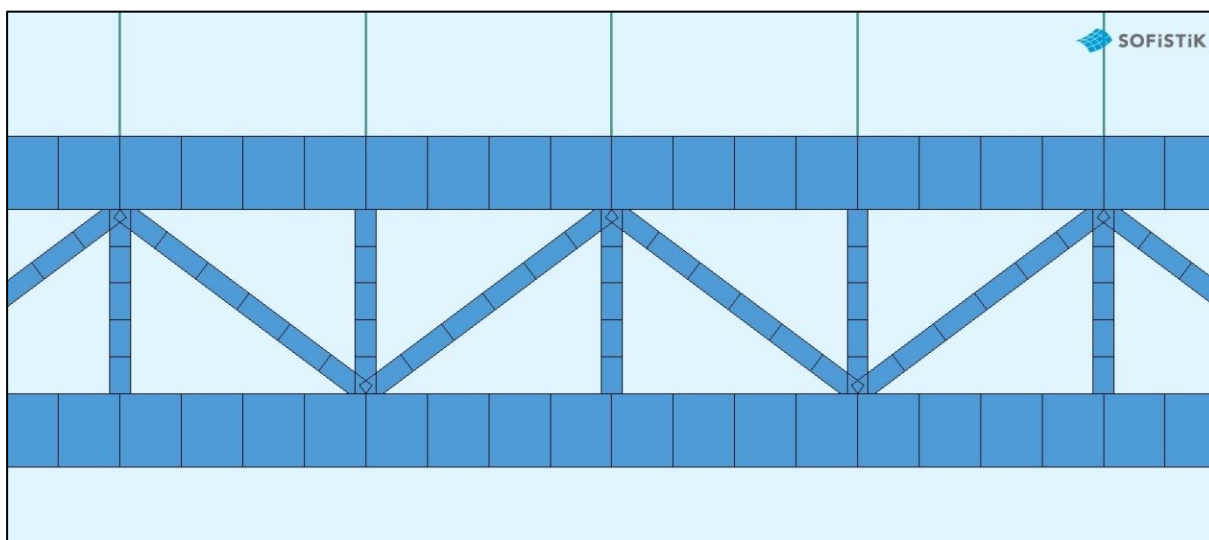
Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται το συνολικό προσομοίωμα του φορέα καθώς και ορισμένες λεπτομέρειες ως προς τους κόμβους που δημιουργούνται μεταξύ των διαφόρων μελών του φορέα.



Σχήμα 2.8 Προσομοίωμα φορέα στο SOFiStiK 2023

Οι ορθοστάτες και τα διαγώνια μέλη του δικτυώματος έχουν εισαχθεί με μία κατασκευαστική εκκεντρότητα 1,50m, ως προς τον καθολικό άξονα z του φορέα, προκειμένου να ληφθεί υπόψιν το πραγματικό μήκος που θα έχουν τα μέλη αυτά μετά το πέρας της κατασκευής. Οι πραγματικές κλίσεις και το ύψος των ορθοστατών φαίνεται στο Σχήμα 2.5 της προηγούμενης παραγράφου.

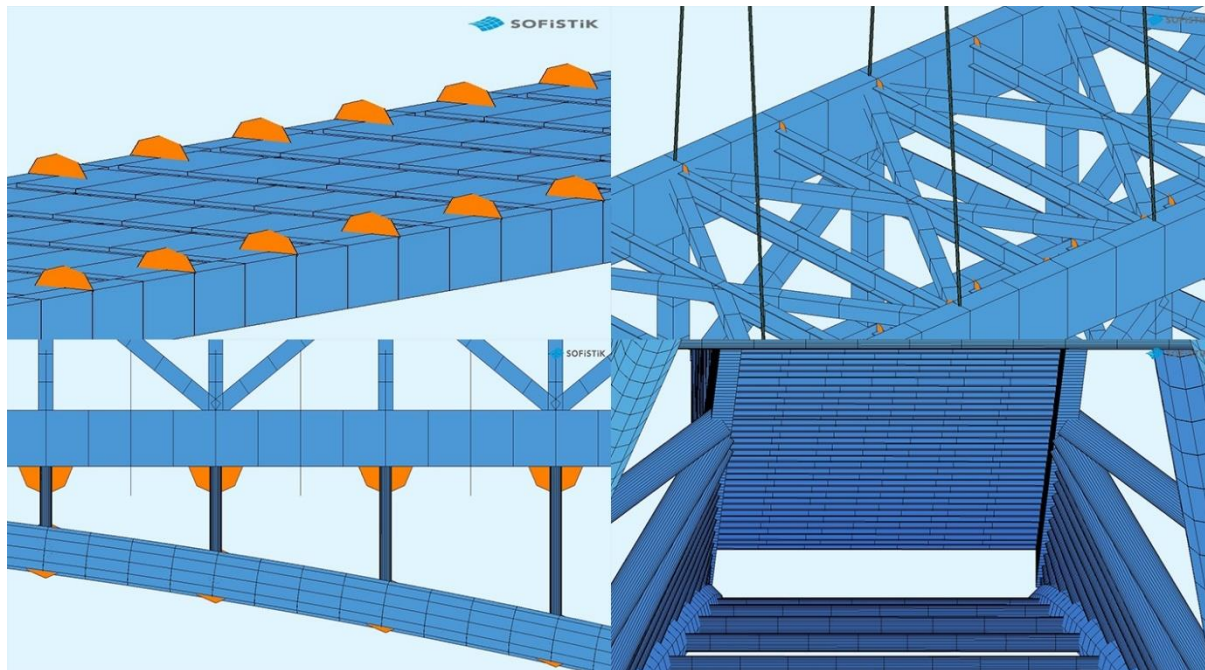
Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η σύνδεση των μελών του δικτυώματος καθώς και η σύνδεση των αναρτήρων με τα άνω πέλματα του δικτυώματος.



Σχήμα 2.9 Σύνδεση μελών δικτυώματος & Σύνδεση αναρτήρων με τα άνω πέλματα του δικτυώματος

Παρακάτω παρουσιάζονται η σύνδεση των σύμμικτων διαδοκίδων με τα πέλματα του δικτυώματος καθώς και ο κόμβος μεταξύ διαδοκίδων, χιαστοί συνδέσμων και πελμάτων δικτυώματος. Επιπλέον στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται και η σύνδεση των κεκλυμένων υποστυλωμάτων με το τόξο και το κάτω πέλημα του δικτυώματος. Για τις σύμμικτες διαδοκίδες και τους χιαστοί συνδέσμους έχει ληφθεί

εκκεντρότητα κατά τους καθολικούς άξονες  $y$  και  $z$  του φορέα προκειμένου η θέση τους και το μήκος τους να λανθάνεται ίδιο με το αυτό της κατασκευής. Για τα κεκλιμένα υποστυλώματα έχει ληφθεί εκκεντρότητα ως προς τον καθολικό άξονα  $z$  για τους ίδιους λόγους.



Σχήμα 2.10 Κόμβοι και συνδέσεις διαδοκίδων, χιαστοί συνδέσμων και υποστυλωμάτων

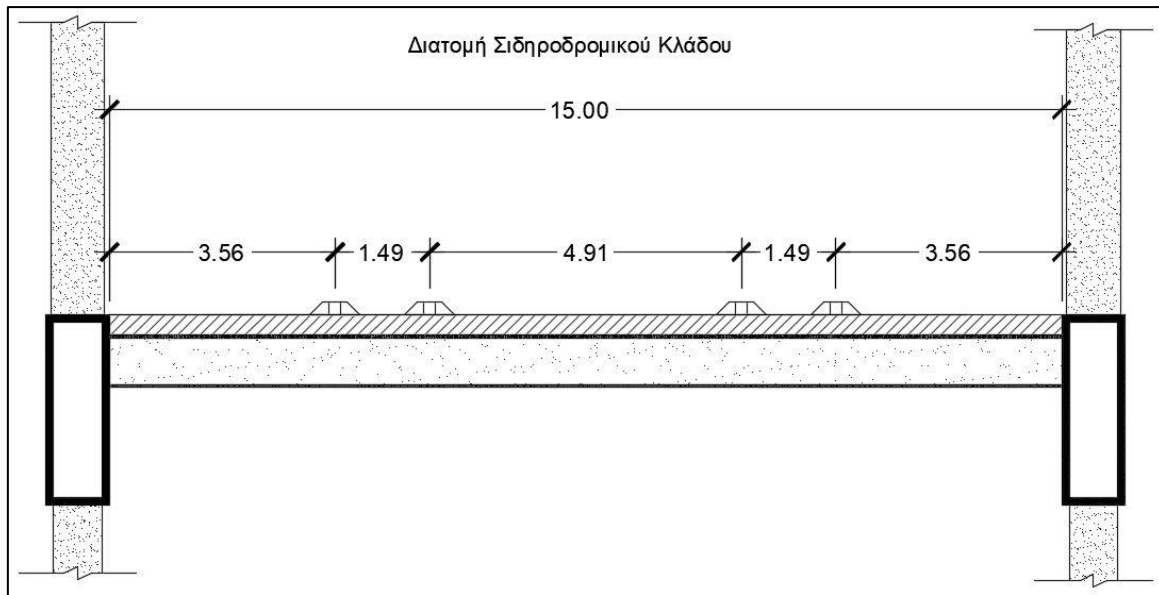
### 2.3 Διατομή γέφυρας

Η διατομή της γέφυρας διαμορφώνεται σύμφωνα με τις ευρωπαϊκές προδιαγραφές σιδηροδρομικών δικτύων και οδικών γεφυρών με πεζοδρόμια διέλευσης πεζών.

Η διατομή του οδικού κλάδου της γέφυρας έχει συνολικό πλάτος καταστρώματος 17m και ελεύθερο ύψος 7,55m. Αυτό επιτρέπει τη διέλευση φορτηγών οχημάτων, που σύμφωνα με τις ευρωπαϊκές προδιαγραφές, έχουν μέγιστο ύψος 4m. Το κατάστρωμα του οδικού κλάδου αποτελείται από τέσσερις λωρίδες κυκλοφορίας με πλάτος 3m η κάθεμία και δύο πεζοδρόμια πλάτους 2,50m το καθένα. Η κλίση του οδοστρώματος και των πεζοδρομίων λαμβάνεται ίση με 2,50%. Οι αναρτήρες δημιουργούν στα πεζοδρόμια μια στένευση 0,50m ανά 10m σε μέρος του ανοίγματος του μεσαίου τόξου, προκειμένου να επιτευχθεί η συνδεσή τους με τα πέλαμα του δικτυώματος.

Η διατομή του σιδηροδρομικού κλάδου έχει συνολικό πλάτος καταστρώματος 17m, ενώ η ελεύθερη διατομή κίνησης των συρμών ανέρχεται στα 15m. Το ελεύθερο ύψος για τη διέλευση των συρμών είναι 9,16m. Το κατάστρωμα του σιδηροδρομικού κλάδου φέρει δύο σιδηρογραμμές, μία ανά κατεύθυνση. Ο τύπος κυκλοφορίας θα είναι σύννηθης επιβατική και εμπορική με μέγιστη ταχύτητα διέλευσης 200km/h και ο σχεδιασμός γίνεται βάση αυτής.





Σχήμα 2.13 Διατομή Σιδηροδρομικού Κλάδου

## 2.4 Διατομές Μελών Γέφυρας και Δομικά υλικά

### 2.4.1 Διατομές Μελών

#### 2.4.1.1 Τόξα

Τα τόξα αποτελούνται από κωνικές κοίλες κυκλικές διατομές μεταβλητής διαμέτρου  $D$  και πάχους  $t$ . Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται ορισμένες από τις τιμές των διατομών αυτών.

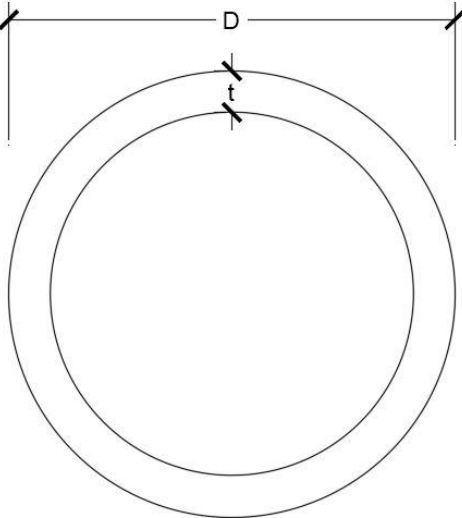
	Μεσαίο τόξο	
	Διάμετρος $D$ (mm)	Πάχος $t$ (mm)
	2700	50
	3050	55
	3300*	120*
	Ακριανά τόξα	
	Διάμετρος $D$ (mm)	Πάχος $t$ (mm)
2300	40	
2900	80	
3500*	155*	
<p>*Οι τιμές των διατομών των τόξων στα σημεία των μεσαίων στηρίξεων είναι ενδεικτικές και στα συγκεκριμένα σημεία απαιτείται ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων για τους συγκεκριμένους κόμβους, εξού και οι μεγάλες τιμές τους</p>		

Πίνακας 2.1 Διατομές Τόξων

Οι διαμέτροι και τα πάχη των τόξων μειώνονται από την μεσαία στήριξη προς της άκρες τους για τα ακριανά τόξα, καθώς και για το μεσαίο τόξο από τις άκρες του προς την κορυφή του.

## 2.4.1.2 Υποστυλώματα

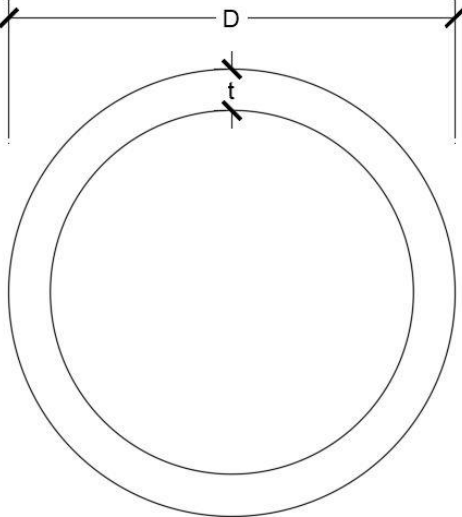
Τα υποστυλώματα αποτελούνται από δύο διαφορετικές κοίλες κυκλικές διατομές. Τα τρία υποστυλώματα που βρίσκονται κοντά στο μεσαίο τόξο από κάθε πλευρά του θα αναφέρονται ως ενισχυμένα, ενώ τα υπόλοιπα ως απλά.

	Ενισχυμένα Υποστυλώματα	
	Διάμετρος D (mm)	Πάχος t (mm)
	1500	130
	Απλά Υποστυλώματα	
	Διάμετρος D (mm)	Πάχος t (mm)
	700	25

Πίνακας 2.2 Διατομές υποστυλωμάτων

## 2.4.1.3 Αντιανέμιοι σύνδεσμοι

Οι αντιανέμιοι σύνδεσμοι αποτελούνται από κοίλες κυκλικές διατομές. Τα δύο τόξα αποτελούνται από διαφορετικές διατομές αντιανέμιων συνδέσμων. Οι αντιανέμιοι σύνδεσμοι του μεσαίου τόξου θα αναφέρονται ως μεσαίοι αντιανέμιοι σύνδεσμοι, ενώ αυτοί των ακριανών τόξων ως ακριανοί αντιανέμιοι σύνδεσμοι.

	Μεσαίοι Αντιανέμιοι Σύνδεσμοι	
	Διάμετρος D (mm)	Πάχος t (mm)
	900	40
	Ακριανοί Αντιανέμιοι Σύνδεσμοι	
	Διάμετρος D (mm)	Πάχος t (mm)
	850	40

Πίνακας 2.3 Διατομές αντιανέμιων συνδέσμων



## 2.4.1.4 Πέλματα Δικτυώματος

Τα πέλματα δικτυώματος αποτελούνται από κοίλες ορθογωνικές συγκολλητές διατομές και χωρίζονται σύμφωνα με δύο ζώνες έντασης. Στη ζώνη αυξημένης έντασης, η οποία εκτείνεται από τα δύο άκρα της γέφυρας προς τη μέση, με μήκος 150,80m από κάθε άκρο. Η άλλη ζώνη θα αναφέρεται ως ζώνη μειωμένης έντασης, τοποθετείται στο κέντρο της γέφυρας και έχει συνολικό μήκος 195m.

Οι διατομές της ζώνης αυξημένης έντασης θα αναφέρονται ως ενισχυμένες διατομές, ενώ οι διατομές της ζώνης μειωμένης έντασης ως απλές διατομές

Ενισχυμένες Διατομές Πελμάτων Δικτυώματος			
b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	h (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
1000	120	3000	60
Απλές Διατομές Πελμάτων Δικτυώματος			
b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	h (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
1000	55	3000	50

Πίνακας 2.4 Διατομές Πελμάτων Δικτυώματος

## 2.4.1.5 Ορθοστάτες Δικτυώματος

Οι ορθοστάτες του δικτυώματος αποτελούνται από κοίλες ορθογωνικές συγκολλητές διατομές και χωρίζονται σύμφωνα με δύο ζώνες έντασης. Στη ζώνη αυξημένης έντασης, η οποία εκτείνεται από τα δύο άκρα της γέφυρας προς τη μέση, με μήκος 150,80m από κάθε άκρο. Η άλλη ζώνη θα αναφέρεται ως ζώνη μειωμένης έντασης, τοποθετείται στο κέντρο της γέφυρας και έχει συνολικό μήκος 195m.

Οι διατομές της ζώνης αυξημένης έντασης θα αναφέρονται ως ενισχυμένες διατομές, ενώ οι διατομές της ζώνης μειωμένης έντασης ως απλές διατομές.

Ενισχυμένες Διατομές Πελμάτων Δικτυώματος			
b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	h (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
900	80	850	80
Απλές Διατομές Πελμάτων Δικτυώματος			
b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	h (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
900	25	850	25

Πίνακας 2.5 Διατομές Ορθοστατών Δικτυώματος

## 2.4.1.6 Διαγώνια μέλη Δικτυώματος

Τα διαγώνια μέλη του δικτυώματος αποτελούνται από κοίλες ορθογωνικές συγκολλητές διατομές και χωρίζονται σύμφωνα με δύο ζώνες έντασης. Στη ζώνη αυξημένης έντασης, η οποία εκτείνεται από τα δύο άκρα της γέφυρα προς τη μέση, με μήκος 150,80m από κάθε άκρο. Η άλλη ζώνη θα αναφέρεται ως ζώνη μειωμένης έντασης, τοποθετείται στο κέντρο της γέφυρας και έχει συνολικό μήκος 195m.

Οι διατομές της ζώνης αυξημένης έντασης θα αναφέρονται ως ενισχυμένες διατομές, ενώ οι διατομές της ζώνης μειωμένης έντασης ως απλές διατομές.

Ενισχυμένες Διατομές Διαγώνιων Μελών Δικτυώματος			
b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	h (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
900	95	950	95
Απλές Διατομές Διαγώνιων Μελών Δικτυώματος			
b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	h (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
900	35	850	35

Πίνακας 2.6 Διατομές Διαγώνιων Μελών Δικτυώματος

## 2.4.1.7 Χιαστοί σύνδεσμοι πελμάτων δικτυώματος

Οι χιαστοί σύνδεσμοι των πελμάτων του δικτυώματος διαχωρίζονται με δύο κριτήρια:

- Σύμφωνα με τη ζώνη έντασης που ανήκουν, χωρίζονται σε ενισχυμένους και απλούς,
- Σύμφωνα με το κατάστρωμα που ανήκουν, χωρίζονται σε σιδηροδρομικού κλάδου και σε οδικού κλάδου.

Χιαστοί Σύνδεσμοι		b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	h (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
Σιδηροδρομικού Κλάδου	Ενισχυμένοι	600	65	700	65
	Απλοί	600	30	600	30
Οδικού Κλάδου	Ενισχυμένοι	600	50	600	50
	Απλοί	600	30	600	30

Πίνακας 2.7 Διατομές Χιαστοί Συνδέσμων Πελμάτων Δικτυώματος

Η ενισχυμένη ζώνη των χιαστοί συνδέσμων εκτείνεται μεταξύ των τεσσάρων υποστυλωμάτων που βρίσκονται στη μεριά του μεσαίου τόξου.

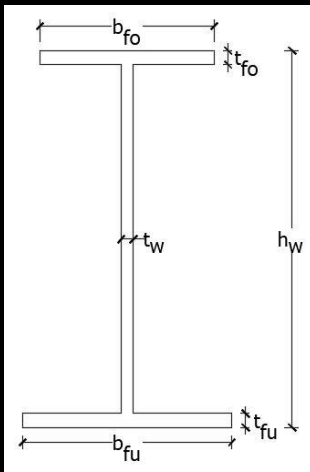


## 2.4.1.8 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες αποτελούνται από συγκολλητές διατομές διπλού ταφ.

Η απόσταση μεταξύ τους είναι σταθερή 5m εκτός από την απόσταση μεταξύ της 1<sup>ης</sup> και 2<sup>ης</sup> και της 2<sup>ης</sup> με την 3<sup>η</sup>, από κάθε άκρο της γέφυρας, διαδοκίδας κάθε καταστρώματος. Η απόσταση μεταξύ της 1<sup>ης</sup> και 2<sup>ης</sup> διαδοκίδας είναι 3,75m, ενώ της 2<sup>ης</sup> και της 3<sup>ης</sup> είναι 3,75m.

Οι διαδοκίδες του καταστρώματος χωρίζονται σε ενισχυμένες και απλές αναλόγως με τη ζώνη έντασης, αυξημένης ή μειωμένης, που βρίσκονται.

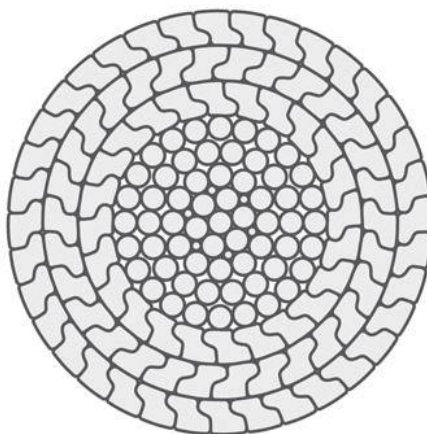


Διαδοκίδες		$b_f$ (mm)	$t_{fo}$ (mm)	$h_w$ (mm)	$t_w$ (mm)	$b_{fu}$ (mm)	$t_{fu}$ (mm)
Σιδηροδρομικού Κλάδου	Ενισχυμένες	500	40	1080	35	600	40
	Απλές	500	30	960	30	600	35
Οδικού Κλάδου	Ενισχυμένες	450	35	875	30	550	40
	Απλές	450	25	805	25	550	30

Πίνακας 2.8 Διατομές Διαδοκίδων

## 2.4.1.9 Αναρτήρες

Οι αναρτήρες είναι Full Locked Coil Ropes διαμέτρου  $d_s=120\text{mm}$ .



Σχήμα 2.14 Διατομή αναρτήρων

### 2.4.2 Δομικά Υλικά

Τα δομικά υλικά που χρησιμοποιούνται για την μελέτη της παρούσας γέφυρας παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

<b>Δομικά Υλικά</b>				
Είδος υλικού	Ποιότητα	Ίδια Βάρη (kN/m <sup>3</sup> )		f <sub>y</sub> (MPa)
Δομικός Χάλυβας	355 NT	78,5		355
Σκυρόδεμα Πλάκας	C 35/45	Φάση λειτουργίας	Φάση Κατασκευής	35
		25	26	
Σκυρόδεμα Πρόπλακας	C 40/50	25		40
Ελαφροσκυρόδεμα	LC 30/33	16		25,50
Χάλυβας Αναρτήρων	YC 1670 F	83		1485

*Πίνακας 2.9 Δομικά υλικά κατασκευής*

## 3 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

### 3.1 Μόνιμες Δράσεις

Μόνιμες δράσεις αποτελούν όλα τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής, των οποίων η μεταβολή στο χρόνο ζωής του έργου είναι αμελητέα. Τέτοιες δράσεις είναι τα ίδια βάρη της κατασκευής, καθώς και του ERS (Embedded Rail System), των κιγκλιδωμάτων ασφαλείας κλπ.

#### 3.1.1 Ίδια Βάρη

Στις μόνιμες δράσεις λαμβάνονται το ίδιο βάρος του δομικού χάλυβα με ειδικό βάρος  $78,5\text{kN/m}^3$ , το ίδιο βάρος του σκυροδέματος των προπλακών  $25\text{kN/m}^3$ . Το ειδικό βάρος του ξηρού σκυροδέματος είναι  $25\text{kN/m}^3$ , ενώ στη φάση σκυροδέτησης κατά την οποία το σκυρόδεμα είναι νωπό λαμβάνεται  $26\text{kN/m}^3$ .

#### 3.1.2 Πρόσθετα Μόνιμα

Ως πρόσθετες μόνιμες δράσεις λαμβάνονται τα ίδια βάρη των πεζοδρομίων,  $25\text{kN/m}^2$  (I.B. Σκυροδέματος), του ελαφροσκυροδέματος,  $16\text{kN/m}^3$ , διαμόρφωσης της κλίσης του οδοστρώματος, καθώς και τα φορτία ασφαλικών στρώσεων,  $2,4\text{kN/m}^2$ , εξομάλυνσης,  $05\text{ kN/m}^2$ , και κιγκλιδωμάτων πεζών,  $0,5\text{kN/m}$ , του οδικού κλάδου της γέφυρας. Επίσης ως πρόσθετα μόνιμα λαμβάνονται τα φορτία των στηθαίων ασφαλείας (αναχαίτισης οχημάτων),  $1\text{kN/m}$ , τα οποία εφαρμόζονται και στα δύο καταστρώματα, καθώς και το ίδιο βάρος του ERS (Embedded Rail System) του σιδηροδρομικού κλάδου. Το ίδιο βάρος του ERS έχει θεωρηθεί ίσο με το ίδιο βάρος του σκυροδέματος,  $25\text{kN/m}^2$ , ως μία απλοποιητική αλλά δυσμενέστερη θεώρηση για την προσομοίωση όλων των υλικών που το συγκροτούν (σωλήνες rnc, rail pads, ελαστομερή, σιδηροτροχιές τύπου UIC60 και λοιπά υλικά στήριξης σωλήνων).

## 3.2 Μεταβλητές Δράσεις

### 3.2.1 Κατακόρυφα Σιδηροδρομικά Φορτία Κυκλοφορίας

Τα φορτία κυκλοφορίας των σιδηροδρομικών γεφυρών δίνονται από τον EN 1991-2 [22] κεφάλαιο 6 και αφορά το Ευρωπαϊκό δίκτυο κύριων σιδηρογραμμών με κανονικό ή μεγάλο εύρος. Τα προσομοιώματα φόρτισης του EN 1991-2 δεν περιγράφουν πραγματικά φορτία. Έχουν επιλεγεί έτσι ώστε τα εντατικά τους μεγέθη, μαζί με τις δυναμικές επαυξήσεις που λαμβάνονται υπόψη ξεχωριστά, να αντιπροσωπεύουν τις επιδράσεις της κανονικής κυκλοφορίας εξυπηρέτησης.

Η κυκλοφορία στη γέφυρα είναι κανονική, εμπορικού και επιβατικού τύπου, με ταχύτητα διέλευσης συρμών  $V \leq 200 \text{ km/h}$ . Για αυτή την περίπτωση ο EN 1991-2 ορίζει τις πρότυπες φορτίσεις LM 71 και SW/0.

Οι χαρακτηριστικές τιμές οι οποίες δίδονται για τις πρότυπες φορτίσεις LM 71 και SW/0 θα πολλαπλασιάζονται με ένα συντελεστή  $\alpha$ , σε γραμμές που φέρουν σιδηροδρομική κυκλοφορία η οποία είναι βαρύτερη ή ελαφρύτερη από την κανονική σιδηροδρομική κυκλοφορία. Όταν πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή  $\alpha$  τα φορτία ονομάζονται «κατηγοριοποιημένα κατακόρυφα φορτία». Αυτός ο συντελεστής  $\alpha$  θα λαμβάνει μία από τις παρακάτω τιμές:

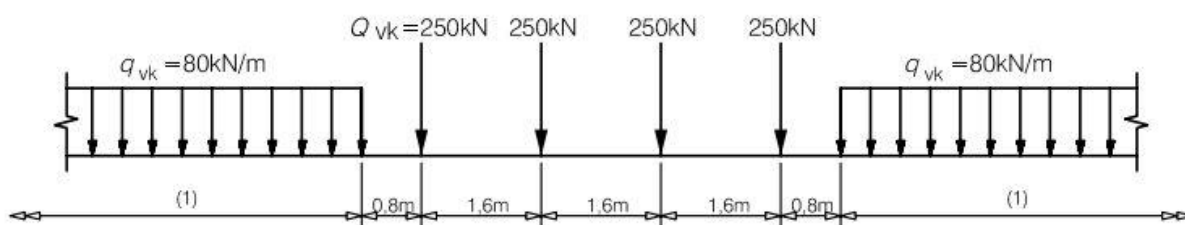
$$0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46$$

Για διεθνείς γραμμές προτείνεται να λαμβάνεται ως  $\alpha \geq 1,00$ . Στην παρούσα μελέτη επιλέγεται συντελεστής  $\alpha = 1,33$ .

#### 3.2.1.1 Πρότυπη Φόρτιση LM 71

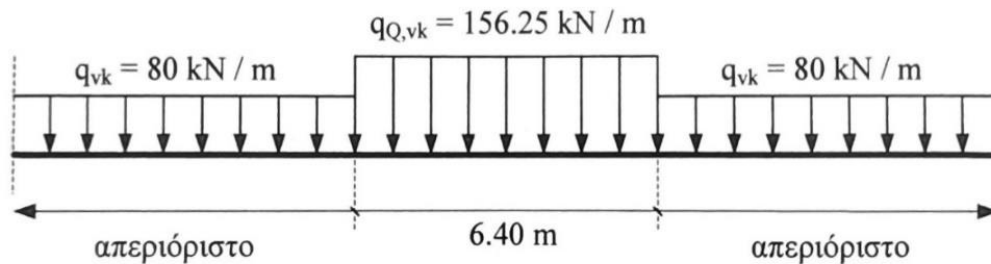
Η Πρότυπη Φόρτιση LM 71 απεικονίζει τη στατική επίδραση της κατακόρυφης φόρτισης που οφείλεται στην κανονική σιδηροδρομική κυκλοφορία.

Η διάταξη των φορτίων και οι χαρακτηριστικές τιμές για τα κατακόρυφα φορτία παρουσιάζονται στο παρακάτω Σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1 Πρότυπη Φόρτιση LM 71

Στο Σχήμα 3.2 παρουσιάζεται η απλοποιημένη πρότυπη φόρτιση LM 71, η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως εναλλακτική φόρτιση αγνοώντας τις τοπικές επιρροές των συγκεντρωμένων φορτίων.



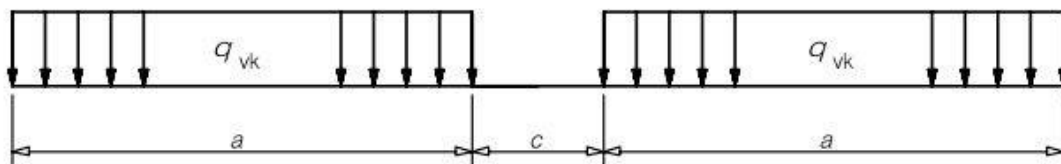
Σχήμα 3.2 Απλοποιημένη πρότυπη φόρτιση LM 71 για καθολική ανάλυση

### 3.2.1.2 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 θα λαμβάνεται με τον τρόπο που απεικονίζεται στο Σχήμα 3.3, με τις χαρακτηριστικές τιμές των κατακόρυφων φορτίων να είναι οι εξής :

$$q_{vk} = 133 \text{ kN/m} , a = 15 \text{ m} , c = 5,30 \text{ m}$$



Σχήμα 3.3 Διάταξη φορτίων Πρότυπης Φόρτισης SW/0

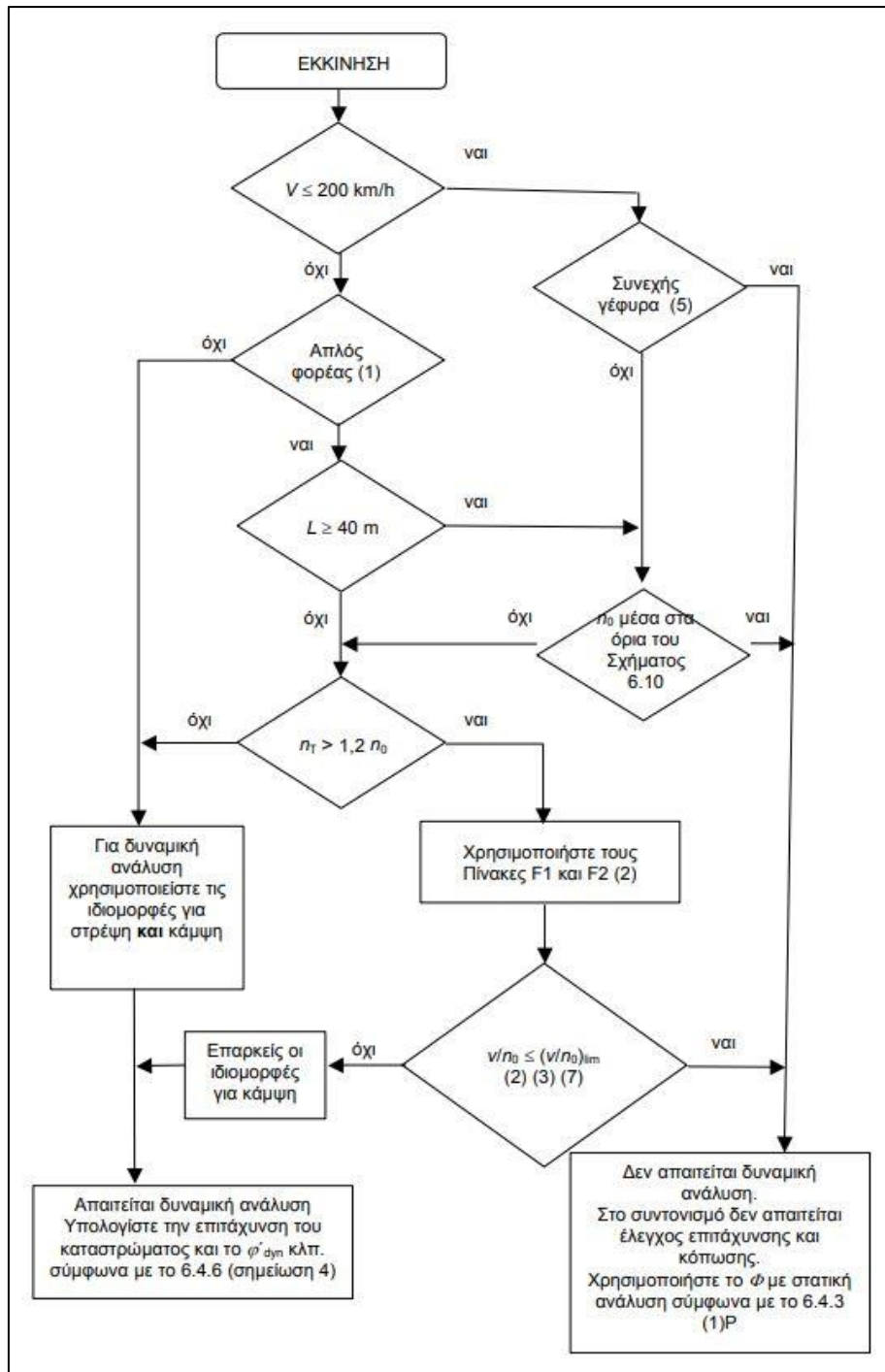
### 3.2.1.3 Δυναμικός Συντελεστής Φ

Οι στατικές τάσεις και παραμορφώσεις που αναπτύσσονται σε μία σιδηροδρομική γέφυρα μεταβάλλονται 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 των ανωμαλιών των τροχών).

Για να προσδιοριστούν οι δυναμικές επιρροές που προκαλούν οι παραπάνω λόγοι πρέπει να γίνει δυναμική ανάλυση της γέφυρας. Ωστόσο για λόγους απλοποίησης ο EN 1991-2 δίνει, υπό προϋποθέσεις, τη δυνατότητα στατικής ανάλυσης. Αυτό επιτυγχάνεται πολλαπλασιάζοντας τις πρότυπες φορτίσεις με έναν δυναμικό συντελεστή Φ.

Με βάση τις διατάξεις του EN 1991-2/6.4.4, για συνεχείς γέφυρες με ταχύτητες συρμών  $V \leq 200 \text{ km/h}$ , όπως είναι και η υπό μελέτη γέφυρα, μπορεί να εφαρμοστεί η απλοποιημένη μέθοδος, χωρίς να απαιτείται δυναμική ανάλυση και έλεγχος συντονισμού.



Σχήμα 3.4 Διάγραμμα ροής για τον καθορισμό απαίτησης ή μη δυναμικής ανάλυσης



### 3.2.2 Κατακόρυφα Οδικά Φορτία Κυκλοφορίας

Τα προσομοιώματα φόρτισης τα οποία ορίζονται στο Κεφάλαιο 4 του EN1991-2 θα πρέπει να χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό οδογεφυρών με φορτιζόμενα μήκη μικρότερα από 200 m. Τα 200m αντιστοιχούν στο μέγιστο μήκος το οποίο λαμβάνεται υπόψη για τη βαθμονόμηση της Πρότυπης Φόρτισης LM 1. Γενικά, η χρήση της Πρότυπης Φόρτισης LM 1 είναι προς την πλευρά της ασφάλειας για φορτιζόμενα μήκη μεγαλύτερα από 200 m.

Τα φορτία που οφείλονται στην οδική κυκλοφορία, τα οποία αποτελούνται από τα επιβατικά, τα φορτηγά και τα ειδικά οχήματα προκαλούν κατακόρυφες και οριζόντιες, στατικές και δυναμικές δυνάμεις.

Τα προσομοιώματα φόρτισης που προσδιορίζονται στο Κεφάλαιο 4 του EN1991-2 δεν περιγράφουν πραγματικά φορτία. Έχουν επιλεγεί και βαθμονομηθεί έτσι ώστε τα εντατικά μεγέθη στα οποία οδηγούν (συμπεριλαμβανομένης και της δυναμικής προσαύξησης όπου τούτο αναφέρεται) να αντιπροσωπεύουν τα εντατικά μεγέθη που προκαλούνται από την πραγματική κυκλοφορία στις Ευρωπαϊκές χώρες το 2000.

#### 3.2.2.1 Διαίρεση οδοστρώματος σε ονομαστικές λωρίδες κυκλοφορίας

Το πλάτος του οδοστρώματος,  $w$ , θα πρέπει να μετράται μεταξύ των κρασπέδων ή μεταξύ των εσωτερικών ορίων των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων, και δεν θα πρέπει να περιλαμβάνει την απόσταση μεταξύ των σταθερών συστημάτων συγκράτησης ή των κράσπεδων μιας κεντρικής νησίδας ούτε και τα πλάτη αυτών των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων.

Το πλάτος  $w_i$  των ονομαστικών λωρίδων κυκλοφορίας πάνω στο οδόστρωμα και ο μέγιστος δυνατός ακέραιος αριθμός  $n_i$  τέτοιων λωρίδων σε αυτό το οδόστρωμα ορίζονται στον EN1991-2 και παρουσιάζονται στον παρακάτω Πίνακα 3.2.

Πλάτος οδοστρώματος $w$	Αριθμός ονομαστικών λωρίδων	Πλάτος ονομαστικής λωρίδας $w_l$	Πλάτος εναπομένουσας επιφάνειας
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_i = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_i = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_i$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για παράδειγμα, για πλάτος οδοστρώματος ίσο με 11m,  $n_i = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$ , και το πλάτος της εναπομένουσας επιφάνειας είναι  $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$ .

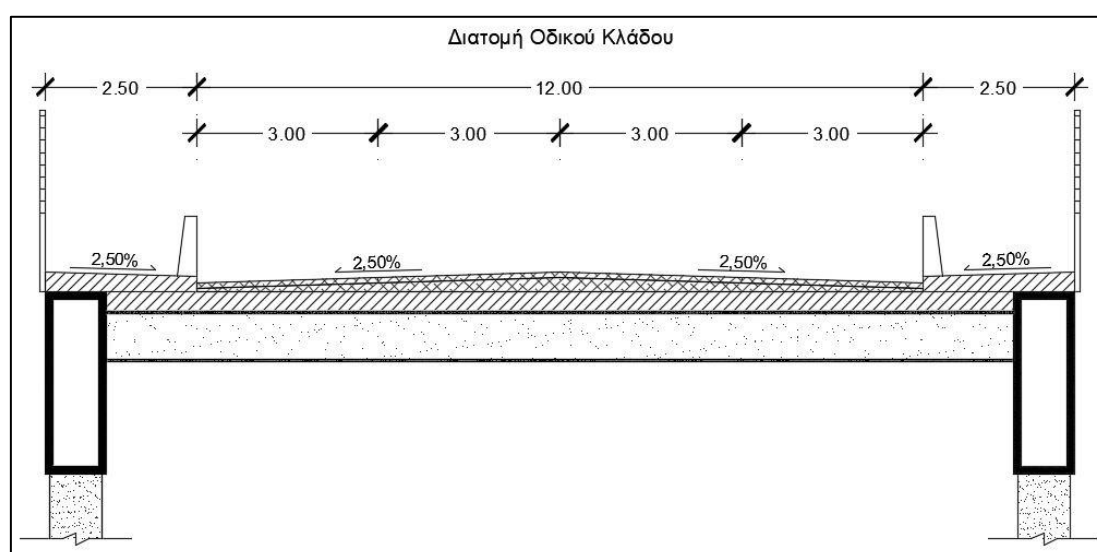
Πίνακας 3.2 Αριθμός και πλάτος των ονομαστικών λωρίδων

Το πλάτος του οδοστρώματος της παρούσας μελέτης είναι  $w=12\text{m}$  και χωρίζεται σε 4 ονομαστικές λωρίδες, ονομαστικού πλάτους  $w_i=3\text{m}$  καθεμία.





Σχήμα 3.5 Ονομαστικές Λωρίδες οδοστρώματος



Σχήμα 3.6 Διατομή Οδικού Κλάδου με Ονομαστικές Λωρίδες

### 3.2.2.2 Πρότυπη Φόρτιση LM 1

Η Πρότυπη Φόρτιση LM 1 αποτελείται, σύμφωνα με τον EN1991-2 παρ.4.3.2, από δύο επιμέρους συστήματα:

(α) Διαξονικά συγκεντρωμένα φορτία (σύστημα διδύμου άξονα TS), με τον κάθε άξονα να έχει το ακόλουθο βάρος:  $a_Q Q_k$ , όπου  $a_Q$  είναι ο συντελεστής προσαρμογής.

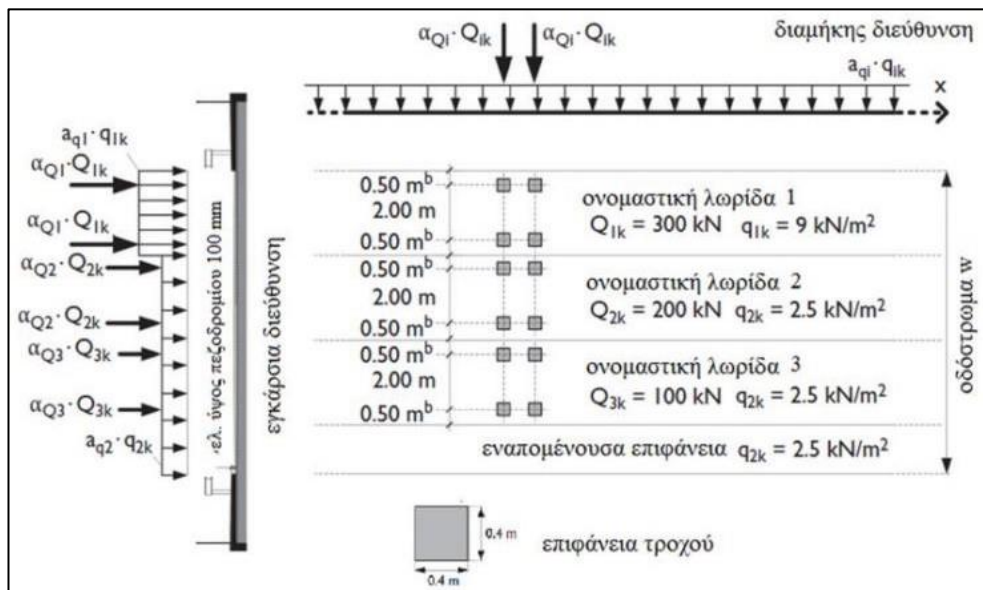
(β) Ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία (σύστημα UDL), τα οποία διαθέτουν το ακόλουθο βάρος ανά τετραγωνικό μέτρο ονομαστικής λωρίδας κυκλοφορίας  $a_q q_k$ , όπου  $a_q$  είναι οι συντελεστές προσαρμογής.

Η Πρότυπη Φόρτιση LM 1 θα πρέπει να εφαρμόζεται σε κάθε ονομαστική λωρίδα και στις εναπομείνουσες επιφάνειες. Στην ονομαστική λωρίδα  $i$  τα μεγέθη των φορτίων αναφέρονται ως  $a_{Qi} Q_{ik}$  και  $a_{qi} q_{ik}$  (Σχήμα 3.7). Στις εναπομείνουσες επιφάνειες το μέγεθος του φορτίου αναφέρεται ως  $a_{qr} q_{rk}$ .

Στην παρούσα μελέτη λαμβάνεται συντελεστής  $a_Q=0,90$  για το σύστημα διδύμου άξονα TS και  $a_q=1$  για το σύστημα UDL.

Θέση	Σύστημα δίδυμου άξονα TS	Σύστημα UDL
	Αξονικά Φορτία $Q_{ik}$ (kN)	$q_{ik}$ (ή $q_{ik}$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
Λωρίδα 1	300	9
Λωρίδα 2	200	2,5
Λωρίδα 3	100	2,5
Λοιπές λωρίδες	0	2,5
Εναπομένουσα επιφάνεια ( $q_{ik}$ )	0	2,5

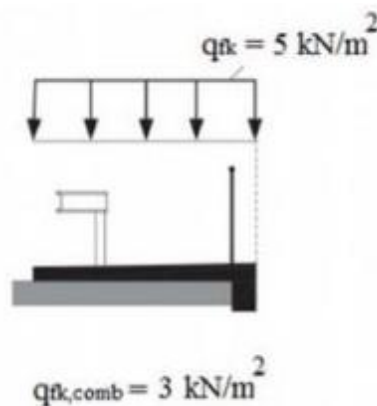
Πίνακας 3.3 Λεπτομέρειες Πρότυπης Φόρτισης LM 1



Σχήμα 3.7 Χαρακτηριστικές τιμές και διάταξη φορτίων Πρότυπης Φόρτισης LM 1

### 3.2.2.3 Φορτία Πεζοδρομίων

Όσον αφορά τα φορτία των πεζοδρομίων, αυτά περιλαμβάνουν μία κατανεμημένη φόρτιση στο πλάτος τους. Το κατανεμημένο φορτίο λαμβάνεται 5kN/m<sup>2</sup>, για τοπικούς ελέγχους, και 3kN/m<sup>2</sup> σε συνδυασμό με τα φορτία κυκλοφορίας των οχημάτων όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.8.



Σχήμα 3.8 Φορτία Πεζοδρομίων

### 3.2.3 Δράσεις Ανέμου

Ο υπολογισμός των δράσεων ανέμου γίνεται με βάση τον EN1991-1-4 [19]. Η μέθοδος υπολογισμού που ακολουθείται έχει πεδίο εφαρμογής σε γέφυρες με άνοιγμα έως 200m. Ωστόσο ο EN1991-1-4 σημειώνει πως μπορεί να εφαρμοστεί και σε γέφυρες με μεγαλύτερο άνοιγμα, όπως αυτή της παρούσας μελέτης, καθώς γίνεται δυσμενέστερη από άλλες αναλυτικότερες μεθόδους.

Για τον υπολογισμό των δράσεων χωρίζουμε τον φορέα σε δύο υψομετρικές ζώνες. Η πρώτη ζώνη καλύπτει τα μέλη της κατασκευής που βρίσκονται σε ύψη μεταξύ της βάσης θεμελίωσης και του καταστρώματος του οδικού της κλάδου με ύψος στοιχείων ζώνης I,  $z_{cl1}=34,20\text{m}$ . Η δεύτερη ζώνη καλύπτει τα μέλη που βρίσκονται μεταξύ του προαναφερθέντος καταστρώματος και της κορυφής του μεσαίου τόξου της κατασκευής με ύψος στοιχείων ζώνης II,  $z_{cl2}=57,90\text{m}$ . Επιπλέον λόγω των ποικίλων διατομών επιλέγεται η παρούσα παράγραφος να χωριστεί σε υποπαραγράφους για την καλύτερη παρουσίαση των υπολογισμών των δράσεων ανέμου.

#### 3.2.3.1 Σταθερά μεγέθη δράσεων ανέμου σε όλη την κατασκευή

Βασική ταχύτητα ανέμου,  $v_b=33\text{m/s}$ , όπως παρουσιάζεται στην παρ.4.2 του EN1991-1-4, με τη χρήση του παρακάτω τύπου :

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad \text{εξ.(3.2)}$$

Όπου :

- $C_{dir}=1$ , συντελεστής διεύθυνσης
- $C_{season}=1$ , εποχικός συντελεστής
- $v_{b,0}=33\text{m/s}$ , θεμελιώδης τιμή βασικής ταχύτητας η οποία επιλέγεται από το εθνικό προσάρτημα

Βασική πίεση ανέμου,  $q_b=0.681\text{kN/m}^2$ , με βάση τον τύπο

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad \text{εξ.(3.3)}$$

Όπου  $\rho=1,25\text{kg/m}^3$ , η πυκνότητα του αέρα.

Επιπλέον λαμβάνεται απλοποιητικά ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής  $c_{scd}$  ίσος με τη μονάδα.

#### 3.2.3.2 Μεγέθη δράσεων εξαρτώμενα από το ύψος ζώνης στοιχείων

Η μέση ταχύτητα ανέμου εξαρτάται, πέραν από το ύψος ζώνης των στοιχείων, και από την τραχύτητα του εδάφους. Ο τύπος υπολογισμού της μέσης ταχύτητας ανέμου είναι ο παρακάτω :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad \text{εξ.(3.4)}$$

Όπου :

- $z$  το ύψος των στοιχείων της αντίστοιχης ζώνης των στοιχείων
- $c_r(z)$  ο συντελεστής τραχύτητας
- $c_0(z)$  ο συντελεστής αναγλύφου, ο οποίος λαμβάνεται απλοποιητικά ίσος με τη μονάδα.

Για τον προσδιορισμό της τραχύτητας χρησιμοποιείται παρακάτω Πίνακας 3.4. Επιλέγεται κατηγορία εδάφους II με παραμέτρους  $z_0=z_{0,II}=0,05\text{m}$  και  $z_{min}=2\text{m}$ .

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

Πίνακας 3.4 Κατηγορίες και Παράμετροι εδάφους

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από το παρακάτω ζεύγος εξισώσεων (εξ.3.5) και (εξ.3.6):

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), & \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r(z_{min}), & \text{για } z \leq z_{min} \end{cases} \quad \text{εξ.}(3.5)$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right) \quad \text{εξ.}(3.6)$$

Όπου :

- $z_{max}$  λαμβάνεται ίσο με 200m με τον EN1991-1-4
- $k_r$ , ο συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος της τραχύτητας  $z_0$  και υπολογίζεται σύμφωνα με τη εξ. (3.6).
- $z_{0,II}=0,05m$  (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 3.4)

Έπειτα υπολογίζονται ο στροβιλισμός ανέμου εξ.(3.7) και η πίεση αιχμής εξ.(3.8)

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{k_I}{c_0 \cdot \ln(z/z_0)}, & \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ I_v(z_{min}), & \text{για } z \leq z_{min} \end{cases} \quad \text{εξ.}(3.7)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad \text{εξ.}(3.8)$$

Όπου  $k_I=1$ , ο συντελεστής στροβιλισμού.

Οι τιμές των ανωτέρω μεγεθών για τις δύο υψομετρικές ζώνες παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Υψομετρική Ζώνη	<b>Ζώνη I</b>	<b>Ζώνη II</b>
Ύψος στοιχείων z	34,20m	57,90m
Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$	41,316m/s	44,616m/s
Συντελεστής τραχύτητας εδάφους $c_r(z)$	1,252	1,352
Συντελεστής εδάφους $k_r$	0,19	0,19
Στροβιλισμός ανέμου $I_v(z)$	0,1518	0,1405
Πίεση αιχμής $q_p(z)$	2,201kN/m <sup>2</sup>	2,468kN/m <sup>2</sup>

*Πίνακας 3.5 Μεγέθη δράσεων εξαρτώμενα από το ύψος ζώνης στοιχείων*

### 3.2.3.3 Συντελεστές δύναμης δομικών στοιχείων και καταστρώματος

Οι συντελεστές δύναμης προσδιορίζονται με βάση τις παρακάτω παραγράφους του EN1991-1-4 :

- Δομικά στοιχεία με ορθογωνική διατομή, χρησιμοποιώντας την παρ. 7.6,
- Κυκλικούς κυλίνδρους, χρησιμοποιώντας τις παρ. 7.9.2 και παρ. 7.9.3,

Ο μειωτικός συντελεστής που εξαρτάται από την ενεργό λυγηρότητα της κατασκευής μπορεί να εφαρμόζεται, χρησιμοποιώντας την παρ. 7.13.

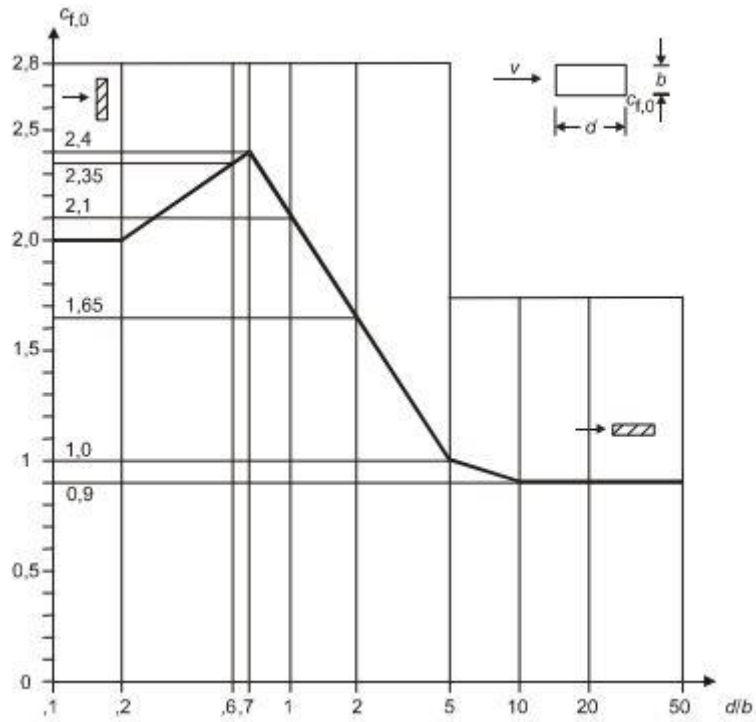
#### A) Δομικά Στοιχεία με Ορθογωνικές διατομές

Ο συντελεστής δύναμης  $c_f$  δομικών στοιχείων ορθογωνικής διατομής, με τον άνεμο να πνέει κάθετα σε μια πλευρά, θα προσδιορίζεται από την εξίσωση εξ.(3.9):

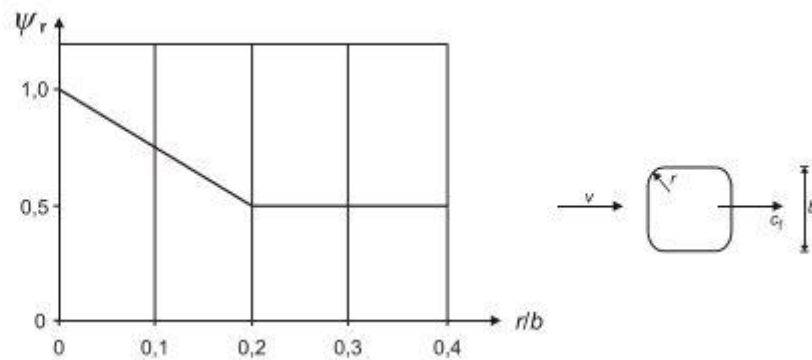
$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \quad \text{εξ.(3.9)}$$

Όπου :

- $c_{f,0}$  είναι ο συντελεστής δύναμης ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές γωνίες και χωρίς ροή ελευθέρων άκρων όπως δίνεται στο Σχήμα 3.9
- $\psi_r$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες. Το  $\psi_r$  εξαρτάται από τον αριθμό Reynolds
- $\psi_\lambda$  είναι ο συντελεστής επίδρασης άκρων για στοιχεία με ροή ελευθέρων άκρων όπως ορίζεται στην παρ. 7.13 του EN1991-1-4.



Σχήμα 3.9 Συντελεστές δύναμης  $c_{f,0}$  ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές γωνίες και χωρίς ροή ελευθέρων άκρων

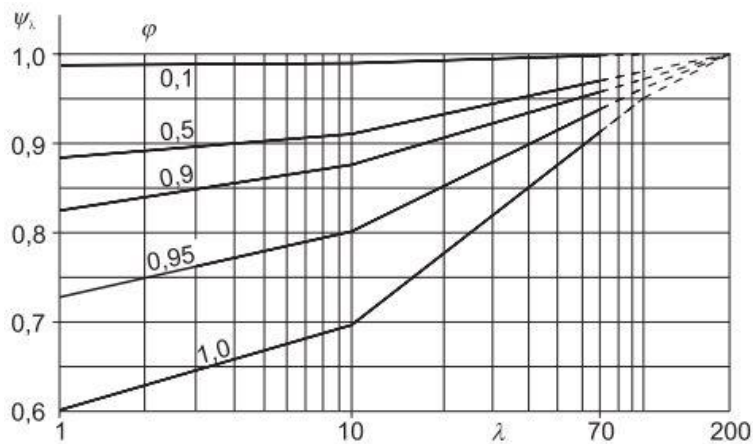


Σχήμα 3.10 Μειωτικός συντελεστής  $\psi_r$  τετραγωνική διατομή με στρογγυλεμένες γωνίες



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

Πίνακας 3.6 Προτεινόμενες τιμές του  $\lambda$  για κυλίνδρους, πολυγωνικές διατομές, ορθογωνικές διατομές, διατομές με αιχμηρές γωνίες και δικτυωτές κατασκευές



Σχήμα 3.11 Ενδεικτικές τιμές του συντελεστή επίδρασης άκρων  $\psi_\lambda$  ως συνάρτηση του συντελεστή πληρότητας  $\phi$  και της λυγηρότητας  $\lambda$

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές των συντελεστών δύναμης των μελών με ορθογωνικές διατομές :

Μέλη	Συντελεστής Δύναμης $c_f$
Ορθοστάτες	2,10
Διαγώνια μέλη Δικτυώματος	2,25

Πίνακας 3.7 Συντελεστές Δύναμης μελών με Ορθογωνικές Διατομές

### Β) Δομικά Στοιχεία με Κοίλες Κυκλικές διατομές

Ο συντελεστής δύναμης  $c_f$  δομικών στοιχείων κοίλης κυκλικής διατομής πεπερασμένου μήκους, θα προσδιορίζεται από την εξίσωση εξ.(3.10):

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad \text{εξ.(3.10)}$$

Όπου :

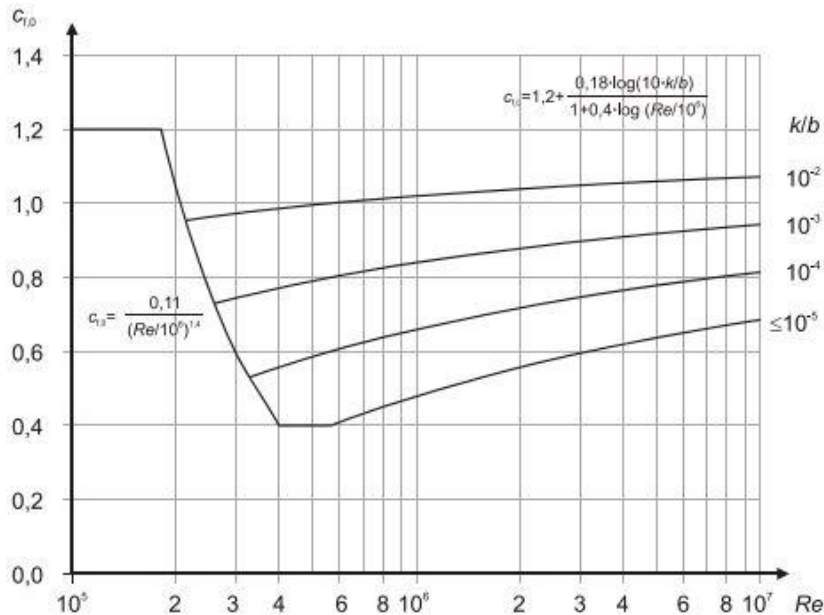
- $c_{f,0}$  είναι ο συντελεστής δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων και υπολογίζεται με βάση το παρακάτω Σχήμα 3.12
- $\psi_\lambda$  είναι ο συντελεστής επίδρασης άκρων, υπολογισμός με βάση τα παραπάνω τον Πίνακα 3.6 και Σχήμα 3.11 για κυκλικούς κυλίνδρους

Ο συντελεστής δύναμης  $c_f$  δομικών στοιχείων κοίλης κυκλικής διατομής εξαρτάται από τον αριθμό Reynolds,  $Re$ , ο οποίος ορίζεται από την παρακάτω εξίσωση εξ.(3.11):

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad \text{εξ.(3.11)}$$

Όπου :

- $b$  είναι η διάμετρος του στοιχείου
- $\nu$  είναι το κινηματικό ιξώδες του αέρα ( $\nu=15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ )
- $v(z_e)$  είναι η ταχύτητα αιχμής του ανέμου και στην παρούσα μελέτη για απλοποίηση ισούται με την μέση ταχύτητα ανέμου της εκάστοτε υψομετρικής ζώνης, Ζώνη I ή Ζώνη II.



Σχήμα 3.12 Συντελεστής δύναμης  $c_{f,0}$  για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελευθέρων άκρων και για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες  $k/b$

Το υλικό των κοίλων κυκλικών διατομών θεωρείται γαλβανισμένος χάλυβας και η ισοδύναμη τραχύτητα  $k$  λαμβάνεται από τον παρακάτω Πίνακα 3.8 ίση με 0,2.

Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα $k$ mm	Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα $k$ mm
γαλί	0,0015	λείο σκυρόδεμα	0,2
σπλιβωμένο μέταλλο	0,002	πλανισμένο ξύλο	0,5
λεπτή βαφή	0,006	τραχύ σκυρόδεμα	1,0
βαφή με ψεκασμό	0,02	τραχύ πριονισμένο ξύλο	2,0
στυπνός χάλυβας	0,05	Σκουριά	2,0
χυτοσίδηρος	0,2	Τούβλα	3,0
γαλβανισμένος χάλυβας	0,2		

Πίνακας 3.8 Ισοδύναμη Τραχύτητα Επιφάνειας  $k$

Οι τιμές των συντελεστών δυνάμεων των στοιχείων με κοίλη κυκλική διατομή παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα 3.9.

Μέλη	Συντελεστής Δύναμης $c_f$	
	Ζώνη I	Ζώνη II
Τόξο	1,20	1,20
Υποστυλώματα (διαμέτρου $D=0,9m$ )	1,20	-
Υποστυλώματα (διαμέτρου $D=1,2m$ )	1,20	-

Πίνακας 3.9 Συντελεστές Δυνάμεων  $c_f$  στοιχείων κοίλων κυκλικών διατομών

### Γ) Καταστρώματα Γέφυρας

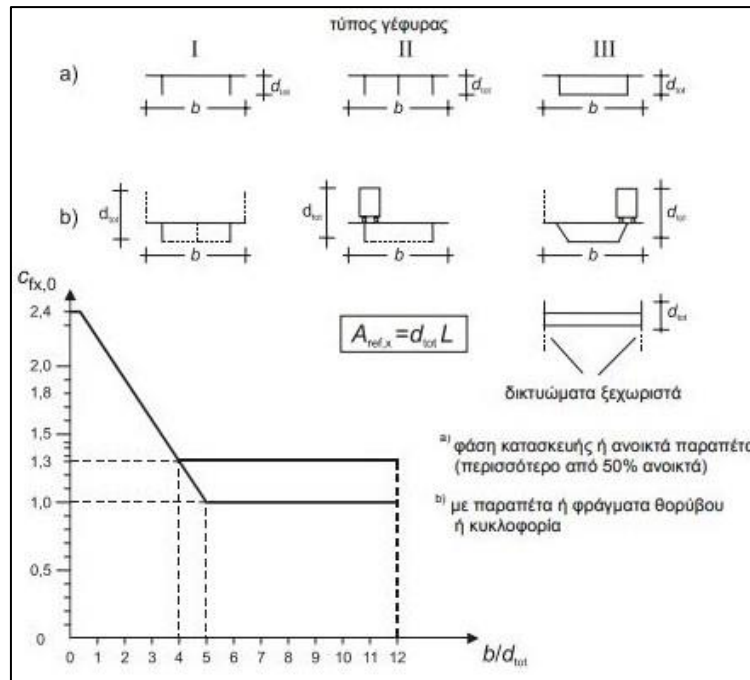
Οι δυνάμεις και οι συντελεστές δύναμης των καταστρωμάτων της γέφυρας υπολογίζονται με βάση την απλοποιητική μέθοδο του κεφαλαίου 8 του EN1991-1-4.

#### Γ.1) Συντελεστές δύναμης στη διεύθυνση $x$

Οι συντελεστές δύναμης για τις δράσεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση  $x$  δίνονται από:

$$c_{fx} = c_{fx,0} \quad \text{εξ. (3.12)}$$

Όπου  $c_{fx,0}$  είναι ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων, ο οποίος λαμβάνεται από το Σχήμα 3.13 για τύπο γέφυρας α) I θεωρώντας  $d_{tot}$ , για τον οδικό κλάδο ίσο με  $h_{\text{ηελματος, δικτυώματος}} + h_{\text{πεζοδρομίου}} + h_{\text{ανοικτού παραπέτου}} = 3 + 0,32 + 0,30 = 3,62m$  και για τον σιδηροδρομικό κλάδο  $h_{\text{ηελματος, δικτυώματος}} + h_{\text{ERS, προεξοχές}} = 3 + 0,20 = 3,20m$ .



Σχήμα 3.13 Συντελεστής δύναμης για γέφυρες,  $c_{f,x,0}$

Οι τιμές των συντελεστών δυνάμεων, ως προς  $x$ , των καταστρώματων παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα 3.10.

Κατάσρωμα	Συντελεστής $c_{f,x}$
Οδικού κλάδου	1,30
Σιδηροδρομικού κλάδου	1,30

Πίνακας 3.10 Συντελεστές Δυνάμεων  $c_{f,x}$  Καταστρώματων

### Γ.2) Συντελεστής δύναμης στη διεύθυνση $z$

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι υποπίεσεις που δημιουργούνται στα καταστρώματα λόγω του σχετικά κλειστού, από το δικτύωμα και το κατάστρωμα του οδικού κλάδου, καταστρώματος του σιδηροδρομικού κλάδου της γέφυρας, έχει ληφθεί ως απλοποίηση πως μόνο το κατάστρωμα δέχεται δράσεις ανέμου ως προς  $z$  και μόνο ως προς την κατεύθυνση της βαρύτητας.

Σύμφωνα με τον EN1991-1-4 στην περίπτωση απουσίας δοκιμών σε αεροδυναμική σήραγγα, η προτεινόμενη τιμή μπορεί να λαμβάνεται ίση με  $\pm 0,90$ . Αυτή η τιμή λαμβάνει συνολικά υπόψη την επιρροή μιας πιθανής εγκάρσιας κλίσης του καταστρώματος, της κλίσης του εδάφους και των διακυμάνσεων της γωνίας διεύθυνσης του ανέμου με το κατάστρωμα λόγω στροβιλισμού.

Επομένως η τιμή που επιλέγεται για τον συντελεστή δύναμης ως προς  $z$  είναι  $c_{f,z} = 0,9$ .

## 3.2.3.4 Τελικός υπολογισμός δράσεων ανέμου

Οι τιμές των δράσεων ανέμου καθώς και οι εξισώσεις οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό τους, δίνονται στον παρακάτω πίνακα

Στοιχεία	Τύπος	Μέλη	Τιμές	
Κοίλης ορθογωνικής διατομής	$F_{w,x} = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot b$	Ορθοστάτες Δικτυώματος	3,79kN/m	
		Διαγώνια Μέλη Δικτυώματος	4,54kN/m	
Κοίλης κυκλικής διατομής	$F_{w,x} = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot d$	Τόξο (Ζώνη I)	Ακριανά	7,14 kN/m
			Μεσαίο	7,65kN/m
		Τόξο (Ζώνη II)	8,77kN/m	
		Υποστυλώματα (Διαμέτρου D=1,20m)	3,06kN/m	
		Υποστυλώματα (Διαμέτρου D=0,70m)	2,04kN/m	
Κατάστρωμα ως προς x	$F_{w,x} = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p \cdot d_{tot}$	Οδικού κλάδου	10,00kN/m	
		Σιδηροδρομικού κλάδου	8,84kN/m	
Κατάστρωμα ως προς z	$F_{w,z} = c_s c_d \cdot c_{f,z} \cdot q_p$	Οδικού κλάδου	1,91kN/m <sup>2</sup>	

Πίνακας 3.11 Τιμές Δράσεων Ανέμου και τύπων υπολογισμού τους

Σημείωση: Τα τόξα αποτελούνται από κωνικές κοίλες κυκλικές διατομές μεταβλητής διαμέτρου και πάχους. Για τον λόγο αυτόν οι δράσεις ανέμου των τόξων υπολογίζονται, ως απλοποίηση, για μέση διάμετρο κοίλης κυκλικής διατομής D=3m για το μεσαίο τόξο και για μέση διάμετρο διατομής κοίλης κυκλικής διατομής D=2,80m για τα δύο ακριανά τόξα. Τα ακριανά τόξα ανήκουν εξ' ολοκλήρου στην υψομετρική Ζώνη I.

## 3.2.4 Θερμοκρασιακές Μεταβολές

Οι θερμοκρασιακές μεταβολές που δρουν στην κατασκευή υπολογίζονται σύμφωνα με τον EN1991-1-5<sub>[20]</sub>. Στην παρούσα διπλωματική εργασία λαμβάνονται υπόψιν μόνο οι θερμοκρασιακές μεταβολές που προκαλούνται από τη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής.

Τα στοιχεία που λήφθηκαν από τους Εθνικούς Μετεωρολογικούς Χάρτες για την περιοχή της κατασκευής της υπό μελέτης γέφυρας καλύπτουν εύρος 30 ετών (1991-2020).

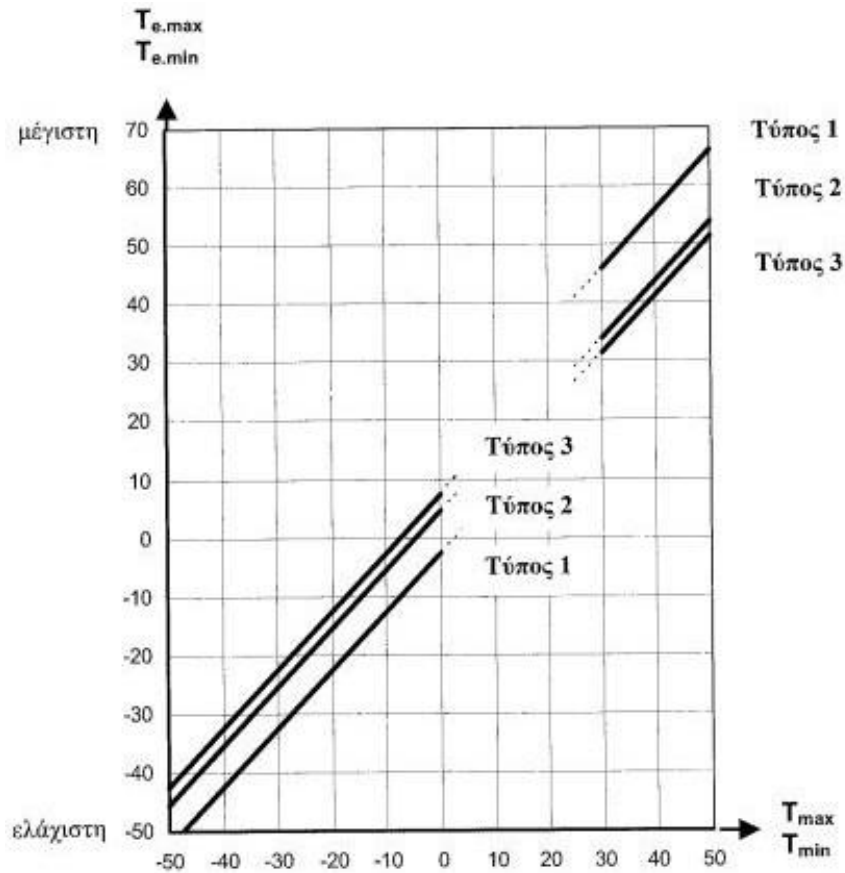
$$T_{\max}=30.8 \text{ }^{\circ}\text{C}, T_{\min}=-5.4 \text{ }^{\circ}\text{C}, T_0=10^{\circ}\text{C}$$

Σύμφωνα με το Σχήμα 3.14 προκύπτουν οι τιμές της ομοιόμορφης συνιστώσας θερμοκρασιακής μεταβολής, του παρακάτω Πίνακα 3.12.

Ομοιόμορφη Συνιστώσα Θερμοκρασιακής Μεταβολής	Τύπος 1	Τύπος 2
$T_{e,\max}$	46,8 °C	35,8 °C
$T_{e,\min}$	-13,4 °C	-5,4 °C

Πίνακας 3.12 Τιμές Ομοιόμορφης Συνιστώσας Θερμοκρασιακής Μεταβολής

Η καμπύλη του Τύπου 1 χρησιμοποιείται για τα χαλύβδινα μέλη της κατασκευής, ενώ αυτή του τύπου 2 χρησιμοποιείται για τα σύμμικτα μέλη τις κατασκευής.



Σχήμα 3.14 Σχέση μεταξύ ελάχιστης/μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά ( $T_{min}/T_{max}$ ) και ελάχιστης/μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας ( $T_{e,min}/T_{e,max}$ )

Έπειτα υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές της μέγιστης διαφοράς θερμοκρασίας, από την εξ.(3.13), που οδηγεί σε συστολή και της ελάχιστης διαφοράς θερμοκρασίας, από την εξ.(3.14), που οδηγεί σε διαστολή. Οι τιμές τους δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad \text{εξ.(3.13)}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad \text{εξ.(3.14)}$$

Διαφορά Θερμοκρασίας	Τύπος 1	Τύπος 2
$\Delta T_{N,con}$	23,4 °C	15,4 °C
$\Delta T_{N,exp}$	36,8 °C	25,8 °C

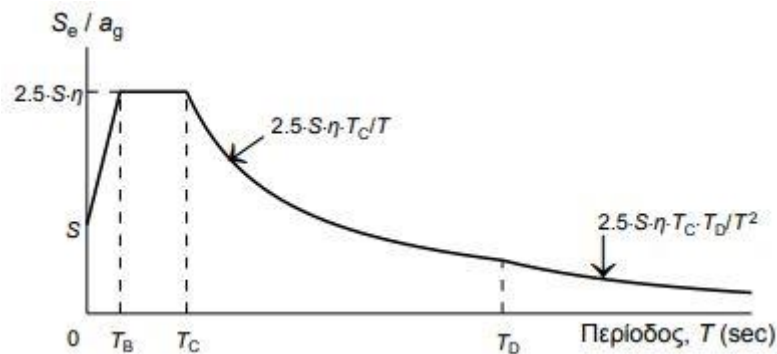
Πίνακας 3.13 Τιμές Ελάχιστης και Μέγιστης Διαφοράς Θερμοκρασίας



### 3.3 Σεισμική Διέγερση

Οι σεισμικές δράσεις προσδιορίζονται βάσει τους κανονισμούς EN1998-1<sup>[29]</sup> & EN1998-2<sup>[30]</sup>. Με την εφαρμογή του ελαστικού φάσματος του ευρωκώδικα υπολογίζονται οι σεισμικές δράσεις που επιδρούν στην κατασκευή. Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού περιγράφεται από το Σχήμα 3.15 και τις εξισώσεις εξ.(3.15). Οι χαρακτηριστικές περιοχές του περιγράφονται απ' τις σχέσεις και τους πίνακες που ακολουθούν.

Η περιοχή της υπό μελέτης γέφυρας ανήκει στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας με επιτάχυνση εδάφους  $a_{gR}=0,25$  (g), κατηγορία σπουδαιότητας II, κατηγορία εδάφους B και  $\zeta=4\%$  για μεταλλική κατασκευή με κοχλιωτές συνδέσεις.



Σχήμα 3.15 Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης

$$\begin{aligned}
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (n \cdot 2.5 - 1) \right) && , \text{για } 0 \leq T \leq T_B \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 && , \text{για } T_B \leq T \leq T_C \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} && , \text{για } T_C \leq T \leq T_D \\
 S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} && , \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{sec}
 \end{aligned}
 \tag{3.15}$$

Όπου :

- $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ , επιτάχυνση
- $n = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}} \geq 0,55$ , συντελεστής απόσβεσης (το  $\zeta$  τίθεται επί τοις εκατό)

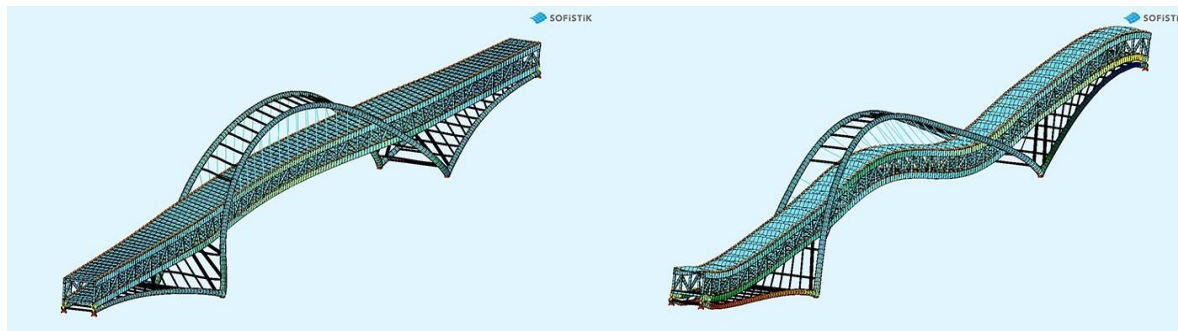
S, συντελεστής εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	$a_{gR}$ (g)	Κατηγορία Σπουδαιότητας	$\gamma_I$	Κατηγορία Εδάφους	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)	S
Z1	0.16	I	0.80	A	0.15	0.40	2.50	1.00
Z2	0.24	II	1.00	B	0.15	0.50	2.50	1.20
Z3	0.36	III	1.20	C	0.20	0.60	2.50	1.15
		IV	1.40	D	0.20	0.80	2.50	1.35
				E	0.15	0.50	2.50	1.40

Πίνακας 3.14 Παράμετροι ελαστικού φάσματος

Για την ιδιομορφική ανάλυση προκειμένου να υπάρξει ικανοποιητική προσέγγιση της μάζας (σχεδόν το 90% της μάζας) που διεγείρεται λαμβάνονται 50 ιδιομορφές οι οποίες βάση του EN1998-1 & EN1998-2

συνδυάζονται με τη μέθοδο S.R.S.S και C.Q.C. Παρουσιάζεται η 1<sup>η</sup> και η 6<sup>η</sup> ιδιομορφές για τις οποίες αφορούν την εγκάρσια και τη διαμήκη, αντίστοιχα, διεύθυνση της γέφυρας.



Σχήμα 3.16 1<sup>η</sup> Ιδιομορφή κατά  $y$ , αριστερά, & 6<sup>η</sup> Ιδιομορφή κατά  $x$ , δεξιά.

### 3.4 Συνδυασμοί Δράσεων

#### 3.4.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός μιας κατασκευής πρέπει να πραγματοποιείται σύμφωνα με τον EN 1990<sup>[17]</sup>, στον οποίο ορίζονται δύο οριακές καταστάσεις πέραν των οποίων η κατασκευή παύει να ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού της. Αυτές είναι η οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.). Ο έλεγχος μίας εκ των δύο κατηγοριών οριακών καταστάσεων μπορεί να παραλειφθεί υπό την προϋπόθεση ότι είναι διαθέσιμες επαρκείς πληροφορίες οι οποίες αποδεικνύουν ότι η οριακή αυτή κατάσταση ικανοποιείται από την άλλη. Επιπλέον ορίζονται οι σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού που θα πρέπει να επιλεγούν λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες υπό τις οποίες η κατασκευή καλείται να επιτελέσει τη λειτουργία της. Αυτές είναι :

- Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.
- Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές περιπτώσεις συνθηκών οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα ή στην έκθεσή του, π.χ. πυρκαϊά, έκρηξη, πρόσκρουση ή οι συνέπειες τοπικής αστοχίας.
- Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, που αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα όταν αυτό εκτίθεται σε σεισμικά συμβάντα.

Οι επιλεχθείσες καταστάσεις σχεδιασμού θα παρουσιάζουν επαρκή διαφοροποίηση έτσι ώστε να περικλείουν όλες τις συνθήκες οι οποίες εύλογα προβλέπονται ως πιθανές κατά την κατασκευή και χρήση του έργου. Πληροφορίες όσον αφορά συγκεκριμένες καταστάσεις σχεδιασμού μέσα στα πλαίσια των κατηγοριών αυτών δίνονται στους EN 1991 έως EN 1999.

Η ενδεικτική διάρκεια ζωής του έργου ανέρχεται στα 100 έτη σύμφωνα με τον EN1990.

### 3.4.2 Συνδυασμοί σε Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων και/ή την ασφάλεια του φορέα.

Οι συνδυασμοί σε οριακές καταστάσεις αστοχίας που λαμβάνονται υπόψιν στο σχεδιασμό της γέφυρας της παρούσας μελέτης είναι οι ακόλουθοι :

1. Βασικοί/Θεμελιώδεις συνδυασμοί

→ Για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια ή παροδικές

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

→ Σε φάσεις κατασκευής

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{G,wetconcrete} G_{k,wetconcrete} + \gamma_{G,πρόπλακας} G_{k,πρόπλακας}$$

2. Σεισμικός συνδυασμός

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

### 3.4.3 Συνδυασμοί σε Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας σχετίζονται με τη λειτουργία του φορέα ή ενός δομικού μέλους υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση της κατασκευής.

Οι συνδυασμοί σε οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που λαμβάνονται υπόψιν στο σχεδιασμό της γέφυρας της παρούσας μελέτης είναι οι ακόλουθοι :

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Συχνός συνδυασμός

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

3. Οιονεί-μόνιμος συνδυασμός

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

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:

- "+" επαλληλία δράσεων
- $G_{kj}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή μιας μόνιμης δράσης j
- $Q_{ki}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή μιας μεμονωμένης μεταβλητής δράσης i
- $A_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού μιας σεισμικής δράσης  $A_{ED} = \gamma_I A_{Ek}$
- $A_{Ek}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή σεισμικής δράσης
- $\gamma_{Gj}$  είναι οι επιμέρους συντελεστές για τη μόνιμη δράση j
- $\gamma_{Qi}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής για τη μεταβλητή δράση i

- $\gamma_i$  είναι ο επιμέρους συντελεστής σπουδαιότητας για τις σεισμικές δράσεις
- $\psi_{0,i}$  είναι ο συντελεστής για τιμή συνδυασμού μιας μεταβλητής δράσης
- $\psi_{1,i}$  είναι ο συντελεστής για συχνή τιμή μιας μεταβλητής δράσης
- $\psi_{2,i}$  είναι ο συντελεστής για οιονει-μόνιμη τιμή μιας μεταβλητής δράσης
- $G_{k,wetconcrete}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της δράσης του νωπού σκυροδέματος
- $\gamma_{G,wetconcrete} = 1,35$  είναι ο επιμέρους συντελεστής για τη δράση του νωπού σκυροδέματος
- $G_{k,πρόπλακας}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της δράσης του σκυροδέματος της πρόπλακας
- $\gamma_{G,πρόπλακας} = 1,35$  είναι ο επιμέρους συντελεστής για τη δράση του σκυροδέματος πρόπλακας

Οι συντελεστές που εισάγονται στους ανωτέρω συνδυασμούς αναγράφονται στους παρακάτω πίνακες:

Συντελεστές Δράσεων
Μόνιμες Δράσεις
$\gamma_{G,j} = 1,35$
Δράσεις σιδηροδρομικής κυκλοφορίας
$\gamma_{Q,i} = 1,45$
Δράσεις οδικής κυκλοφορίας
$\gamma_{Q,i} = 1,35$
Λοιπές μεταβλητές δράσεις (θερμοκρασία, άνεμος κλπ)
$\gamma_{Q,i} = 1,50$

Επιμέρους συντελεστές δράσεων			
Δράση	$\psi_{0,i}$	$\psi_{1,i}$	$\psi_{2,i}$
LM 71, SW/0	0,70	0,80/0,70**	0,00/0,30*
LM 1	TS	0,75	0,75
	UDL	0,40	0,40
Άνεμος***	0,75	0,50	0,00
Θερμοκρασιακές μεταβολές	0,60	0,60	0,50

Πίνακας 3.15 Συντελεστές Δράσεων

\*Για το σεισμικό συνδυασμό λαμβάνονται οι τιμές  $\psi_{2,i}$  ίσες με 0,30 για τις δράσεις της σιδηροδρομικής κυκλοφορίας και 0,20 για τις δράσεις του συστήματος UDL της οδικής κυκλοφορίας.

\*\*Λαμβάνονται οι τιμές του συντελεστή  $\psi_{1,i}$  ίσες με 0,80 για φόρτιση σε μία γραμμή και 0,70 για φόρτιση σε δύο γραμμές.

\*\*\*Για τις δράσεις ανέμου επιλέγονται οι συντελεστές  $\psi_{0,i}$ ,  $\psi_{1,i}$ ,  $\psi_{2,i}$  που προτείνονται για τον σχεδιασμό σιδηροδρομικών γεφυρών ως δυσμενέστερη έναντι αυτών για το σχεδιασμό οδικών γεφυρών.

## 4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Ο.Κ.Α.)

### 4.1 Γενικά

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αφορούν τηγνασφάλεια των ανθρώπων και ή την ασφάλεια του φορέα. Υπό ορισμένες συνθήκες, οι οριακές καταστάσεις οι οποίες αφορούν την προστασία των περιεχομένων θα πρέπει να καταχωρηθούν ως οριακές καταστάσεις αστοχίας. Καταστάσεις πριν την κατάρρευση του φορέα, οι οποίες για λόγους απλοποίησης θεωρούνται ότι ενέχουν θέση της ίδιας της κατάρρευσης, μπορούν να αντιμετωπισθούν ως οριακές καταστάσεις αστοχίας.

### 4.2 Έλεγχοι επάρκειας διατομών

#### 4.2.1 Κατηγοροποίηση Διατομών

Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό.

Οι κατηγορίες των διατομών σύμφωνα με τον EN1993-1-1<sup>[18]</sup> είναι τέσσερις και καθορίζονται ως εξής:

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

Μια διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων τμημάτων της.

Διατομές με κορμό κατηγορίας 3 και πέλματα κατηγορίας 1 ή 2 μπορεί να ταξινομούνται ως διατομές κατηγορίας 2 με ενεργό κορμό σύμφωνα με την παρ.6.2.2.3 του EN1993-1-1.

Οι διατομές των μελών της παρούσας μελέτης κυμαίνονται μεταξύ των κατηγοριών 1,2 και 3.

Η κατάταξη των διατομών στις ανωτέρω κατηγορίες γίνεται με την βοήθεια των παρακάτω πινάκων.

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

\*)  $\psi \leq -1$  εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση  $\sigma < f_y$  είτε η εφελκυστική παραμόρφωση  $\varepsilon_y > f_y/E$

Πίνακας 4.1 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα



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

Πίνακας 4.2 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Γωνιακά						
Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)					Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία	
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\epsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Σωληνωτές διατομές						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
<b>ΣΗΜΕΙΩΣΗ</b> Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Πίνακας 4.3 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

### 4.2.2 Έλεγχος τάσεων Von Mises

Για τον ελαστικό έλεγχο μιας διατομής μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο Von Mises, για ένα κρίσιμο σημείο της διατομής.

Ο ελαστικός έλεγχος σύμφωνα με την ελαστική αντοχή μπορεί να εκτελείται για όλες τις κατηγορίες διατομών υπό την προϋπόθεση ότι για τον έλεγχο των διατομών κατηγορίας 4 χρησιμοποιούνται οι ενεργές ιδιότητες των διατομών 4.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad \text{εξ. (4.1)}$$

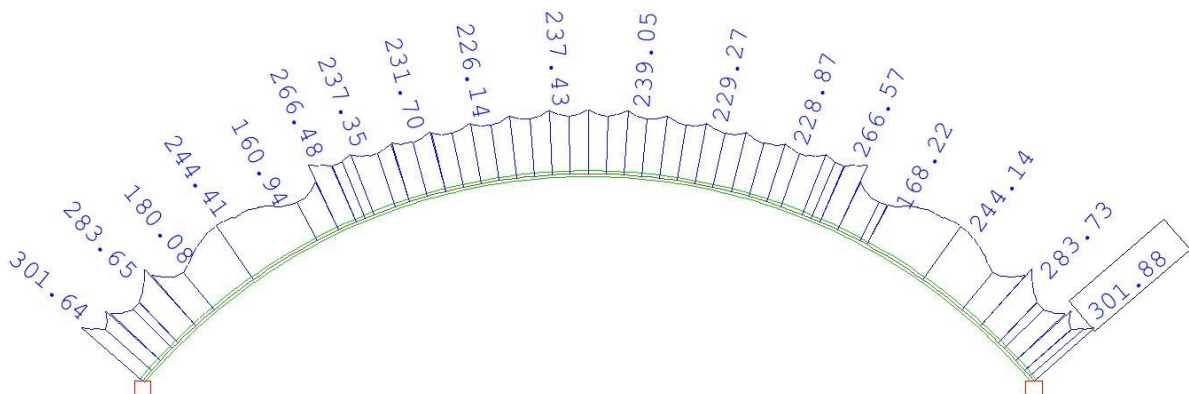
Όπου :

- $\sigma_{x,Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής κατά μήκος τάσης στο υπό θεώρηση σημείο
- $\sigma_{z,Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής εγκάρσιας τάσης στο υπό θεώρηση σημείο
- $\tau_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διατμητικής τάσης στο υπό θεώρηση σημείο

#### 4.2.2.1 Τόξα

Τα τόξα αποτελούνται από μεταβλητές κωνικές κοίλες κυκλικές διατομές. Οι επιμέρους διατομές τους ανήκουν μεταξύ των κατηγοριών 1 έως 3.

#### Μεσαίο Τόξο



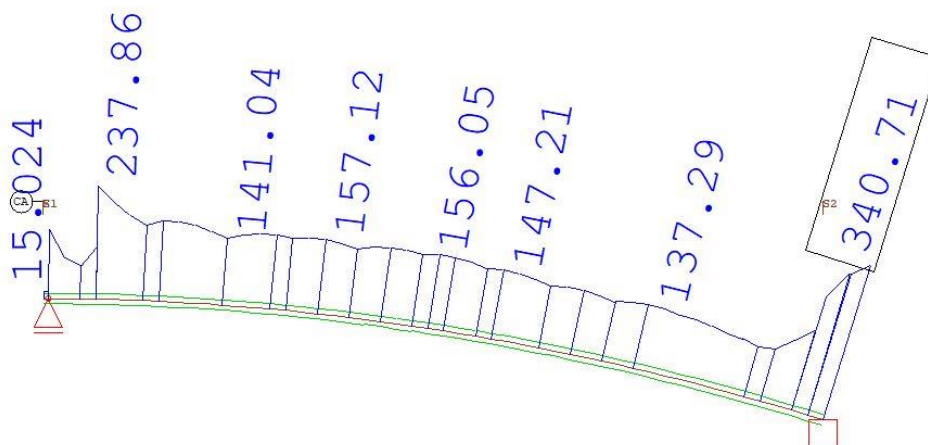
Σχήμα 4.1 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στο μεσαίο τόξο για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v,mises} = 283,73\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως οι διατομές των τόξων επαρκούν.

Οι μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στο μεσαίο τόξο δε ξεπερνούν το όριο αντοχής 355MPa

Η τιμή  $\sigma_{v,mises} = 301,88\text{MPa}$  , ασχέτως αν πληρεί το κριτήριο ελέγχου, δεν είναι αντιπροσωπευτική για τη διαστασιολόγηση του τόξου καθώς έχουν υπερδιαστασιολογηθεί επειδή στο σημείο εκείνο υπάρχει ο κόμβος στήριξης των τόξων που είναι κοινός και για τα δύο τόξα. Στα συγκεκριμένα σημεία απαιτείται ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων.

Ακριανά Τόξα

Σχήμα 4.2 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στα ακριανά τόξα για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 237,86\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως οι διατομές των τόξων επαρκούν.

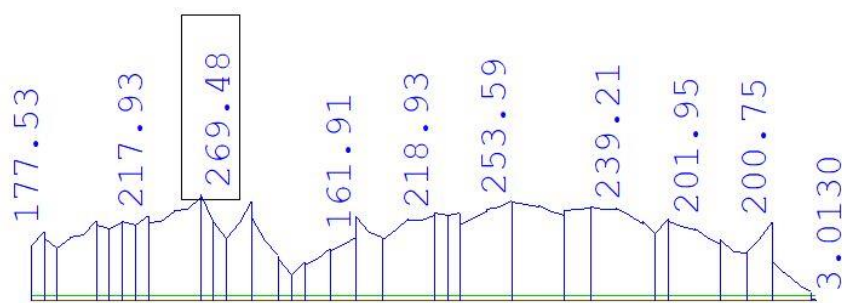
Η τιμή  $\sigma_{v.mises} = 340,71\text{MPa}$ , ασχέτως αν πληρεί το κριτήριο ελέγχου, δεν είναι αντιπροσωπευτική για τη διαστασιολόγηση του τόξου καθώς έχουν υπερδιαστασιολογηθεί επειδή στο σημείο εκείνο υπάρχει ο κόμβος στήριξης των τόξων που είναι κοινός και για τα δύο τόξα. Στα συγκεκριμένα σημεία απαιτείται ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων.

## 4.2.2.2 Πέλματα δικτυώματος

Οι διατομές των πελμάτων του δικτυώματος ανήκουν στην κατηγορία διατομών 3.

Ενισχυμένα πέλματα δικτυώματος

- Άνω πέλμα δικτυώματος

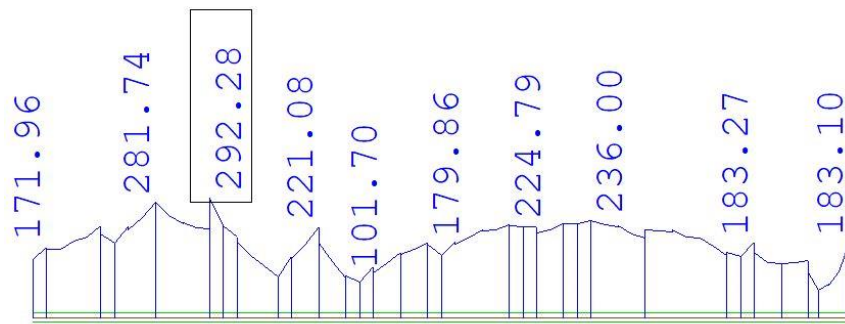


Σχήμα 4.3 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στα άνω ενισχυμένα πέλματα δικτυώματος για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 269,48\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως διατομή του ενισχυμένου άνω πέλματος του δικτυώματος επαρκεί.

– Κάτω πέλμα δικτυώματος



Σχήμα 4.4 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στα κάτω ενισχυμένα πέλματα δικτυώματος για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

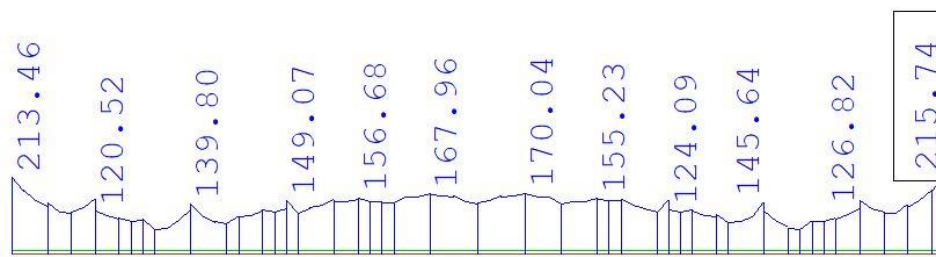
$$\sigma_{v.mises} = 292,28\text{MPa} < 355\text{MPa}.$$

Επομένως η διατομή του ενισχυμένου κάτω πέλματος του δικτυώματος επαρκεί.

Συνεπώς η διατομή που επιλέχθηκε για τα ενισχυμένα πέλματα του δικτυώματος επαρκεί.

Απλά πέλματα δικτυώματος

– Άνω πέλμα δικτυώματος

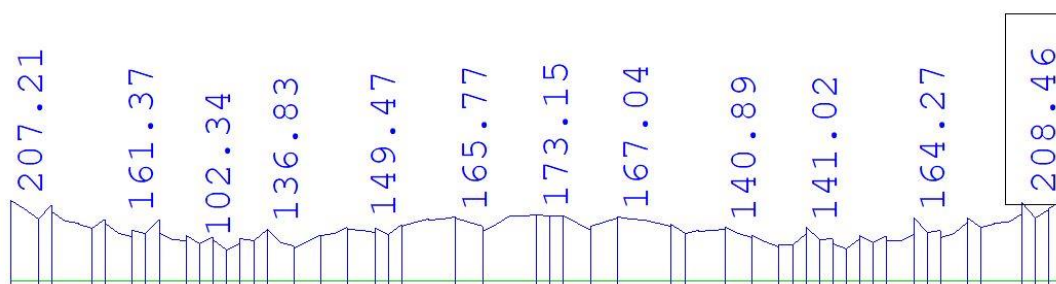


Σχήμα 4.5 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στα άνω απλά πέλματα δικτυώματος για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 215,74\text{MPa} < 355\text{MPa}.$$

Επομένως η διατομή του απλού άνω πέλματος του δικτυώματος επαρκεί.

– Κάτω πέλμα δικτυώματος



Σχήμα 4.6 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στα κάτω απλά πέλματα δικτυώματος για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 208,46\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

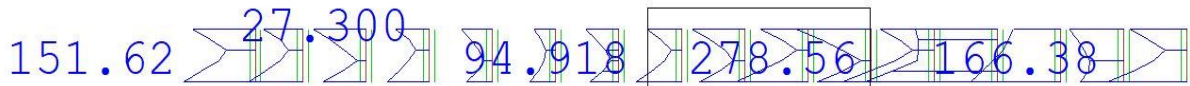
Επομένως η διατομή του απλού κάτω πέλματος του δικτυώματος επαρκεί.

Συνεπώς η διατομή που επιλέχθηκε για τα απλά πέλματα του δικτυώματος επαρκεί.

## 4.2.2.3 Ορθοστάτες δικτυώματος

Ενισχυμένοι ορθοστάτες δικτυώματος

Οι διατομές των ενισχυμένων ορθοστατών δικτυώματος είναι κατηγορίας 1.



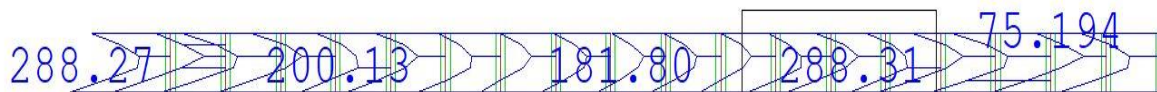
Σχήμα 4.7 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στους ενισχυμένους ορθοστάτες του δικτυώματος για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 278,56\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των ενισχυμένων ορθοστατών του δικτυώματος επαρκεί.

Απλοί ορθοστάτες δικτυώματος

Οι διατομές των απλών ορθοστατών δικτυώματος είναι κατηγορίας 3.



Σχήμα 4.8 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στους απλού ορθοστάτες του δικτυώματος για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 288,31\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

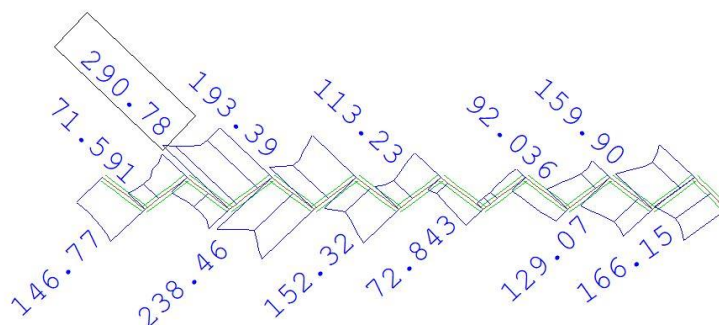
Επομένως η διατομή των ενισχυμένων ορθοστατών του δικτυώματος επαρκεί.

Συνεπώς οι διατομές που επιλέχθηκαν για τους ορθοστάτες του δικτυώματος επαρκούν.

## 4.2.2.4 Διαγώνια μέλη δικτυώματος

Ενισχυμένα διαγώνια μέλη δικτυώματος

Η διατομή των ενισχυμένων διαγώνιων μελών είναι κατηγορίας 1.



Σχήμα 4.9Σ Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στα ενισχυμένα διαγώνια μέλη του δικτυώματος για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

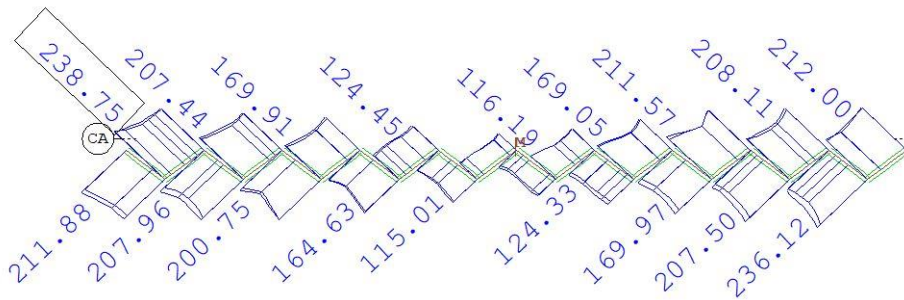
$$\sigma_{v.mises} = 290,78\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των ενισχυμένων διαγώνιων μελών του δικτυώματος επαρκεί.



### Απλά διαγώνια μέλη δικτυώματος

Η διατομή των απλών διαγώνιων μελών δικτυώματος είναι κατηγορίας 1.



Σχήμα 4.10 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στα απλά διαγώνια μέλη του δικτυώματος για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 238,75\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

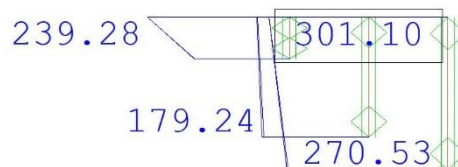
Επομένως η διατομή των απλών διαγώνιων μελών του δικτυώματος επαρκεί.

Συνεπώς οι διατομές που επιλέχθηκαν για τα διαγώνια μέλη του δικτυώματος επαρκούν.

#### 4.2.2.5 Υποστυλώματα

Οι διατομές των υποστυλωμάτων ανήκουν στην κατηγορία 1.

### Ενισχυμένα υποστυλώματα

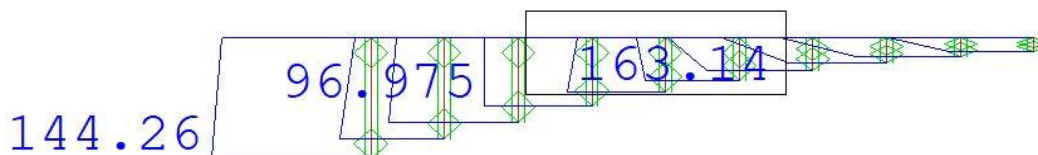


Σχήμα 4.11 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στα ενισχυμένα υποστυλώματα για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 301,10\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των ενισχυμένων υποστυλωμάτων επαρκεί.

### Απλά υποστυλώματα



Σχήμα 4.12 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στα απλά υποστυλώματα για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 163,14\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

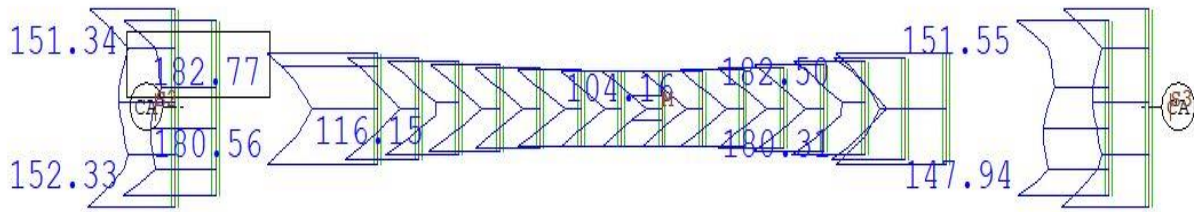
Επομένως η διατομή των απλών διαγώνιων μελών του δικτυώματος επαρκεί.

Συνεπώς οι διατομές που επιλέχθηκαν για τα διαγώνια μέλη του δικτυώματος επαρκούν.



## 4.2.2.6 Αντιανέμιοι σύνδεσμοι τόξων

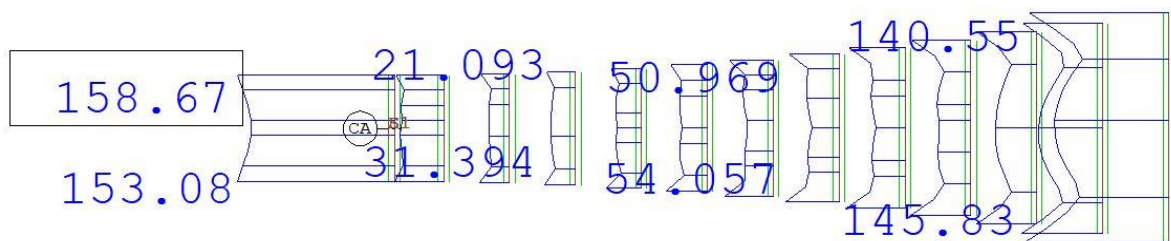
Οι διατομές των αντιανέμιων συνδέσμων είναι κατηγορίας 1.

Μεσαίοι αντιανέμιοι σύνδεσμοι

Σχήμα 4.13 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στους αντιανέμιους συνδέσμους του μεσαίου τόξου για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 182,77\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των μεσαίων αντιανέμιων συνδέσμων επαρκεί.

Ακριανοί αντιανέμιοι σύνδεσμοι

Σχήμα 4.14 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στους αντιανέμιους συνδέσμους των ακριανών τόξων για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 158,67\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των ακριανών αντιανέμιων συνδέσμων επαρκεί.

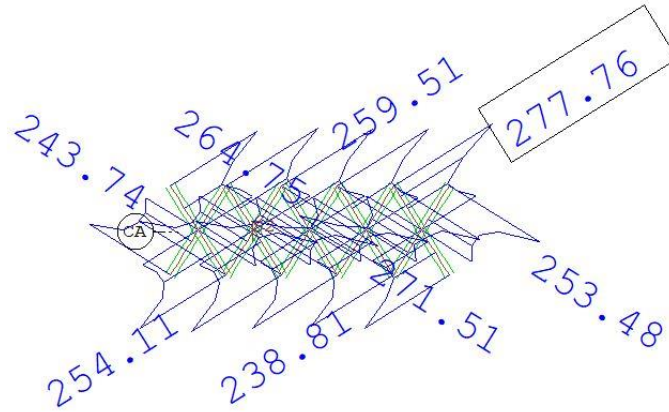
Συνεπώς οι διατομές που επιλέχθηκαν για τους αντιανέμιους συνδέσμους επαρκούν.

#### 4.2.2.7 Χιαστοί σύνδεσμοι

Οι διατομές των χιαστοί συνδέσμων είναι κατηγορίας 1.

##### Χιαστοί σύνδεσμοι οδικού κλάδου

- Ενισχυμένοι χιαστοί σύνδεσμοι

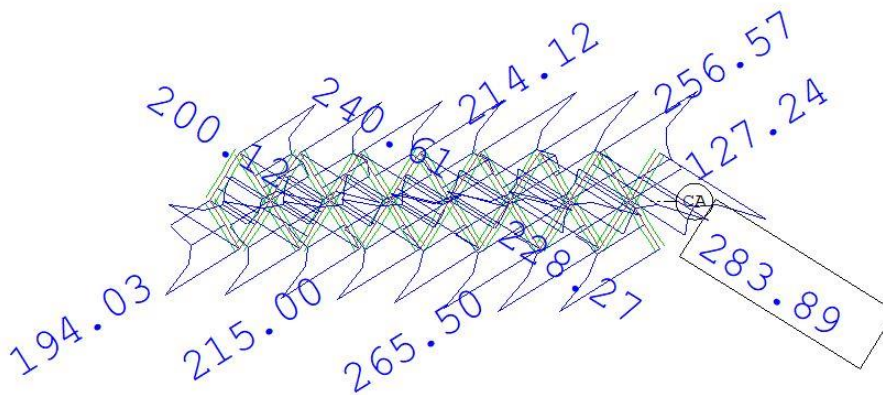


Σχήμα 4.15 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στους ενισχυμένους χιαστοί συνδέσμους του οδικού κλάδου για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 277,76\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των ενισχυμένων χιαστοί συνδέσμων του οδικού κλάδου επαρκεί.

- Απλοί χιαστοί σύνδεσμοι



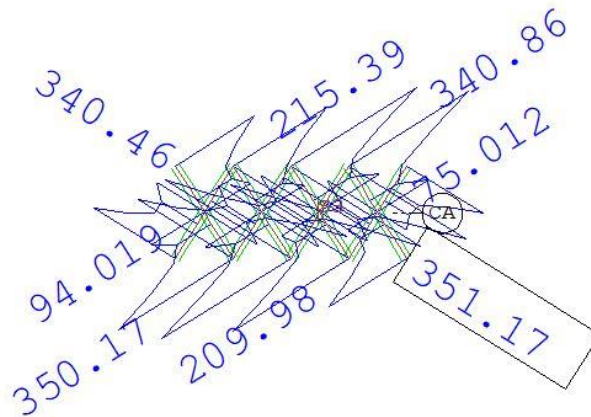
Σχήμα 4.16 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στους απλούς χιαστοί συνδέσμους του οδικού κλάδου για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 283,89\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των απλών χιαστοί συνδέσμων του οδικού κλάδου επαρκεί.

Χιαστοί σύνδεσμοι σιδηροδρομικού κλάδου

- Ενισχυμένοι χιαστοί σύνδεσμοι

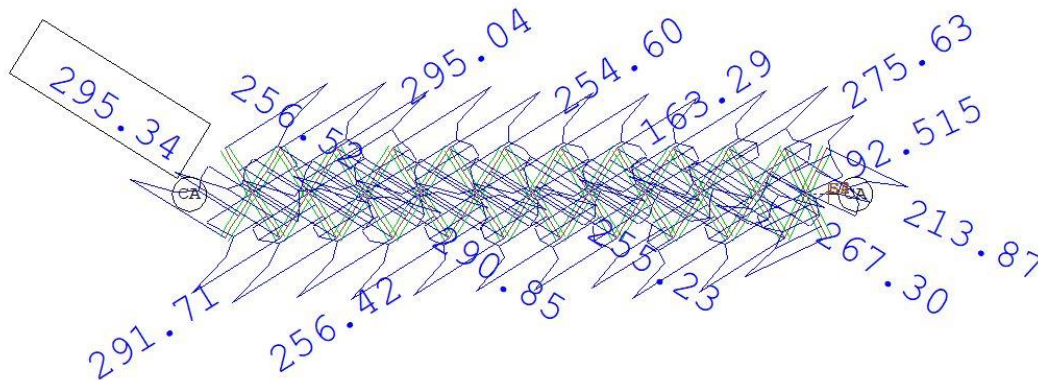


Σχήμα 4.17 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στους ενισχυμένους χιαστοί συνδέσμους του σιδηροδρομικού κλάδου για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 351,17\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των ενισχυμένων χιαστοί συνδέσμων του σιδηροδρομικού κλάδου επαρκεί.

- Απλοί χιαστοί σύνδεσμοι



Σχήμα 4.18 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στους απλούς χιαστοί συνδέσμους του σιδηροδρομικού κλάδου για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 295,34\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των απλών χιαστοί συνδέσμων του σιδηροδρομικού κλάδου επαρκεί.

Συνεπώς οι διατομές που επιλέχθηκαν για τους χιαστοί συνδέσμους επαρκούν.

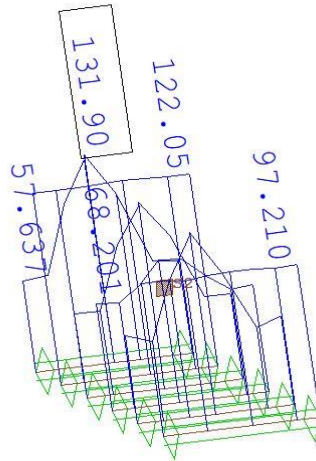
#### 4.2.2.8 Διαδοκίδες

Για τον έλεγχο των διαδοκίδων έχει ληφθεί υπόψιν ένα ελάχιστο πάχος πρόπλακας 10cm.

##### Διαδοκίδες σιδηροδρομικού κλάδου

- Ενισχυμένες διαδοκίδες

Η διατομή των ενισχυμένων διαδοκίδων είναι κατηγορίας 3.



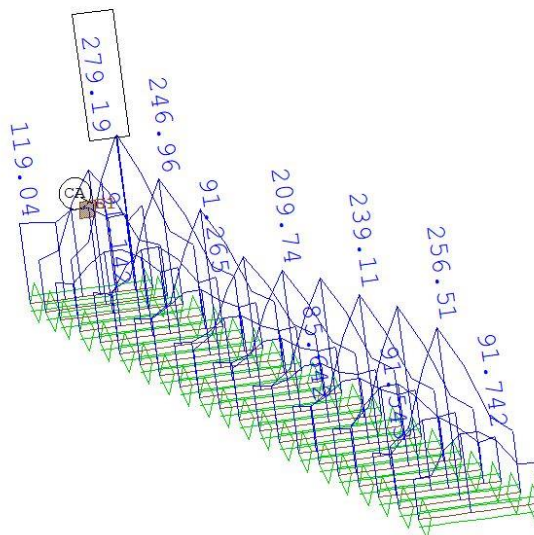
Σχήμα 4.19 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στις ενισχυμένες διαδοκίδες του σιδηροδρομικού κλάδου για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 131,90\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των ενισχυμένων διαδοκίδων του σιδηροδρομικού κλάδου επαρκεί.

- Απλές διαδοκίδες

Η διατομή των απλών διαδοκίδων είναι κατηγορίας 3.



Σχήμα 4.20 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στις απλές διαδοκίδες του σιδηροδρομικού κλάδου για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

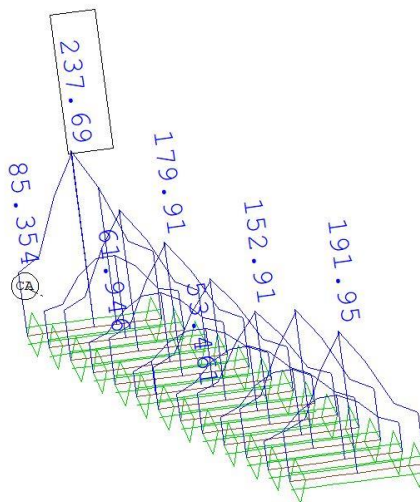
$$\sigma_{v.mises} = 279,19\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των απλών διαδοκίδων του σιδηροδρομικού κλάδου επαρκεί.

Διαδοκίδες οδικού κλάδου

- Ενισχυμένες διαδοκίδες

Η διατομή των ενισχυμένων διαδοκίδων είναι κατηγορίας 2.



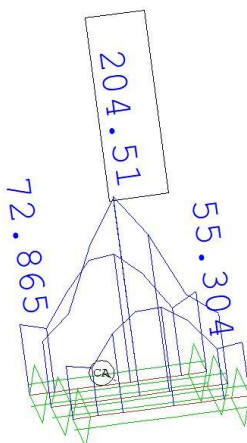
Σχήμα 4.21 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στις ενισχυμένες διαδοκίδες του οδικού κλάδου για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 237,69\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των ενισχυμένων διαδοκίδων του οδικού κλάδου επαρκεί.

- Απλές διαδοκίδες

Η διατομή των απλών διαδοκίδων είναι κατηγορίας 3.



Σχήμα 4.22 Μέγιστες τάσεις Von Mises που αναπτύσσονται στις απλές διαδοκίδες του οδικού κλάδου για τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α.

$$\sigma_{v.mises} = 204,51\text{MPa} < 355\text{MPa}$$

Επομένως η διατομή των απλών διαδοκίδων του οδικού κλάδου επαρκεί.

Συνεπώς οι διατομές που επιλέχθηκαν για τις διαδοκίδες επαρκούν.

### 4.3 Έλεγχος επάρκειας Αναρτήρων

Η δαιστασιολόγηση των αναρτήρων γίνεται σύμφωνα με τον EN1993-1-11<sup>[25]</sup>.

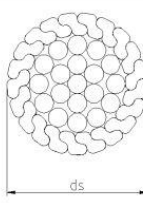
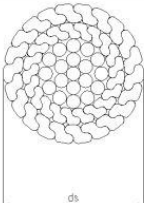
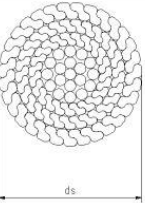
Διάμετρος αναρτήρων  $d_s=120\text{mm}$

Ποιότητα υλικού αναρτήρων :  $R_r=1670\text{N/mm}^2$

Συντελεστής πληρότητας :  $f=0.739$

Συντελεστής απωλειών περιστροφής :  $k=0.88$

Ο συντελεστής δύναμης θραύσεως  $K$  λαμβάνεται ίσος με  $K=0,643$  σύμφωνα με τον πίνακα του παραρτήματος C του EN1993-1-11

Full locked coil rope			
			
	$d_s$	$d_s$	$d_s$
Construction	1 layer Z-wires	2 layer Z-wires	$\geq 3$ layer Z-wires
Diameter $d_s$ [mm]	20 to 40	25 to 50	40 to 180
Tolerance d	+5%	+5%	+5%
Nominal metallic area factor C	0,636	0,660	0,700
breaking force factor K	0,585	0,607	0,643
<b>NOTE</b> Nominal metallic area factor and breaking force factor acc. EN 12385-2			

Πίνακας 4.4 Χαρακτηριστικές τιμές και συντελεστής δύναμης θραύσεως αναρτήρων τύπου FLC

Εναλλακτικά μπορεί να υπολογιστεί από την εξίσωση

$$K = \frac{\pi \cdot f \cdot k}{4} \quad \text{εξ.(4.2)}$$

Ελάχιστη δύναμη θραύσεως :  $F_{min} = \frac{d^2 \cdot R_r \cdot K}{1000} = 15462,86\text{kN}$

Η αντοχή των αναρτήρων δίνεται σύμφωνα με την παρ.6.2 του EN1993-1-11 από την παρακάτω εξίσωση:

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R} \right\} \quad \text{εξ.(4.3)}$$

Όπου :

- $F_{uk}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή αντοχή θραύσεως του αναρτήρα
- $F_k$  είναι είναι η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής σε δοκιμή 0,2%  $F_{0,2k}$  ή της αντοχής σε δοκιμή 0,1%  $F_{0,1k}$  που προσδιορίζεται σύμφωνα με την απαίτηση του προτύπου που αφορά το στοιχείο εφελκυσμού, π.χ. με δοκιμές για σχοινιά ή με υπολογισμό για ράβδους
- $\gamma_R$  είναι ο επιμέρους συντελεστής και λαμβάνεται ίσος με 0,90 ή 1 σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα

Detailing measures to suppress bending stresses ahead of anchorage	$\gamma_R$
Yes	0,90
No	1,00

Πίνακας 4.5 Επιμέρους συντελεστής  $\gamma_R$



Επιλέγεται  $\gamma_R=1$

Έπειτα από έρευνα που έγινε σε εγκεκριμένους, σύμφωνα με τα πρότυπα του Ευρωκώδικα, αναρτήρες διαφόρων ειδών που διατίθενται στην αγορά από διάφορες εταιρίες διαπιστώνουμε εύκολα πως κρίσιμη για την αντοχή των αναρτήρων προκύπτει πάντα η τιμή της χαρακτηριστικής αντόχης θραύσεως.

Επομένως, σύμφωνα με την παραπάνω έρευνα και με παραδοχή πως και στην παρούσα μελέτη κρίσιμη είναι η τιμή της χαρακτηριστικής αντόχης θραύσεως, προκύπτει πως

$$F_{Rd} = \frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_R} = 10308,58kN$$

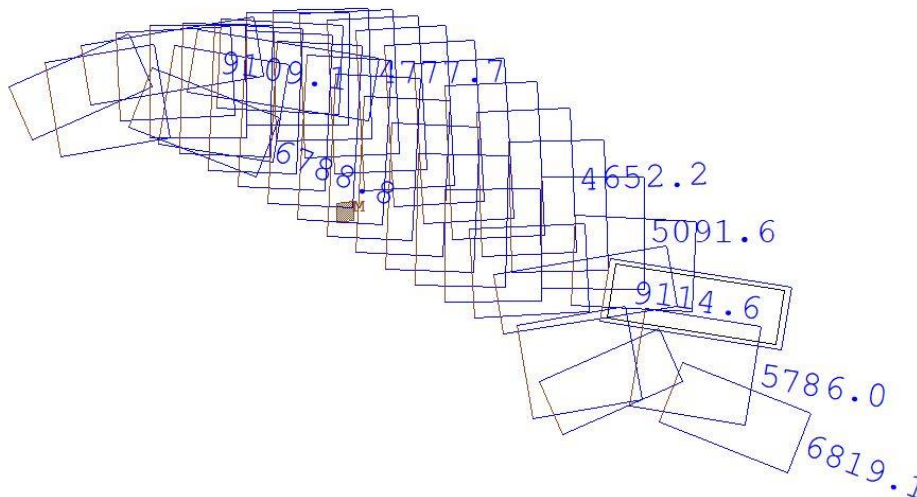
$$\text{με } F_{uk} = F_{min} \cdot k_e = 15462,86kN$$

και  $k_e=1$  για μεταλλική υποδοχή αναρτήρων.

Όπου  $k_e$  επιλέγεται απο τον παρακάτω πίνακα σύμφωνα με τις ακραίες απολήξεις των αναρτήρων.

Type of termination	Loss factor $k_e$
Metal filled socket	1,0
Resin filled socket	1,0
Ferrule-secured eye	0,9
Swaged socket	0,9
U-bolt grip	0,8 *)
*) For U-bolt grip a reduction of preload is possible.	

Πίνακας 4.6 Συντελεστής απωλειών  $k_e$



Σχήμα 4.23 Μέγιστη αξονική δύναμη σχεδιασμού αναρτήρων

Η μέγιστη δύναμη σχεδιασμού των αναρτήρων είναι  $N_{Ed}=9114,60kN < F_{Rd}=10308,58kN$

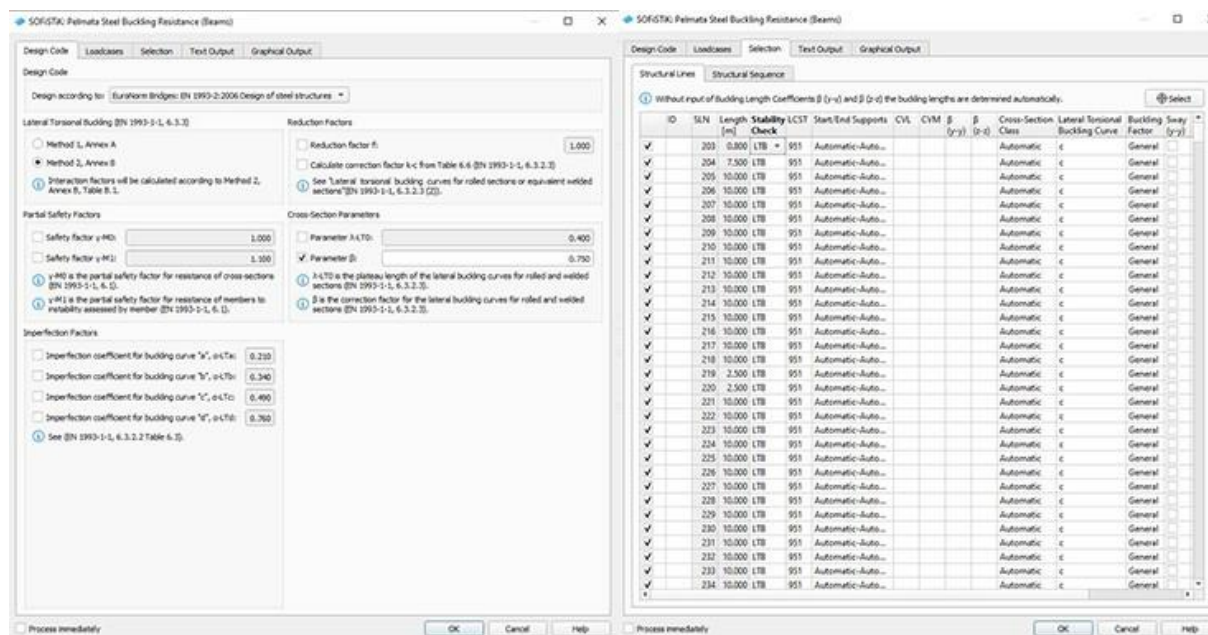
Επομένως η διατομή των αναρτήρων επαρκεί.

Ο βαθμός εκμετάλλευσης των διατομών κυμαίνεται από 35% έως 99%.

## 4.4 Έλεγχος επάρκειας μελών

Για τους ελέγχους έναντι καμπτικού, στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και λυγισμού υπό συνδυασμένη κάμψη και θλιψή των μελών σε λυγισμό πραγματοποιείται μέσω του SOFiSTiK εισάγοντας το task Steel Buckling Resistance και επιλέγοντας την ανάλυση που χρειάζεται να κάνει για ένα μέλος, μεταξύ LTB, LAT και FLEX, την μέθοδο του EN1993-1-1<sub>[18]</sub> που θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των συντελεστών και την εξαγωγή των αποτελεσμάτων, τα μέλη που επιθυμεί ο χρήστης να ελεγχθούν καθώς και τα loadcases (συνδυασμούς φορτίσεων) που θα χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό και τον τελικό έλεγχο των μελών.

Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος ανάλυσης των λυγισμών που πραγματοποιεί το SOFiSTiK.



Σχήμα 4.24 Καρτέλα επιλογής μεθόδου ανάλυσης και μελών ελέγχου

Όπου:

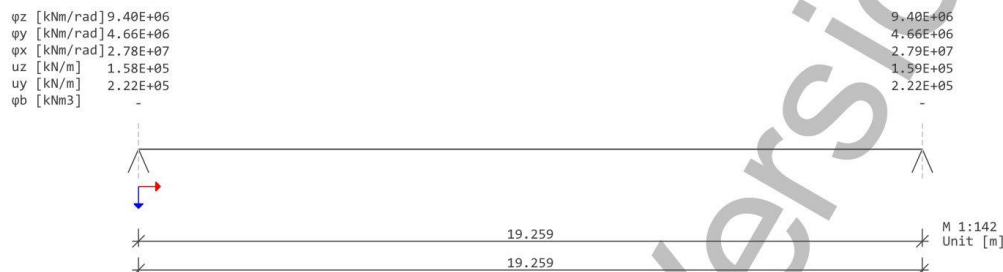
- LTB η επιλογή αυτού του τύπου ελέγχου δίνει τα αποτελέσματα για καμπτικό, στρεπτοκαμπτικό και λυγισμό από συνδυασμένη κάμψη και θλιψή.
- LAT η επιλογή αυτού του τύπου ελέγχου δίνει τα αποτελέσματα μόνο για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.
- FLEX η επιλογή αυτού του τύπου ελέγχου δίνει τα αποτελέσματα μόνο για καμπτικό λυγισμό.

Στην παρούσα μελέτη έχει επιλεγθεί ο τύπος ελέγχου LTB για όλα τα μέλη σταθερής διατομής.

Στην δημιουργία του task Steel Buckling Resistance χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στο αριθμό αποθήκευσης των αποτελεσμάτων από το πρόγραμμα καθώς το πρόγραμμα έχει δεσμευμένη την θέση LC 951 με αποτέλεσμα να διαγράφει τυχόν φορτίσεις που έχουν εισαχθεί από τον χρήστη. Ο τρόπος αντιμετώπισης αυτού του προβλήματος είναι με την επεξεργασία του κώδικα του task μέσω του Teddy (text editor).

Transmutation Circle  
Αντιανεμιοί Steel Buckling Resistance (Beams)

**Buckling Resistance of Members [ID 591, LC 15000]**  
EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures



^ Start/End Supports

Design Element 591

Design Element Support Conditions

Start/End

Position	$\varphi_b$ [kNm <sup>3</sup> ]	$u_y$ [kN/m]	$u_z$ [kN/m]	$\varphi_x$ [kNm/rad]	$\varphi_y$ [kNm/rad]	$\varphi_z$ [kNm/rad]
Start	0.00E+00	2.22E+05	1.58E+05	2.78E+07	4.66E+06	9.40E+06
End	0.00E+00	2.22E+05	1.59E+05	2.79E+07	4.66E+06	9.40E+06

Position beam start, beam end

Continuous

$\varphi_x$ [kNm/m/rad]	$u_y$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$u_z$ [kN/m <sup>2</sup> ]
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

Design Element Forces and Moments

ID	x [m]	N [kN]	$V_y$ [kN]	$V_z$ [kN]	Mt [kNm]	$M_y$ [kNm]	$M_z$ [kNm]
591	0.000	-9060.3	128.04	-28.75	-7.59	1238.72	830.07
	2.407	-9060.3	128.10	-59.08	-7.58	1133.00	521.82
	4.815	-9060.3	128.04	-89.40	-7.59	954.28	213.43
	7.222	-9060.3	128.04	-119.73	-7.59	702.54	-94.82
	9.630	-9060.3	128.10	-150.06	-7.59	377.79	-403.07
	12.037	-9060.3	128.04	-180.39	-7.59	-19.97	-711.46
	14.445	-9060.3	128.10	-210.71	-7.59	-490.74	-1019.71
	16.852	-9060.3	128.04	-241.04	-7.58	-1034.52	-1328.09
	19.259	-9060.3	128.04	-271.37	-7.58	-1651.32	-1636.34

Sectional Values

SNo	Mat	A [m <sup>2</sup> ]	$I_t$ [m <sup>4</sup> ]	$I_y$ [m <sup>4</sup> ]	N-p1,Rk [kN]	M-p1,y,Rk [kNm]	M-p1,z,Rk [kNm]
			CM [m <sup>6</sup> ]	$I_z$ [m <sup>4</sup> ]	N-e1,Rk [kN]	M-e1,y,Rk [kNm]	M-e1,z,Rk [kNm]
29	1	1.0807E-01	2.0018E-02	1.0012E-02	38363.6	10510.49	10510.49
			5.2163E-10	1.0012E-02	38363.6	7898.34	7898.34

SNo cross-section number  
Mat material number  
A sectional area  
N-p1,Rk,M-p1,y,Rk,M-p1,z,Rk,N-e1,Rk,M-e1,y,Rk,M-e1,z,Rk characteristic value of resistance to compression and bending moments  
CM warping resistance

Σχήμα 4.25 Προσδιορισμός δοιχείων διατομής & εντατικών μεγεθών μέλους για λυγισμό

SOFISTIK AG - Educational-Version - SOFISTIK 2023 BDK - Tors.-flexural buckling	Page 2 2024-03-04
--	----------------------

Transmutation Circle  
Αντικαταστάσιμη Steel Buckling Resistance (Beams)

#### Materials

Mat	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	f-y [N/mm <sup>2</sup> ]
1	210000	80769	355
Mat material number	E Young's modulus	G shear modulus	f-y yield stress

#### Buckling Eigenvalues

##### Centric compression

No.	Buckling factor
1	2.2557E+01
2	2.3602E+01
3	4.4882E+01
4	4.7248E+01

##### Major axis bending

No.	Buckling factor
1	7.2626E+02
2	1.0974E+03
3	1.7370E+03
4	2.0824E+03

#### Design Values

Selection	Length [m]	SNo	SCL	$\gamma$ -M1	$\gamma$ -M0	Loadcase	N-Ed [kN]	M-y, Ed [kNm]	M-z, Ed [kNm]
SLN 591	19.259	29	1	1.10	1.00	15000	-9060.3	1651.32	1636.34
SNo cross-section number		$\gamma$ -M1 partial safety factor for resistance of members to instability assessed by member (EN 1993-1-1, 6.1)							
SCL cross-section class		$\gamma$ -M0 partial safety factor for resistance of cross-sections (EN 1993-1-1, 6.1)							

#### Flexural Buckling (EN 1993-1-1, 6.3.1)

N-cr [kN]	L-cr [m]	$\beta$	y-y	z-z	$\alpha$	$\lambda$	$\phi$	$\chi$	N-b,Rd [kN]
204377.5 <sup>1</sup>	10.076	0.5	b		0.340	0.433	0.634	0.913	31829.8
213841.8 <sup>1</sup>	9.851	0.5		b	0.340	0.424	0.628	0.917	31967.9

<sup>1</sup> determined by eigenvalue analysis

N-cr elastic critical flexural buckling force

L-cr comparative buckling length

$\beta$  buckling length coefficient

y-y, z-z EN 1993-1-1, Table 6.2: Selection of buckling curve for a cross-section

$\alpha$  imperfection factor

$\lambda$  non-dimensional slenderness

$\chi$  reduction factor for flexural buckling

N-b,Rd design buckling resistance of a compression member

#### Lateral Torsional Buckling (EN 1993-1-1, 6.3.2)

M-cr [kNm]	C-1	LTB	$\alpha$ -LT	$\lambda$ -LT	$\lambda$ -LT0	$\beta$	$\phi$ -LT	$\chi$ -LT	k-c	f	$\chi$ -LT,mod	M-b,Rd [kNm]
1199279.50 <sup>1</sup>	250.25	c	0.490	0.094	0.200	1.000	0.478	1.000	0.063	0.999	1.000	9554.99

<sup>1</sup> determined by eigenvalue analysis

M-cr elastic critical moment for lateral torsional buckling

C-1 moment factor, depending on bending moment diagram and support conditions

LTB EN 1993-1-1, Table 6.4: Recommended lateral torsional buckling curves

$\alpha$ -LT imperfection factor for lateral torsional buckling

$\lambda$ -LT non-dimensional slenderness

$\lambda$ -LT0,  $\beta$  according to EN 1993-1-1, 6.3.2.2:  $\lambda$ -LT0 = 0.2,  $\beta$  = 1.0

$\chi$ -LT reduction factor for lateral torsional buckling according to EN 1993-1-1, 6.3.2.3

k-c correction factor according to EN 1993-1-1, resulting from C-1

f factor according to EN 1993-1-1, 6.3.2.3(2)

$\chi$ -LT,mod modified reduction factor for lateral torsional buckling according to EN 1993-1-1, 6.3.2.3

M-b,Rd design buckling resistance moment

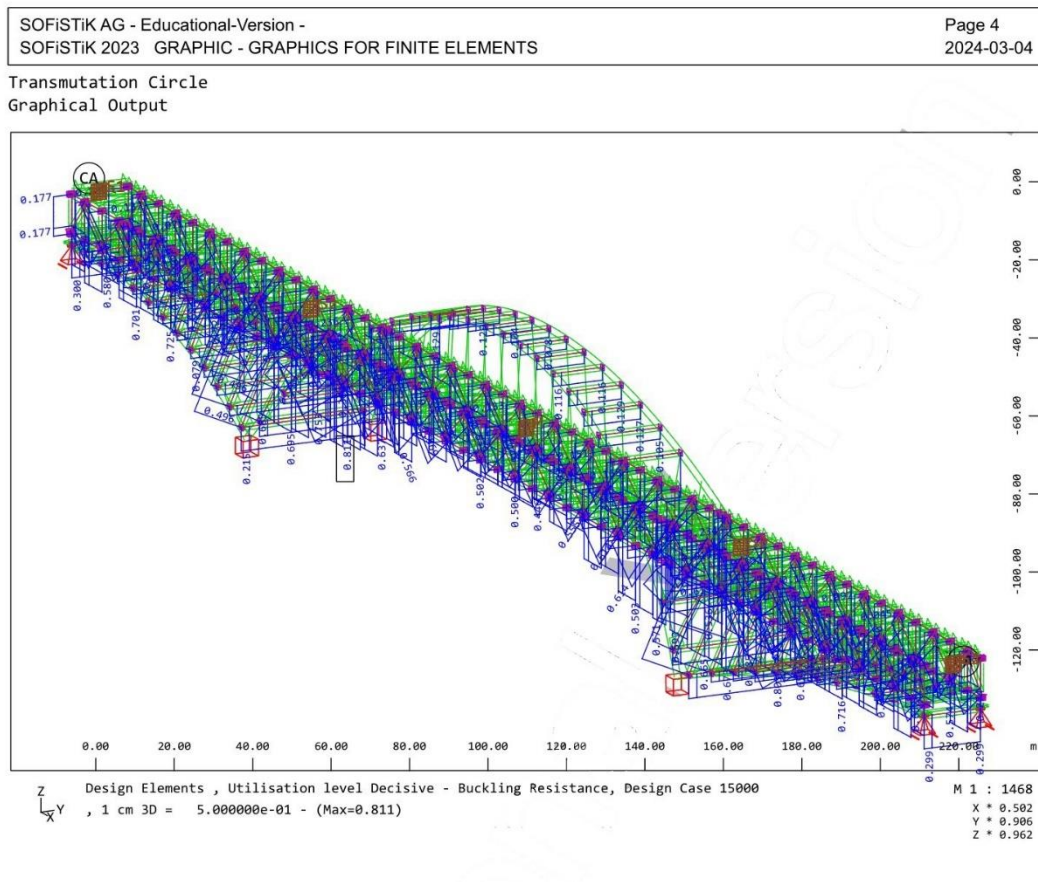
#### Interaction Factors (Annex B, Method 2, Tab. B.1)

k-yy	k-yz	k-zy	k-zz
0.427	0.257	0.256	0.428
k-ij Interaction factors for members not susceptible to torsional deformations			

Σχήμα 4.26 Υπολογισμός καμπτικής και στρεπτοκαμπτικής αντοχής

Στο Σχήμα 4.26 βλέπουμε τον υπολογισμό των συντελεστών καμπτικού, στρεπτοκαμπτικού και λυγισμού υπό συνδυασμένη κάμψη και θλίψη για το μέλος που εξετάζεται σε λυγισμό.

SOFISTIK AG - Educational-Version - SOFISTIK 2023 BDK - Tors.-flexural buckling			Page 3 2024-03-04		
Transmutation Circle Αντιανεμοί Steel Buckling Resistance (Beams)					
<b>Auxiliary Terms (Annex B, Method 2, Tab. B.3)</b>					
<b>C-my</b>	<b>C-mz</b>	<b>C-mLT</b>			
0.400	0.400	0.400			
C-my,C-mz,C-mLT equivalent uniform moment factors according to EN 1993-1-1, Table B.3					
<b>Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)</b>					
<b>n-y</b>	<b>n-z</b>	<b>m-y</b>	<b>m-z</b>	<b>nm-y</b>	<b>nm-z</b>
0.285	0.283	0.173	0.171	0.402 < 1.0	0.401 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)					
n-z buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)					
m-y buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)					
m-z M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1					
nm-y buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61					
nm-z buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62					



Σχήμα 4.27 Έλεγχος σε καμπτικό, στρεπτοκαμπτικό και λυγισμό υπό συνδυασμένη κάμψη & θλίψη και διάγραμμα utilisation level total μελών



Στο Σχήμα 4.27 βλέπουμε στον πίνακα Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3) τους παρακάτω ελέγχους :

- n-y και n-z έλεγχος καμπτικού λυγισμού εντός και εκτός επιπέδου του μέλους αντίστοιχα και ισούνται με  $\frac{N_{b,Rd}}{N_{Ed}}$  του κάθε άξονα,
- m-y και m-z έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού εντός και εκτός επιπέδου του μέλους αντίστοιχα και ισούνται με  $\frac{M_{b,Rd}}{M_{Ed}}$  του κάθε άξονα.
- nm-y και nm-z έλεγχος διαξονικού λυγισμού συνδυασμένη κάμψη και θλίψη του μέλους.

Στις παρακάτω παραγράφους περιγράφεται ο υπολογισμός του καμπτικού, στρεπτοκαμπτικού και λυγισμού υπό συνδυασμένη κάμψη και θλίψη σύμφωνα με τον EN1993-1-1 παρ.6.3.3.

Έπειτα θα παρουσιαστούν οι συγκεντρωτικοί πίνακες των ελέγχων των μελών σε καμπτικό, στρεπτοκαμπτικό και λυγισμό υπό συνδυασμένη κάμψη και θλίψη.

#### 4.4.1 Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού

Ο έλεγχος μέλους σταθερής διατομής έναντι καμπτικού λυγισμού γίνεται σύμφωνα με την παρ.6.3.1 του EN1993-1-1.

Για να επαρκεί ένα μέλος έναντι καμπτικού λυγισμού θα πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω σχέση :

$$N_{b,Rd} \geq N_{Ed} \quad \text{εξ.}(4.4)$$

Όπου

- $N_{b,Rd}$  το οριακό θλιπτικό φορτίο λυγισμού του μέλους
- $N_{Ed}$  η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη του μέλους

Για μέλη με διατομές κατηγορίας 1,2 και 3, όπως και αυτές της παρούσας μελέτης, η αντοχή σε καμπτικό λυγισμό λαμβάνεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{εξ.}(4.5)$$

Όπου

- $\chi$  ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού
- $\gamma_{M1}$  ο συντελεστής ασφαλείας για γέφυρες ίσος με 1,1

Η ανηγμένη λυγηρότητα του μέλους για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3 υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \text{εξ.}(4.6)$$

Όπου  $N_{cr}$  είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

Ο μειωτικός συντελεστής  $\chi$  υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση (εξ.4.9) της προηγούμενης παραγράφου και για την ανηγμένη λυγηρότητα της (εξ.4.6).

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

#### 4.4.2 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Για τον έλεγχο του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού εφαρμόζεται η παρ.6.3.2.2 του EN1993-1-1.

Τα μέλη θα πρέπει να ικανοποιούν την παρακάτω σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{εξ.(4.7)}$$

Όπου:

- $M_{Ed}$  είναι η ροπή σχεδιασμού του μέλους
- $M_{b,Rd}$  είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μίας μη πλευρικά προστατευμένης δοκού λαμβάνεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{εξ.(4.8)}$$

Όπου:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{εξ.(4.9)}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad \text{εξ.(4.10)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \text{εξ.(4.11)}$$

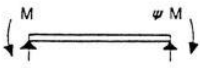

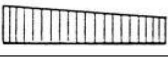


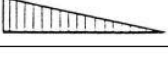


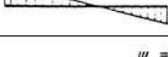
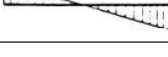
Το  $\alpha_{LT}$  λαμβάνεται από τον Πίνακα 4.23 της παρακάτω παραγράφου.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\} \quad \text{εξ.(4.12)}$$

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

Πίνακας 4.7 Συντελεστές C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> και C<sub>3</sub>



Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +\frac{3}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +\frac{1}{2}$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +\frac{1}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -\frac{1}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -\frac{1}{2}$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -\frac{3}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Πίνακας 4.8 Συντελεστές C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> και C<sub>3</sub>

#### 4.4.3 Έλεγχος έναντι λυγισμού υπό συνδυασμένη κάμψη και θλίψη

Ο έλεγχος σε λυγισμό υπό συνδυασμένη κάμψη και θλίψη γίνεται σύμφωνα με την παρ.6.3.3 του EN1993-1-1 και με τη χρήση της Μεθόδου 2 για τον υπολογισμό των συντελεστών αλληλεπίδρασης.

Τα μέλη θα πρέπει να ικανοποιούν τις παρακάτω σχέσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{εξ.(4.13)}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{εξ.(4.14)}$$

Όπου:

- $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  και  $M_{z,Ed}$  είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους γ-γ και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα
- $\chi_y$ ,  $\chi_z$  είναι οι μειωτικοί συντελεστές καμπτικού λυγισμού στον ισχυρό και τον ασθενή άξονα αντίστοιχα
- είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
- $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  οι συντελεστές αλληλεπίδρασης που λαμβάνονται από τους πίνακες συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  του παραρτήματος Β του EN1993-1-1 για τη Μέθοδο 2.

#### 4.4.4 Συγκεντρωτικοί έλεγχοι μελών έναντι λυγισμού

##### 4.4.4.1 Πέλματα δικτυώματος

##### Άνω πέλμα δικτυώματος

###### – Ενισχυμένη διατομή

##### Buckling Resistance of Members [ID 209, LC 15008]

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

##### Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.547	0.566	0.195	0.008	0.739 < 1.0	0.762 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)				
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)				
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)				
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1				
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.9 Έλεγχοι λυγισμού άνω πέλματος δικτυώματος ενισχυμένης διατομής

Επομένως τα άνω πέλματα ενισχυμένης διατομής επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.

###### – Απλή διατομή

##### Buckling Resistance of Members [ID 302, LC 15003]

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

##### Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.385	0.401	0.113	0.019	0.484 < 1.0	0.521 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)				
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)				
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)				
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1				
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.10 Έλεγχοι λυγισμού άνω πέλματος δικτυώματος απλής διατομής χ

Επομένως τα άνω πέλματα απλής διατομής επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.

##### Κάτω πέλμα δικτυώματος

###### – Ενισχυμένη διατομή

##### Buckling Resistance of Members [ID 324, LC 15008]

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

##### Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.507	0.516	0.303	0.093	0.754 < 1.0	0.854 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)				
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)				
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)				
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1				
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.11 Έλεγχοι λυγισμού κάτω πέλματος δικτυώματος ενισχυμένης διατομής

Επομένως τα κάτω πέλματα ενισχυμένης διατομής επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.

– Απλή διατομή

**Buckling Resistance of Members [ID 379, LC 15000]**

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

**Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)**

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.457	0.468	0.137	0.053	0.537 < 1.0	0.622 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)				
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)				
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)				
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1				
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.12 Έλεγχοι λυγισμού κάτω πέλματος δικτυώματος απλής διατομής

Επομένως τα κάτω πέλματα απλής διατομής επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.

4.4.4.2 Ορθοστάτες δικτυώματος

– Ενισχυμένη διατομή

**Buckling Resistance of Members [ID 693, LC 15014]**

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

**Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)**

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.198	0.196	0.476	0.214	0.590 < 1.0	0.528 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)				
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)				
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)				
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1				
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.13 Έλεγχοι λυγισμού ορθοστατών δικτυώματος ενισχυμένης διατομής

Επομένως οι ορθοστάτες ενισχυμένης διατομής επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.

– Απλή διατομή

**Buckling Resistance of Members [ID 729, LC 15015]**

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

**Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)**

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.000	0.000	0.055	0.163	0.087 < 1.0	0.083 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)				
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)				
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)				
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1				
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.14 Έλεγχοι λυγισμού ορθοστατών δικτυώματος απλής διατομής

Επομένως οι ορθοστάτες απλής διατομής επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.



## 4.4.4.3 Διαγώνια μέλη δικτυώματος

## – Ενισχυμένη διατομή

**Buckling Resistance of Members [ID 785, LC 15014]**

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

**Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)**

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.573	0.579	0.168	0.147	0.759 < 1.0	0.751 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)				
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)				
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)				
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1				
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.15 Έλεγχοι λυγισμού διαγώνιων μελών δικτυώματος ενισχυμένης διατομής

Επομένως τα διαγώνια μέλη δικτυώματος ενισχυμένης διατομής επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.

## – Απλή διατομή

**Buckling Resistance of Members [ID 875, LC 15003]**

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

**Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)**

n-u	n-v	m-u	m-v	nm-u	nm-v
0.561	0.561	0.045	0.051	0.630 < 1.0	0.621 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-u	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,u,Rd)				
n-v	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,v,Rd)				
m-u	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-u,Ed / M-b,Rd)				
m-v	M-v,Ed / M-v,Rk/γ-M1				
nm-u	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-v	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.16 Έλεγχοι λυγισμού διαγώνιων μελών δικτυώματος απλής διατομής

Επομένως τα διαγώνια μέλη δικτυώματος απλής διατομής επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.

## 4.4.4.4 Υποστυλώματα

## – Ενισχυμένη διατομή

**Buckling Resistance of Members [ID 590, LC 15014]**

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

**Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)**

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.364	0.413	0.383	0.000	0.525 < 1.0	0.510 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)				
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)				
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)				
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1				
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.17 Έλεγχοι λυγισμού υποστυλωμάτων ενισχυμένης διατομής

Επομένως τα υποστυλώματα ενισχυμένης διατομής επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.

– Απλή διατομή

**Buckling Resistance of Members [ID 568, LC 15015]**

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

**Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)**

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.280	0.436	0.117	0.000	0.341 < 1.0	0.472 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)				
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)				
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)				
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1				
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.18 Έλεγχος λυγισμού υποστυλωμάτων απλής διατομής

Επομένως τα υποστυλώματα απλής διατομής επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.

4.4.4.5 Αντιανέμιοι σύνδεσμοι τόξων

– Μεσαίοι αντιανέμιοι σύνδεσμοι

**Buckling Resistance of Members [ID 592, LC 15013]**

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

**Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)**

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.288	0.287	0.208	0.175	0.422 < 1.0	0.415 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)				
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)				
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)				
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1				
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.19 Έλεγχος λυγισμού αντιανέμιων συνδέσμων ενισχυμένης διατομής

Επομένως οι μεσαίοι αντιανέμιοι σύνδεσμοι επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.

– Ακριανοί αντιανέμιοι σύνδεσμοι

**Buckling Resistance of Members [ID 597, LC 15011]**

EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

**Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)**

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.282	0.282	0.030	0.033	0.306 < 1.0	0.305 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)				
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)				
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)				
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1				
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61				
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62				

Πίνακας 4.20 Έλεγχος λυγισμού ακριανών συνδέσμων απλής διατομής

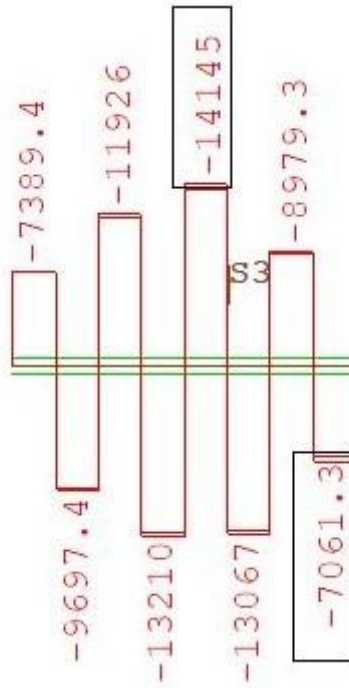
Επομένως οι ακριανοί αντιανέμιοι σύνδεσμοι επαρκούν των ελέγχων λυγισμού.

## 4.4.4.6 Χιαστοί σύνδεσμοι

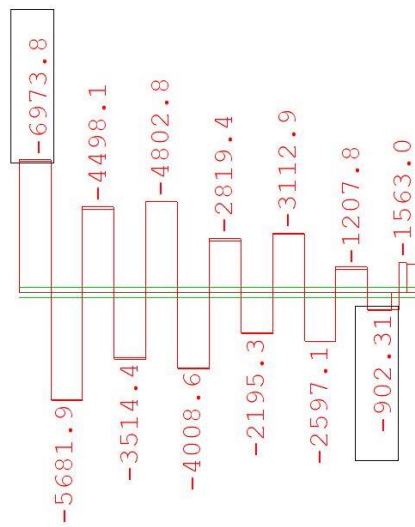
	<b>Καμπτικός Λυγισμός Χιαστοί συνδέσμων</b>				
	Σιδηροδρομικός κλάδος			Οδικός κλάδος	
	Ενισχυμένοι		Απλοί	Ενισχυμένοι	Απλοί
	Εντός επιπέδου	Εκτός επιπέδου			
χ	0,99	0,97	0,97	0,97	0,97
Φ	0,60	0,63	0,63	0,64	0,63
λ	0,44	0,50	0,49	0,50	0,49
Καμπύλη λυγισμού	c	c	c	c	c
a	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49
L <sub>cr</sub>	9m	9m	9m	9m	9m
N <sub>cr</sub>	146734,42kN	115064,81kN	51261kN	81228,14kN	51261kN
N <sub>b,Rd</sub>	25611,61kN	25195,31kN	11033,52kN	18024,78kN	11033,52kN
N <sub>Ed,max,θλιπτική</sub>	14145kN	14145kN	6973,80kN	354,65kN	3630.20kN
$\frac{N_{Ed,max,θλιπτική}}{N_{b,Rd}} \leq 1$	0,552	0,561	0,632	0,020	0,329

Πίνακας 4.21 Έλεγχος καμπτικού λυγισμού χιαστοί συνδέσμων

Ισχύει για όλους τους χιαστοί συνδέσμους  $\frac{N_{Ed,max,θλιπτική}}{N_{b,Rd}} \leq 1$  επομένως επαρκούν έναντι καμπτικού λυγισμού.

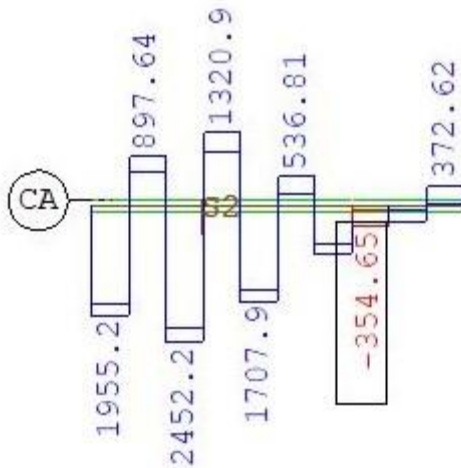


Σχήμα 4.28 Μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη ενισχυμένων χιαστοί συνδέσμων σιδηροδρομικού κλάδου

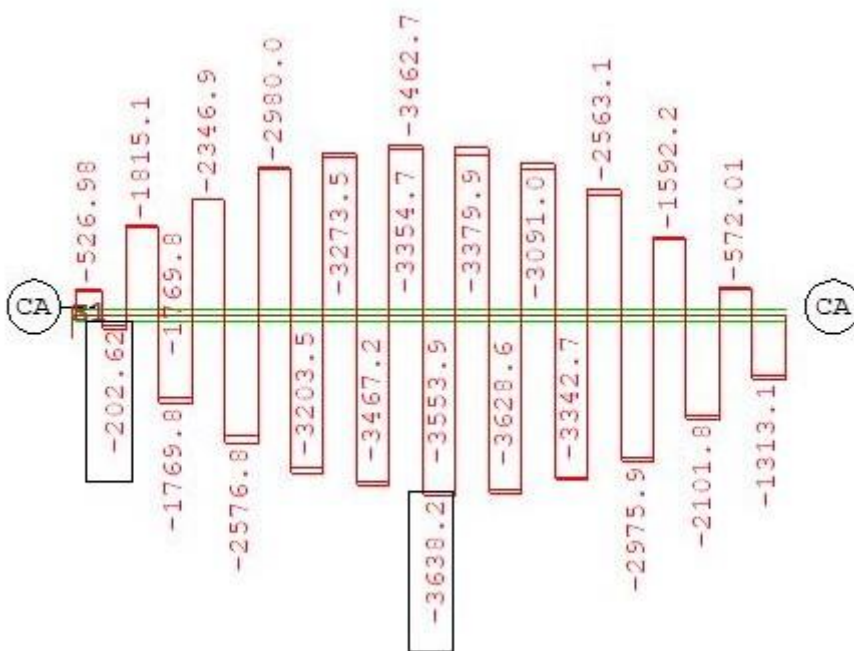


Σχήμα 4.29 Μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη απλών χιαστοί συνδέσμων σιδηροδρομικού κλάδου





Σχήμα 4.30 Μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη ενισχυμένων χιαστοί συνδέσμων οδικού κλάδου



Σχήμα 4.31 Μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη απλών χιαστοί συνδέσμων οδικού κλάδου

#### 4.4.5 Έλεγχος έναντι καθολικού λυγισμού

Για τον έλεγχο σε καθολικό λυγισμό χρησιμοποιείται η γενική μέθοδος σύμφωνα με την οποία γίνεται ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού για τα δυσμενέστερα εντακτικά μεγέθη του φορέα που προκαλούνται από τους κρίσιμους συνδυασμούς δράσεων. Από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτει ο κρίσιμος συντελεστής λυγισμού  $a_{cr}$ , που πολλαπλασιάζεται με τα φορτία ώστε να επιτευχθεί η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή καθολικού λυγισμού του φορέα. Έπειτα υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- $a_{ult}$  ο οποίος είναι ο συντελεστής των φορτίων ώστε να επιτευχθεί η χαρακτηριστική αντοχή των μελών.

$$a_{ult} = \frac{f_y}{\sigma_{Ed,max}} \quad \text{εξ. (4.15)}$$

- $\bar{\lambda}$  η ανηγμένη λυγηρότητα του φορέα

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{a_{ult}}{a_{cr}}} \quad \text{εξ. (4.16)}$$

- $\chi$  ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{εξ. (4.17)}$$

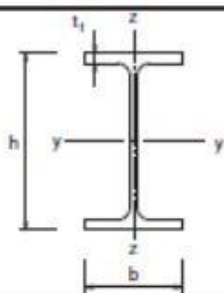
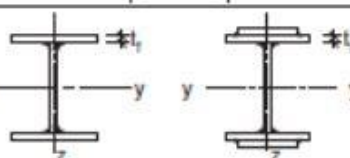

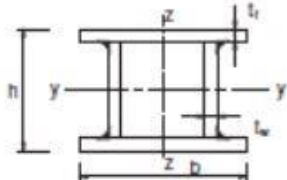
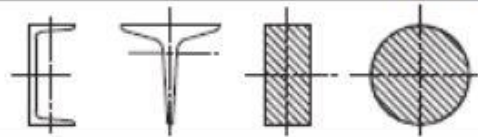
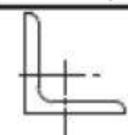
Όπου:

- $a$  είναι ο συντελεστής ατελειών και λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα
- $\sigma_{Ed,max}$  είναι η τιμή της μέγιστης τάσης Von Mises που αναπτύσσεται στο τμήμα του φορέα που ελέγχεται.
- $\phi$  λαμβάνεται από την παρακάτω εξίσωση

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \text{εξ. (4.18)}$$

Για να επαρκεί ο φορέας έναντι καθολικού λυγισμού πρέπει να ισχύει ο παρακάτω έλεγχος:

$$\frac{\chi \cdot a_{ult}}{1.1} \geq 1 \quad \text{εξ. (4.19)}$$

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

Πίνακας 4.22 Επιλογή καμπύλης λυγισμού

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

Πίνακας 4.23 Συντελεστής ατελειών a

## 4.4.5.1 Τόξα

Τα τόξα ελέγχονται μόνο σε καθολικό λυγισμό καθώς αποτελούνται από μεταβλητές κωνικές κοίλες κυκλικές διατομές.

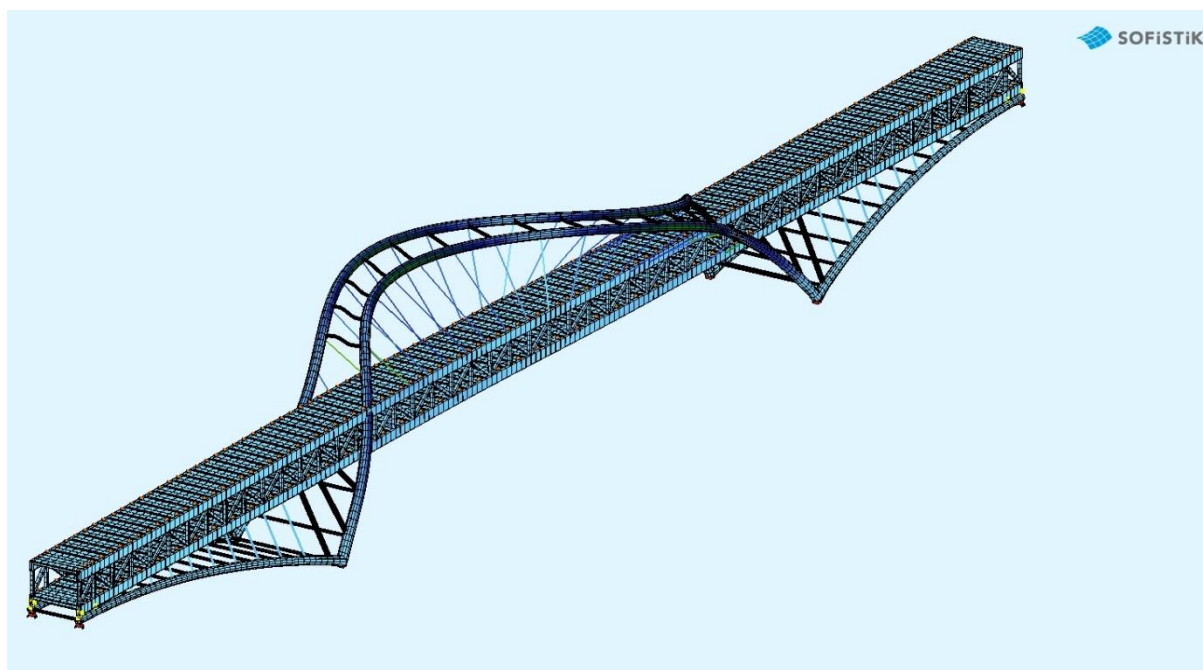
Για τα τόξα λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού  $c$ .

Οι τιμές των υπολογισμών καθώς και ο έλεγχος παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα :

Μεγέθη	Μεσαίο Τόξο	Ακριανά Τόξα
$a_{cr}$	13,28	13,28
$\sigma_{Ed,max}$	283,65MPa	237,86MPa
$a_{ult}$	1,25	1,21
$\bar{\lambda}$	0,31	0,37
$\phi$	0,57	0,61
$\chi$	0,95	0,91
Καμπύλη λυγισμού	c	c
$\alpha$	0,49	0,49
$\frac{\chi \cdot a_{ult}}{1.1}$	1,076	1,263
Έλεγχος $\frac{\chi \cdot a_{ult}}{1.1} \geq 1$	Επαρκεί	Επαρκεί

Πίνακας 4.24 Έλεγχος καθολικού λυγισμού τόξων

Επομένως τα τόξα επαρκούν έναντι καθολικού λυγισμού. Για τα ακριανά τόξα η πρώτη ιδιομορφή καθολικού που τα επηρεάζει έχει τιμή  $a_{cr}$  μεγαλύτερη από από αυτή του παραπάνω πίνακα παρόλα αυτά βλέπουμε πως επαρκεί και για μικρότερες τιμές  $a_{cr}$ .



Σχήμα 4.32 1<sup>η</sup> ιδιομορφή καθολικού λυγισμού των τόξων

## 4.4.5.2 Δικτύωμα

Για το δικτύωμα λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού  $c$ .

Η οριακή τιμή του συντελεστή  $a_{cr}$  ισούται με 9. Από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτει αρκετά μεγαλύτερη τιμή του συντελεστή  $a_{cr}$ , περίπου ίσο με 44. Επομένως το δικτύωμα επαρκεί σε καθολικό λυγισμό.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές των υπολογισμών καθώς και ο έλεγχος σε καθολικό λυγισμό για την οριακή τιμή  $a_{cr} = 9$  και τη μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στα μέλη του δικτύωματος.

Μεγέθη	Δικτύωμα
$a_{cr}$	9
$\sigma_{Ed,max}$	292,28MPa
$a_{ult}$	1,21
$\bar{\lambda}$	0,37
$\phi$	0,61
$\chi$	0,91
Καμπύλη λυγισμού	c
$\alpha$	0,49
$\frac{\chi \cdot a_{ult}}{1.1}$	1,01
Έλεγχος $\frac{\chi \cdot a_{ult}}{1.1} \geq 1$	Επαρκεί

Πίνακας 4.25 Έλεγχος καθολικού λυγισμού δικτύωματος

## 4.4.6 Έλεγχος έναντι κύρτωσης

Η κύρτωση είναι ένα φαινόμενο τοπικού λυγισμού των χαλδύβδινων ελασμάτων των διατομών. Ο τοπικός λυγισμός συνδέεται με τις παραμορφώσεις εκτός επιπέδου, λόγω των οποίων τα ελάσματα των κορμών ή πελμάτων των διατομών συμπεριφέρονται ως πλάκες.

Ένα έλασμα μπορεί να αποφύγει τον έλεγχο σε κύρτωση αν ισχύουν οι παρακάτω σχέσεις:

- Για μη ενισχυμένες πλάκες

$$\frac{h_w}{t} > 72 \cdot \varepsilon \quad \text{εξ. (4.20)}$$

- Για ενισχυμένες πλάκες

$$\frac{h_w}{t} > 31 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} \quad \text{εξ. (4.21)}$$

Στην παρούσα μελέτη έχουμε μη ενισχυμένες πλάκες.

Όλες οι διατομές της παρούσας μελέτης ικανοποιούν το παραπάνω κριτήριο για μη ενισχυμένες πλάκες επομένως αποφεύγουν τον έλεγχο έναντι κύρτωσης.





# 5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (Ο.Κ.Λ.)

## 5.1 Γενικά

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τη λειτουργία ενός φορέα ή ενός δομικού μέλους υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης, την άνεση των ανθρώπων/χρηστών καθώς και την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών.

## 5.2 Έλεγχος μέγιστου βέλους

Για σιδηροδρομικές γέφυρες και για ταχύτητες συρμών  $80 \leq V \leq 200 \text{ km/h}$  το βέλος λόγω φορτίων κυκλοφορίας θα πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση :

$$\delta_{stat} \leq \frac{L}{15 \cdot V - 400} \quad \text{εξ. (5.1)}$$

Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος σιδηροδρομικών γεφυρών :

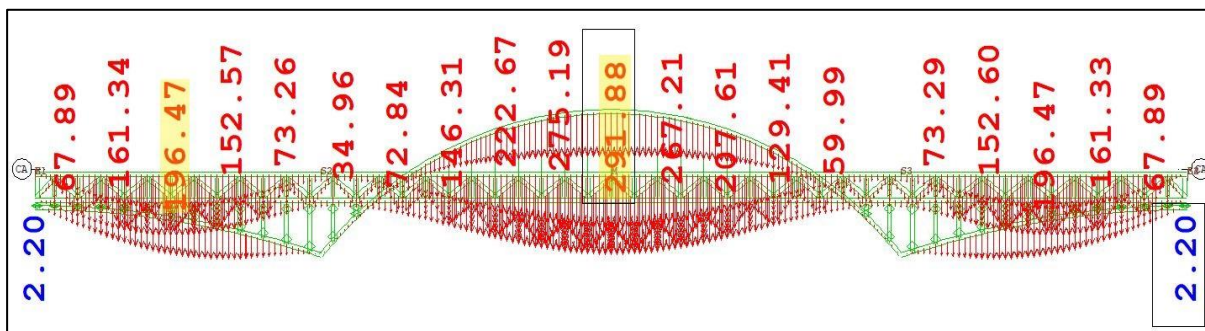
- Μεσαίο άνοιγμα :  $\delta_{stat, μέση} = \frac{250}{15 \cdot 200 - 400} = 96,15 \text{ mm}$
- Ακριανά ανοίγματα:  $\delta_{stat, άκρη} = \frac{123,30}{15 \cdot 200 - 400} = 47,42 \text{ mm}$

Για οδικές γέφυρες λαμβάνεται ως μέγιστο όριο βέλους  $L/500$ .

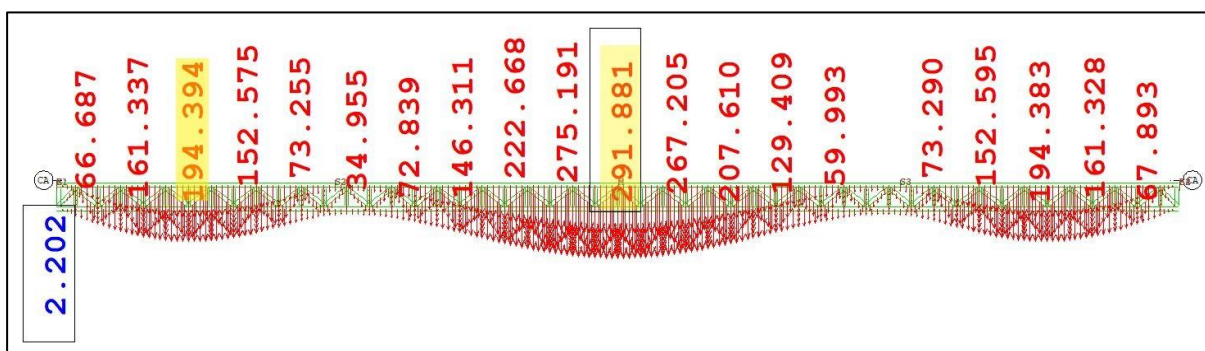
Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος οδικών γεφυρών:

- Μεσαίο άνοιγμα :  $\delta_{stat, μέση} = \frac{250}{500} = 500 \text{ mm}$
- Ακριανά ανοίγματα:  $\delta_{stat, άκρη} = \frac{123,30}{500} = 246,60 \text{ mm}$

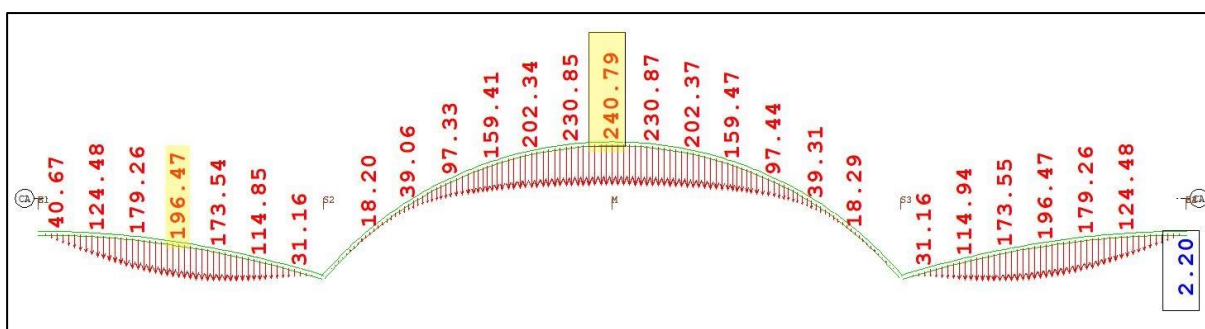
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζονται τα μέγιστα βέλη που αναπτύσσονται στο φορέα λόγω των συνδυασμών δράσεων σε Ο.Κ.Λ.



Σχήμα 5.1 Μέγιστο βέλος κάμψης μεσαίου και ακριανών ανοιγμάτων κατασκευής



Σχήμα 5.2 Μέγιστο βέλος κάμψης μεσαίου και ακριανών ανοιγμάτων δικτυώματος

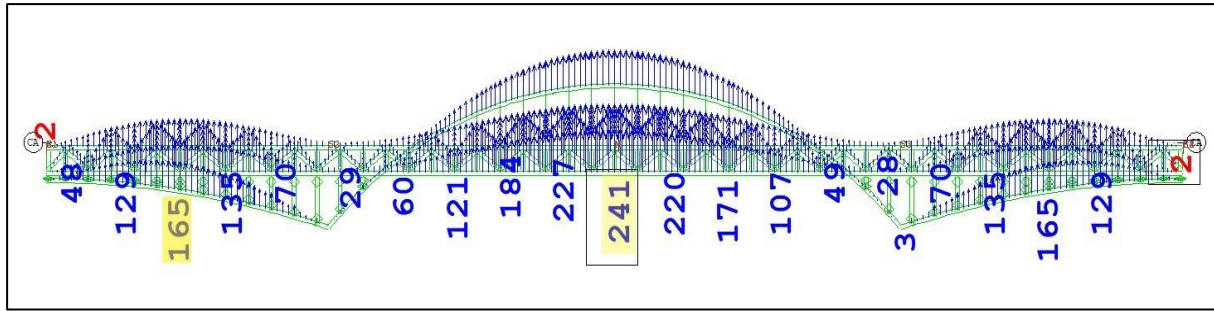


Σχήμα 5.3 Μέγιστο βέλος κάμψης μεσαίου και ακριανών ανοιγμάτων τόξου

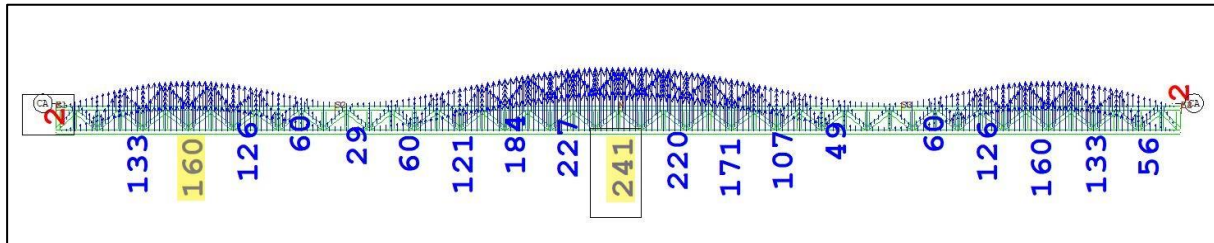
Από τα παραπάνω σχήματα βλέπουμε πως το μέγιστο αναπτυσσόμενο βέλος του μεσαίου ανοιγματοστικής κατασκευής είναι ίσο με 291,88mm και προκύπτει από το βέλος του δικτυώματος, ενώ για τα ακριανά ανοίγματα έχουμε μέγιστο βέλος 196,47mm το οποίο προκύπτει από το βέλος του τόξου.

Τα όρια του μέγιστου βέλους των οδικών γεφυρών καλύπτονται ήδη.

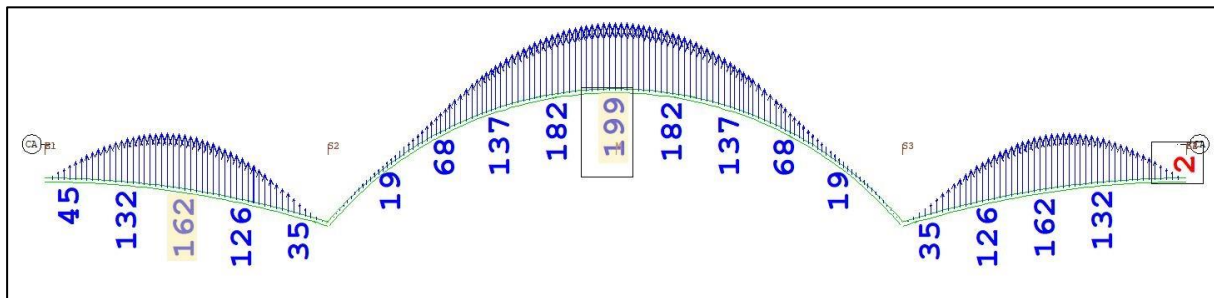
Επομένως για να καληφθούν και τα όρια μέγιστου βέλους των σιδηροδρομικών γεφυρών θα δώσουμε στην κατασκευή αντιβέλος με την μορφή που παρουσιάζεται στα παρακάτω διαγράμματα:



Σχήμα 5.4 Αντιβέλος κατασκευής



Σχήμα 5.5 Αντιβέλος δικτυώματος



Σχήμα 5.6 Αντιβέλος τόξο

Επομένως λαμβάνονται αντιβέλη :

- Μεσαίο άνοιγμα :  $\delta_{αντ,μ} = 241mm$
- Ακριανά ανοίγματα:  $\delta_{αντ,α} = 165mm$

Συνεπώς τα τελικά βέλη της κατασκευής είναι :

- Μεσαίο άνοιγμα :  $\delta_{μέση} = 291,88 - 241 = 50,88mm < \delta_{stat,μέση} = 96,15mm$
- Ακριανά ανοίγματα:  $\delta_{άκρη} = 196,47 - 165 = 31,47mm < \delta_{stat,άκρη} = 47,42mm$

### 5.3 Έλεγχος περιορισμού τάσεων μελών

Ο έλεγχος περιορισμού των τάσεων για τους συνδυασμούς σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καλύπτονται από τους ελέγχους έναντι τάσεων Von Mises των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας.



## 6 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ

### 6.1 Γενικά

Η λειτουργία των σύμμικτων διατομών μεταξύ χαλύβδινης δοκού και πλάκα σκυροδέματος υλοποιείται μέσω των διατμητικών ήλων. Η διατμητική σύνδεση σχεδιάζεται ως πλήρης με διατμητικούς ήλους κεφαλής όπως ορίζεται από τον EN1994-2<sub>[29]</sub> για σύμμικτες γέφυρες. Στους ήλους αναπτύσσεται η διαμήκης διάτμηση που παρουσιάζεται μεταξύ των δύο διατομών. Οι τέμνουσες που προέρχονται απ' τη διαμήκη διάτμηση προκαλούν και διάτμηση του κορμού της χαλύβδινης δοκού.

### 6.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και διάταξη ήλων

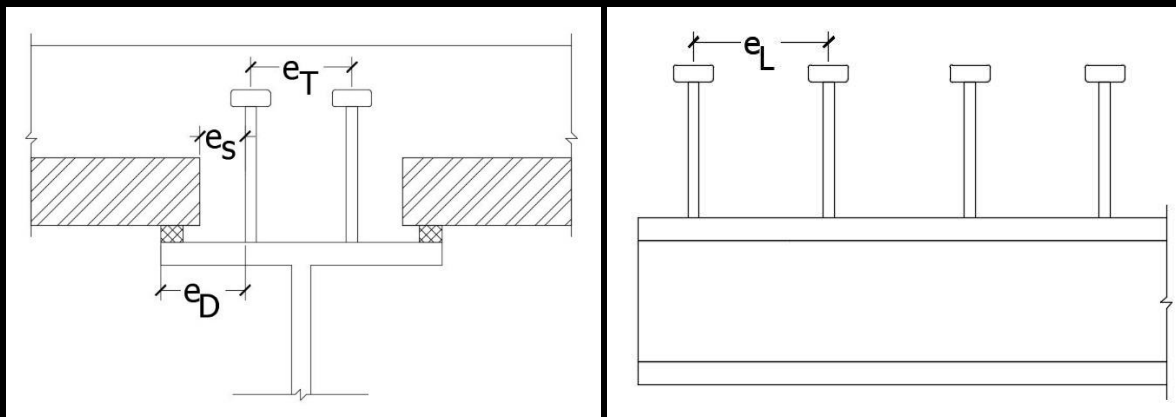
Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά των διατμητικών ήλων που επιλέχθηκαν και οι περιορισμοί των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των ήλων.

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ήλων		
	Διάμετρος κορμού $d$	22mm
	Διάμετρος κεφαλής $d_2$	35mm
	Ύψος ήλου $h_{sc}$	225mm
	Ύψος κεφαλής ήλου $h_2$	35mm
	Ύψος περιλαίμιου συγκόλλησης ήλου $h_1$	10mm
	Διάμετρος σημείου συγκόλλησης ήλου $d_3$	30mm
	Διαθέσιμη επικάλυψη ήλων $c_1$	75mm

Πίνακας 6.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατμητικών ήλων διαδοκίδων

Στους επόμενους δύο πίνακες παρουσιάζονται οι περιορισμοί της διάταξης των διατμητικών ήλων καθώς και η διάταξη τους στις διαδοκίδες του οδικού και σιδηροδρομικού κλάδου.

Για την μελέτη της διατμητικής σύνδεσης έχει θεωρηθεί ελάχιστο πάχος πρόπλακας 10cm.



Περιορισμοί διάταξης ήλων		
Διαμήκης απόσταση ήλων	$e_L$	$110mm = 5 \cdot d \leq e_L \leq \min\{4 \cdot h_c ; 800mm\} = 800mm$
Εγκάρσια απόσταση ήλων	$e_T$	$e_T \geq 4 \cdot d = 88mm$
Καθαρή απόσταση μεταξύ του ήλου και της άκρης του πέλματος της διαδοκίδας	$e_D$	$e_D \geq 25mm$
Καθαρή απόσταση μεταξύ του ήλου και της άκρης της πρόπλακας	$e_S$	$10mm \leq e_S \leq 50mm$
Γωνία που σχηματίζεται μεταξύ πρόπλακας και ήλου $\varphi$	$\varphi$	$\varphi \leq 45^\circ$

Πίνακας 6.2 Περιορισμοί διάταξης ήλων

	Διάταξη ήλων στις διαδοκίδες			
	Διαδοκίδες οδικού κλάδου		Διαδοκίδες σιδηροδρομικού κλάδου	
	Ενισχυμένης διατομής	Απλής διατομής	Ενισχυμένης διατομής	Απλής διατομής
$e_L$	150mm	200mm	200mm	120mm
$e_T$	145mm	120mm	145mm	120mm
$e_D$	141,50mm	154mm	166,50mm	179mm
$e_S$	91,50mm	104mm	116,50mm	123mm
$\varphi$	44,29°	41,01°	38,11°	35,54°

Πίνακας 6.3 Διάταξη διατμητικών ήλων στις διαδοκίδες



### 6.3 Διατμητική αντοχή ήλων

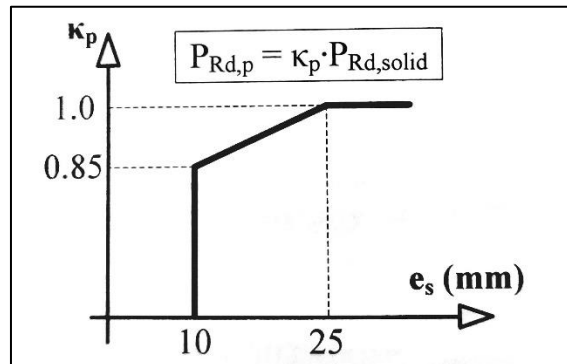
Η διατμητική αντοχή των ήλων υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\text{Ο.Κ.Α.:} \quad P_{Rd} = k_p \cdot \min \left\{ \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right)}{\gamma_v} ; \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \right\} \quad \text{εξ. (6.1)}$$

$$\text{Ο.Κ.Λ.:} \quad P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} \quad \text{εξ. (6.2)}$$

Όπου :

- $k_p$  μειωτικός συντελεστής διατμητικής αντοχής λόγω χρήσης προπλακών, βλέπε Σχήμα 6.1
- $f_u = 45\text{MPa}$  ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής ήλου
- $d$  η διάμετρος του κορμού του ήλου
- $\alpha = 1$  για  $h_{sc}/d > 4$
- $f_{ck} = 35\text{MPa}$
- $E_{cm} = 34000\text{MPa}$
- $k_s = 0,75$



Σχήμα 6.1 Μειωτικός συντελεστής διατμητικής αντοχής λόγω χρήσης προπλακών

Επομένως για τους ήλους που επιλέγονται προκύπτει:

$$\text{Ο.Κ.Α.:} \quad P_{Rd} = 109,42\text{kN}$$

$$\text{Ο.Κ.Λ.:} \quad P_{Rd,ser} = 86,07\text{kN}$$

### 6.4 Έλεγχος διατμητικής σύνδεσης διαδοκίδων

Ο έλεγχος της διατμητικής σύνδεσης πραγματοποιείται για ελαστική συμπεριφορά σύμφωνα με τα παρακάτω:

$$\text{Διαμήκης οριζόντια διατμητική ροή σε Ο.Κ.Α.:} \quad v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed,OKA} \cdot S}{I_e} \quad \text{εξ. (6.3)}$$

$$\text{Διαμήκης οριζόντια διατμητική ροή σε Ο.Κ.Λ.:} \quad v_{L,Ed,ser} = \frac{V_{Ed,OKL} \cdot S}{I_e} \quad \text{εξ. (6.4)}$$

$$\text{Αντοχή ζεύγους διατμητικών ήλων σε Ο.Κ.Α.:} \quad v_{L,Rd} = \frac{2 \cdot P_{Rd}}{e_L} \quad \text{εξ. (6.5)}$$

$$\text{Αντοχή ζεύγους διατμητικών ήλων σε Ο.Κ.Λ.:} \quad v_{L,Rd,ser} = \frac{2 \cdot P_{Rd,ser}}{e_L} \quad \text{εξ. (6.6)}$$

Η διατμητική σύνδεση επαρκεί όταν ισχύουν συγχρόνως οι δυο παρακάτω σχέσεις :

$$\text{Έλεγχος σε Ο.Κ.Α.:} \quad \frac{v_{L,Ed}}{v_{L,Rd}} \leq 1 \quad \text{εξ. (6.7)}$$

$$\text{Έλεγχος σε Ο.Κ.Λ.:} \quad \frac{v_{L,Ed,ser}}{v_{L,Rd,ser}} \leq 1 \quad \text{εξ. (6.8)}$$

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται συνοπτικά οι έλεγχοι της διατμητικής σύνδεσης και οι τιμές των μεγεθών που χρειάζονται για τον έλεγχο της διατμητικής σύνδεσης:

		Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης Διαδοκίδων Οδικού Κλάδου	
		Ενισχυμένη διαδοκίδα	Απλή διαδοκίδα
Μέγιστη τέμνουσα σε Ο.Κ.Α.	$V_{Ed,OKA}$	1373,50kN	896,43kN
Μέγιστη τέμνουσα σε Ο.Κ.Λ.	$V_{Ed,OKL}$	1011,10kN	660,28kN
Ροπή αδράνειας ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής ως προς τον ελαστικό άξονα	$I_e$	2732259,60cm <sup>4</sup>	1953878,50cm <sup>4</sup>
Κέντρο βάρους ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής ως προς τον ελαστικό άξονα	$S$	28255,20cm <sup>3</sup>	21943,28cm <sup>3</sup>
Διαμήκης οριζόντια διατμητική ροή σε Ο.Κ.Α.	$v_{L,Ed}$	1420,38kN/m	1006,75kN/m
Διαμήκης οριζόντια διατμητική ροή σε Ο.Κ.Λ.	$v_{L,Ed,ser}$	1045,61kN/m	741,54kN/m
Διατμητική Αντοχή Ήλων σε Ο.Κ.Α.	$v_{L,Rd}$	1458,97kN/m	1094,23kN/m
Διατμητική Αντχή Ήλων σε Ο.Κ.Λ.	$v_{L,rd,ser}$	1094,23kN/m	820,67kN/m
Έλεγχος επάρκειας διατμητικής σύνδεσης σε Ο.Κ.Α.	$v_{L,Rd} \geq v_{L,Ed}$	Ισχύει	Ισχύει
Έλεγχος επάρκειας διατμητικής σύνδεσης σε Ο.Κ.Λ.	$v_{L,Rd,ser} \geq v_{L,Ed,ser}$	Ισχύει	Ισχύει

Πίνακας 6.4 Έλεγχοι διατμητικής σύνδεσης διαδοκίδων οδικού κλάδου

Έπομένως για την διατμητική σύνδεση των διαδοκίδων του οδικού κλάδου επιλέγονται :

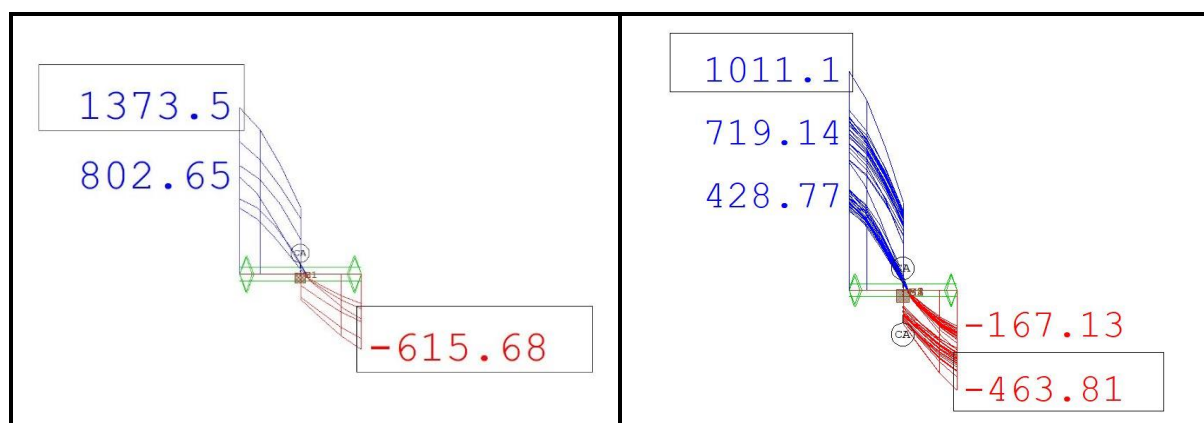
- Για την ενισχυμένη διατομή διαδοκίδας 2Φ22/15cm με ύψος ήλου  $h_{sc}=22,50\text{cm}$ .
- Για την απλή διατομή διαδοκίδας 2Φ22/20cm με ύψος ήλου  $h_{sc}=22,50\text{cm}$ .

		Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης Διαδοκίδων Σιδηροδρομικού Κλάδου	
		Ενισχυμένη διαδοκίδα	Απλή διαδοκίδα
Μέγιστη τέμνουσα σε Ο.Κ.Α.	$V_{Ed,OKA}$	1192,80kN	1843,70kN
Μέγιστη τέμνουσα σε Ο.Κ.Λ.	$V_{Ed,OKL}$	827,78kN	1297,40kN
Ροπή αδράνειας ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής ως προς τον ελαστικό άξονα	$I_e$	4386349,70cm <sup>4</sup>	3210933,60cm <sup>4</sup>
Κέντρο βάρους ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής ως προς τον ελαστικό άξονα	$S$	37592,52cm <sup>3</sup>	30668,35cm <sup>3</sup>
Διαμήκης οριζόντια διατμητική ροή σε Ο.Κ.Α.	$V_{L,Ed}$	1022,27kN/m	1760,96kN/m
Διαμήκης οριζόντια διατμητική ροή σε Ο.Κ.Λ.	$V_{L,Ed,ser}$	709,44kN/m	1239,18kN/m
Διατμητική Αντοχή Ήλων σε Ο.Κ.Α.	$V_{L,Rd}$	1094,23kN/m	1823,71kN/m
Διατμητική Αντχή Ήλων σε Ο.Κ.Λ.	$V_{L,Rd,ser}$	820,67kN/m	1367,78N/m
Έλεγχος επάρκειας διατμητικής σύνδεσης σε Ο.Κ.Α.	$V_{L,Rd} \geq V_{L,Ed}$	Ισχύει	Ισχύει
Έλεγχος επάρκειας διατμητικής σύνδεσης σε Ο.Κ.Λ.	$V_{L,Rd,ser} \geq V_{L,Ed,ser}$	Ισχύει	Ισχύει

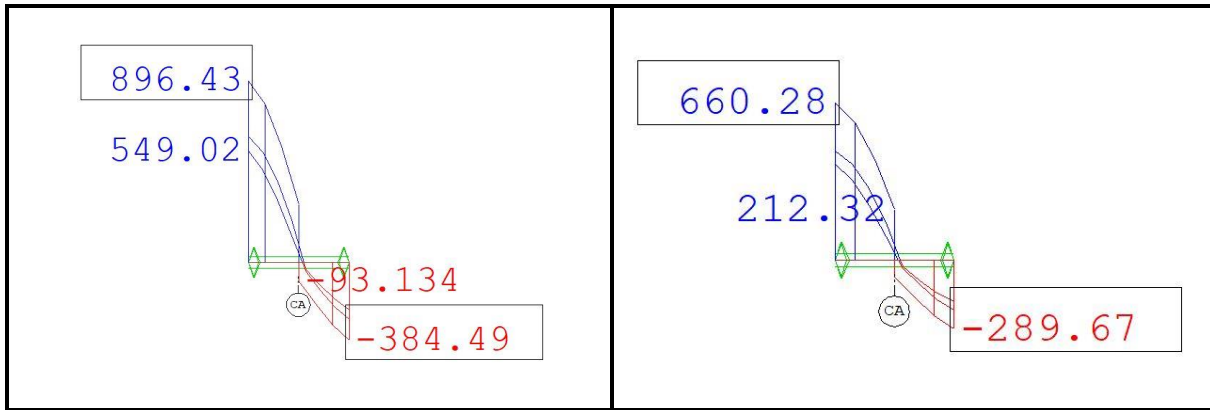
Πίνακας 6.5 Έλεγχοι διατμητικής σύνδεσης διαδοκίδων σιδηροδρομικού κλάδου

Επομένως για την διατμητική σύνδεση των διαδοκίδων του οδικού κλάδου επιλέγονται :

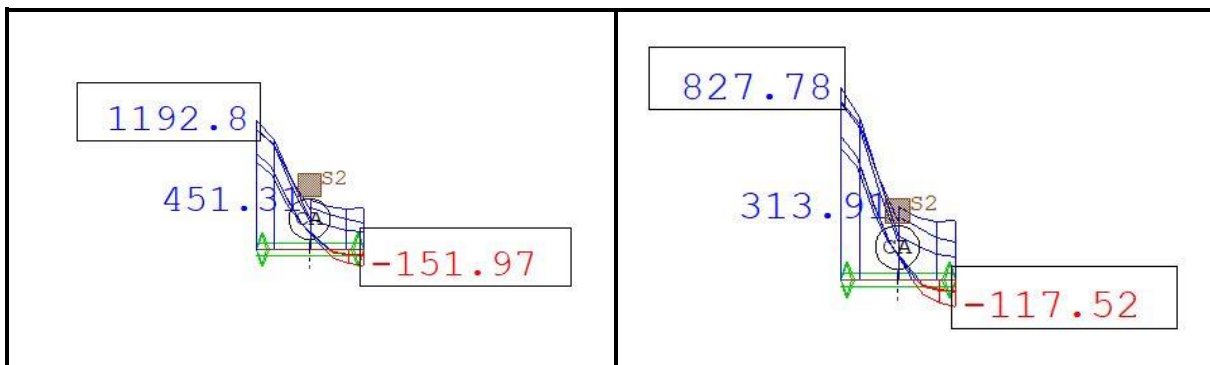
- Για την ενισχυμένη διατομή διαδοκίδας 2Φ22/20cm με ύψος ήλου  $h_{sc}=22,50cm$ .
- Για την απλή διατομή διαδοκίδας 2Φ22/12cm με ύψος ήλου  $h_{sc}=22,50cm$ .



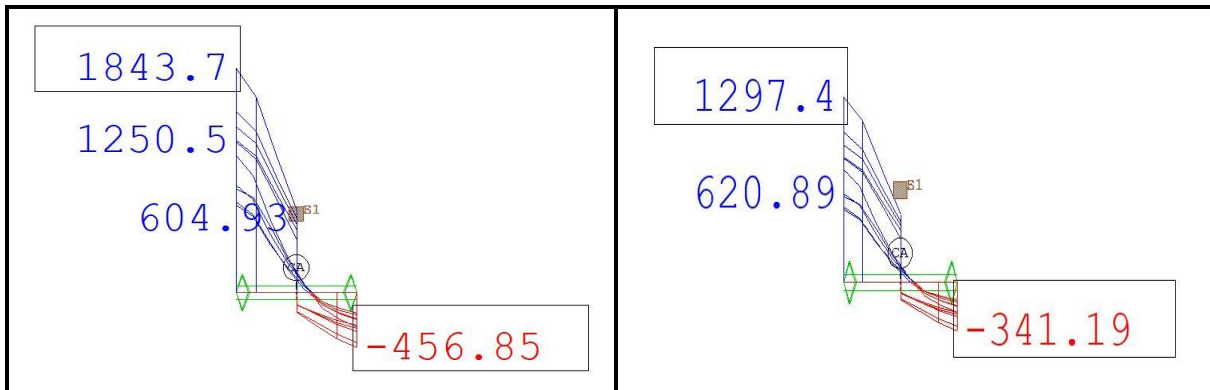
Σχήμα 6.2 Διαγράμματα μέγιστης Τέμνουσας  $V_z$  των διαδοκίδων ενισχυμένης διατομής του οδικού κλάδου σε Ο.Κ.Α. & Ο.Κ.Λ. αντίστοιχα



Σχήμα 6.3 Διαγράμματα μέγιστης Τέμνουσας  $V_z$  των διαδοκίδων απλής διατομής του οδικού κλάδου σε Ο.Κ.Α. & Ο.Κ.Λ. αντίστοιχα



Σχήμα 6.4 Διαγράμματα μέγιστης Τέμνουσας  $V_z$  των διαδοκίδων ενισχυμένης διατομής του σιδηροδρομικού κλάδου σε Ο.Κ.Α. & Ο.Κ.Λ. αντίστοιχα



Σχήμα 6.5 Διαγράμματα μέγιστης Τέμνουσας  $V_z$  των διαδοκίδων απλής διατομής του σιδηροδρομικού κλάδου σε Ο.Κ.Α. & Ο.Κ.Λ. αντίστοιχα



### 7.1.2 Φόρτιση σιδηροδρομικών γεφυρών

Για τους υπολογισμούς της κόπωσης σιδηροδρομικών γεφυρών εφαρμόζονται οι χαρακτηριστικές τιμές για το μοντέλο φορτίων LM 71, περιλαμβανομένου του δυναμικού συντελεστή  $\Phi_2$ , που δίνεται στο EN1991-2. Η πρώτη φόρτιση LM 71 παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 3.

Ο δυναμικός συντελεστής  $\Phi_2$  υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση :

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82, \quad 1 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad \text{εξ.}(7.1)$$

Το  $L_\Phi$  Υπολογίζεται σύμφωνα με το Σχήμα 3.5 που αναφέρεται στο κεφάλαιο 3.

Επομένως,  $L_\Phi = 2 \cdot 15\text{m} = 30\text{m}$

$$\text{Και } \Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 = 1,093$$

### 7.1.3 Συντελεστές ισοδύναμης βλάβης λ

#### 7.1.3.1 Οδικές γέφυρες

Οι συντελεστές ισοδύναμης βλάβης λ για οδογέφυρες καθορίζονται στην παρ.9.5.2 του EN1993-2 με την ακόλουθη εξίσωση:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4, \quad \lambda \leq \lambda_{max} \quad \text{εξ.}(7.2)$$

Όπου:

- $\lambda_1$  είναι ο συντελεστής βλάβης λόγω κυκλοφορίας και εξαρτάται από το μήκος της κρίσιμης γραμμής επιρροής ή ζώνης,
- $\lambda_2$  είναι ο συντελεστής όγκου κυκλοφορίας,
- $\lambda_3$  είναι ο συντελεστής για τη διάρκεια ζωής της γέφυρας,
- $\lambda_4$  είναι ο συντελεστής για κυκλοφορία σε άλλες λωρίδες,
- $\lambda_{max}$  είναι η μέγιστη τιμή του λ, λαμβανομένου υπόψη του ορίου κόπωσης

#### Συντελεστής $\lambda_1$

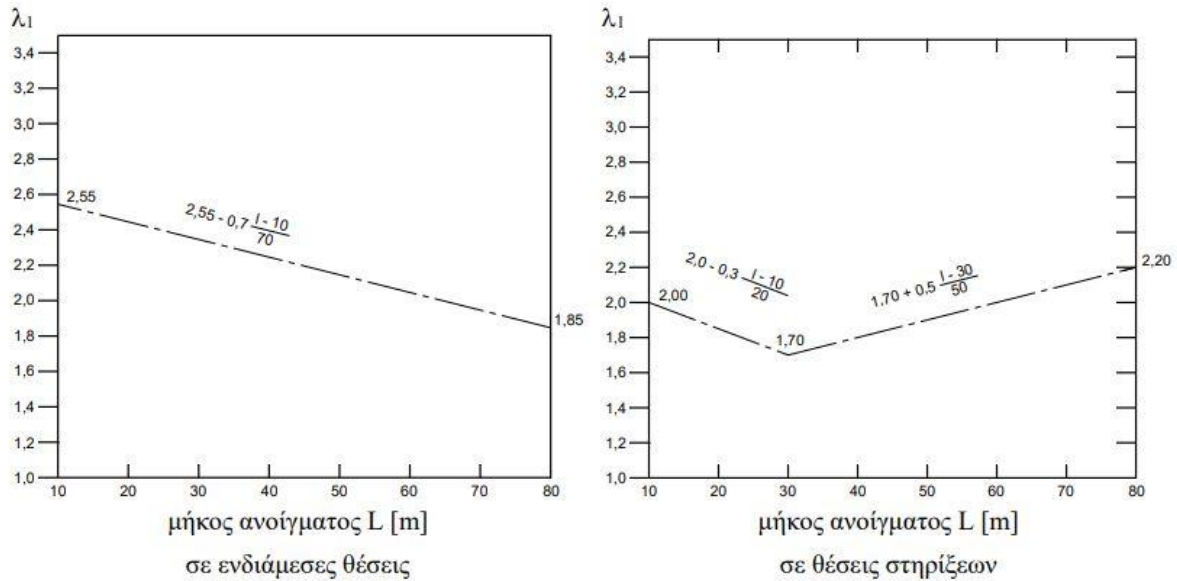
Ο συντελεστής  $\lambda_1$  εξαρτάται από το κρίσιμο μήκος της γραμμής ή ζώνης επιρροής και υπολογίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω εξισώσεις ή του σχήματος:

$$\text{Άνοιγμα :} \quad \lambda_1 = 2,55 - 0,7 \frac{L - 10}{70} \quad \text{εξ.}(7.3)$$

$$\text{Στήριξη :} \quad \lambda_1 = 2 - 0,3 \frac{L - 10}{20}, \quad \text{για } 10\text{m} \leq L \leq 30\text{m} \quad \text{εξ.}(7.4)$$

$$\lambda_1 = 1,7 + 0,5 \frac{L - 30}{50}, \quad \text{για } 30\text{m} \leq L \leq 80\text{m}$$





Σχήμα 7.2 Συντελεστής  $\lambda_1$  για ροπές σε οδογέφυρες

Στην παρούσα μελέτη απλοποιητικά, καθώς για γέφυρες με ανοίγματα μεγαλύτερα των 100m η κόπωση είναι λιγότερο κρίσιμη, λαμβάνεται συνολικά για τον φορέα  $\lambda_1=2,55$ .

#### Συντελεστής $\lambda_2$

Ο συντελεστής  $\lambda_2$  προσδιορίζεται ως εξής:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left( \frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad \text{εξ. (7.5)}$$

Όπου :

- $Q_{m1}$  είναι το μέσο συνολικό βάρος (kN) των φορτηγών στην αργή λωρίδα, που λαμβάνεται από:

$$Q_{m1} = \left( \frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5} \quad \text{εξ. (7.6)}$$

- $Q_0 = 480$  kN
- $N_0 = 0,5 \cdot 10^6$
- $N_{Obs}$  είναι ο συνολικός αριθμός των φορτηγών ανά έτος στην αργή λωρίδα.
- $Q_i$  είναι το ολικό βάρος σε kN του φορτηγού  $i$  στην αργή λωρίδα
- $n_i$  είναι ο αριθμός των φορτηγών με βάρος  $Q_i$  στην αργή λωρίδα

$Q_{m1}$	$N_{Obs}$							
	$0,25 \times 10^6$	$0,50 \times 10^6$	$0,75 \times 10^6$	$1,00 \times 10^6$	$1,25 \times 10^6$	$1,50 \times 10^6$	$1,75 \times 10^6$	$2,00 \times 10^6$
200	0,362	0,417	0,452	0,479	0,500	0,519	0,535	0,550
300	0,544	0,625	0,678	0,712	0,751	0,779	0,803	0,825
400	0,725	0,833	0,904	0,957	1,001	1,038	1,071	1,100
500	0,907	1,042	1,130	1,197	1,251	1,298	1,338	1,374
600	1,088	1,250	1,356	1,436	1,501	1,557	1,606	1,649

Πίνακας 7.1 Συντελεστής  $\lambda_2$

Επομένως προκύπτει  $\lambda_2 = 1,149$   
 Με  $Q_{m1} = 418,07$  kN και  $N_{Obs} = 2 \cdot 10^6$

Συντελεστής  $\lambda_3$ 

Ο  $\lambda_3$  υπολογίζεται ως εξής

$$\lambda_3 = \left( \frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5} \quad \text{εξ. (7.7)}$$

όπου  $t_{Ld}$  είναι η διάρκεια ζωής σχεδιασμού της γέφυρας σε έτη

Ζωή σχεδιασμού (έτη)	50	60	70	80	90	100	120
Συντελεστής $\lambda_3$	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Πίνακας 7.2 Συντελεστής  $\lambda_3$

Για διάρκεια ζωής σχεδιασμού  $t_{Ld}=100$  έτη προκύπτει  **$\lambda_3=1$**

Συντελεστής  $\lambda_4$ 

Ο  $\lambda_4$  υπολογίζεται ως εξής :

$$\lambda_4 = \left[ 1 + \frac{N_2}{N_1} \left( \frac{n_2 Q_{m2}}{n_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left( \frac{n_3 Q_{m3}}{n_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left( \frac{n_k Q_{mk}}{n_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5} \quad \text{εξ. (7.8)}$$

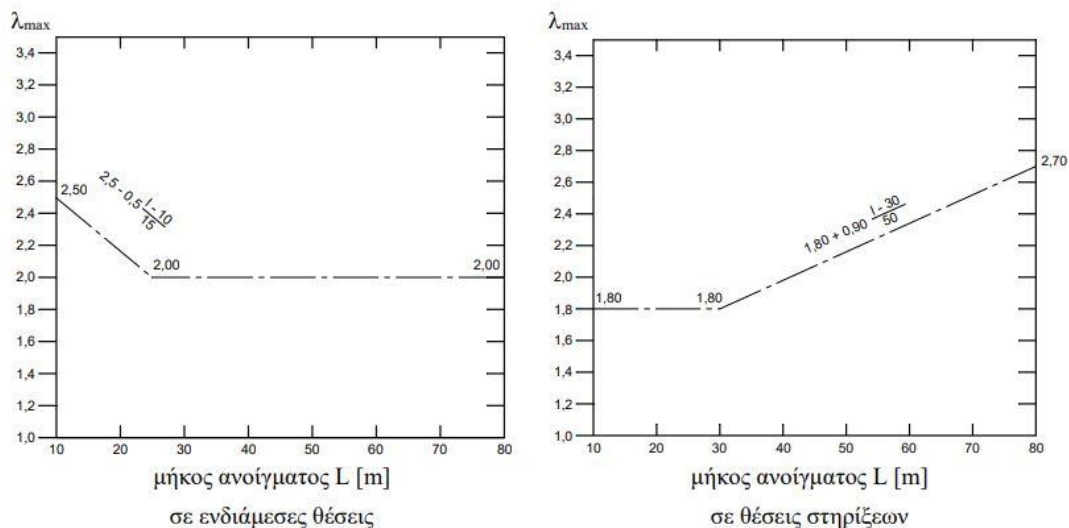
Όπου :

- $k$  είναι ο αριθμός λωρίδων βαρείας κυκλοφορίας,
- $N_j$  είναι ο αριθμός φορτηγών ανά έτος στη λωρίδα  $j$ ,
- $Q_{mj}$  είναι το μέσο βάρος των φορτηγών στη λωρίδα  $j$ ,
- $n_j$  είναι η τιμή της γραμμής επιρροής για την εσωτερική δράση που προκαλεί το εύρος τάσεων στο μέσον της λωρίδας  $j$  που θα εισαχθεί στην εξίσωση με θετικό πρόσημο.

Στην παρούσα μελέτη ο συντελεστής  $\lambda_4$  λαμβάνεται ίσως με τη μονάδα,  **$\lambda_4=1$** .

Συντελεστής  $\lambda_{max}$ 

Ο συντελεστής  $\lambda_{max}$  λαμβάνεται από το παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 7.3 Συντελεστής  $\lambda_{max}$

Απλοποιητικά και επειδή σε γέφυρες με ανοίγματα μεγαλύτερα των 100m η κόπωση είναι λιγότερο κρίσιμη, λαμβάνεται συντελεστής  $\lambda_{max}=2,50$ .

Οι συντελεστές ισοδύναμης βλάβης προκύπτει  $\lambda=2,93 > \lambda_{max}$ . Επομένως λαμβάνεται  **$\lambda=2,50$**  για τον έλεγχο σε κόπωση λόγω των οδικών φορτίων των μελών του φορέα.

## 7.1.3.2 Σιδηροδρομικές γέφυρες

Ο συντελεστής ισοδύναμης βλάβης  $\lambda$  για σιδηροδρομικές γέφυρες ανοίγματος μέχρι και 100 m πρέπει να προσδιορίζεται ως ακολούθως:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4, \quad \lambda \leq \lambda_{max} \quad \text{εξ. (7.9)}$$

Όπου :

- $\lambda_1$  είναι ο συντελεστής βλάβης λόγω κυκλοφορίας και εξαρτάται από το μήκος της γραμμής επιρροής,
- $\lambda_2$  είναι ο συντελεστής όγκου κυκλοφορίας,
- $\lambda_3$  είναι ο συντελεστής για τη διάρκεια ζωής της γέφυρας,
- $\lambda_4$  είναι ο συντελεστής για το δομικό στοιχείο που φορτίζεται με περισσότερες από μία τροχιές,
- $\lambda_{max}$  είναι η μέγιστη τιμή του  $\lambda$  λαμβανομένου υπόψη του ορίου κόπωσης,

Συντελεστής  $\lambda_1$ 

Ο συντελεστής  $\lambda_1$  μπορεί να λαμβάνεται από τον πίνακα 9.3 του EN1993-2 τμήμα του οποίου παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα.

L	EC Mix
15,0	0,76
17,5	0,70
20,0	0,67
25,0	0,66
30,0	0,65
35,0	0,64
40,0	0,64
45,0	0,64
50,0	0,63
60,0	0,63
70,0	0,62
80,0	0,61
90,0	0,61
100	0,60

Σχήμα 7.4 Συντελεστής  $\lambda_1$  για συνήθη κυκλοφορία συρμών

Για τον έλεγχο των διαδοκίδων και των χιαστοί συνδέσμων λαμβάνεται τιμή  $\lambda_1=0,76$  για  $L=15m$  ;όσο και το μήκος των διαδοκίδων.

Για τα υπόλοιπα μέλη λαμβάνεται τιμή  $\lambda_1=0,6$  δεδομένου ότι για μεγάλα ανοίγματα η κόπωση είναι λιγότερο κρίσιμη καθώς ο λόγος κινητών προς μόνιμων φορτίων είναι μικρότερος και επειδή τα ανοίγματα της παρούσας γέφυρας ξεπερνούν αρκετά το όριο των 100m (μεσαιό άνοιγμα 250m, ακριανά 123,30m το καθένα).

Συντελεστής  $\lambda_2$ 

Ο συντελεστής  $\lambda_2$  λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα με βάση την ετήσια κυκλοφορία που λαμβάνεται ίση με  $25 \cdot 10^6$  τόνους ανά έτος ανά τροχιά.

Ετήσια κυκλοφορία [ $10^6$ t/τροχιά]	5	10	15	20	25	30	35	40	50
$\lambda_2$	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

Πίνακας 7.3 Συντελεστής  $\lambda_2$ 

Επομένως  $\lambda_2=1$ .

#### Συντελεστής $\lambda_3$

Ο συντελεστής  $\lambda_3$  λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα για ζωή σχεδιασμού 100 έτη.

Ζωή σχεδιασμού (έτη)	50	60	70	90	90	100	120
$\lambda_3$	0.87	0.90	0.93	0.96	0.98	1.00	1.04

Πίνακας 7.4 Συντελεστής  $\lambda_3$ 

Επιλέγεται  $\lambda_3=1$ .

#### Συντελεστής $\lambda_4$

Ο συντελεστής  $\lambda_4$  λαμβάνεται για κάθε μέλος ξεχωριστά με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών του παρακάτω πίνακα

$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
$\lambda_4$	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71
$\Delta\sigma_1$ είναι το εύρος τάσεων στη θέση ελέγχου, λόγω του μοντέλου φόρτισης 71 σε μία τροχιά, $\Delta\sigma_{1+2}$ είναι το εύρος τάσεων στην ίδια θέση, λόγω του μοντέλου φόρτισης 71 σύμφωνα με το EN 1991-2 σε οποιοσδήποτε δύο τροχιές.						

Πίνακας 7.5 Συντελεστής  $\lambda_4$ 

Απλοποιητικά λαμβάνεται η μέγιστη τιμή  $\lambda_4=1$ .

#### Συντελεστής $\lambda_{max}$

Η τιμή του  $\lambda$  δεν πρέπει να υπερβαίνει την  $\lambda_{max}=1,4$ .

Επομένως για τον έλεγχο σε κόπωση λόγω των σιδηροδρομικών φορτίων ο συντελεστής ισοδύναμης βλάβης  $\lambda$  λαμβάνεται ίσος:

- Για τις διαδοκίδες και χιαστοί συνδέσμους  $\lambda=0,76 \leq \lambda_{max}=1,4$ .
- Για τα υπόλοιπα μέλη της γέφυρας  $\lambda=0,6 \leq \lambda_{max}=1,4$ .

## 7.2 Έλεγχοι κόπωσης

Η κόπωση εξαρτάται από το εύρος των τάσεων που εμφανίζεται σε ένα σημείο του εκάστοτε μέλους.

Το ισοδύναμο εύρος τάσεων υπολογίζεται από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\Delta\sigma_{E_2} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot |\sigma_{max,f,Ed} - \sigma_{min,f,Ed}| \quad \text{εξ.(7.10)}$$

$$\Delta\tau_{E_2} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot |\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}| \quad \text{εξ.(7.11)}$$

Όπου

- $\Delta\sigma_{E_2}$  το ισοδύναμο εύρος των ορθών τάσεων
- $\Delta\tau_{E_2}$  το ισοδύναμο εύρος των διατμητικών τάσεων

Ο έλεγχος αντοχής σε κόπωση πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω σχέσεις.

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E_2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad \text{εξ.(7.12)}$$

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E_2} \leq \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}} \quad \text{εξ.(7.13)}$$

Στην παρούσα μελέτη λόγω εμφάνισης μικρών διατμητικών τάσεων ο έλεγχος θα πραγματοποιηθεί με την μέγιστη τάση Von Mises που εμφανίζεται στο εκάστοτε μέλος.

Στις παρακάτω υποπαραγράφους των ελέγχων κόπωσης των μελών θα παρατίθενται τα διαγράμματα των μέγιστων τάσεων Von Mises που αναπτύσσονται στο εξεταζόμενο μέλος λαμβανόμενων υπόψιν των συντελεστών ισοδύναμης βλάβης και των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας  $\gamma_{Ff} = 1$  και  $\gamma_{Mf} = 1,35$  για αντοχή σε κόπωση για όλους τους τύπου φόρτισης κόπωσης, καθώς και ο δυναμικός συντελεστής  $\Phi_2$  για τα σιδηροδρομικά φορτία κόπωσης.

Επομένως θα επιλέγεται κατηγορία λεπτομέριας μέλους σύμφωνα με την παρακάτω σχέση

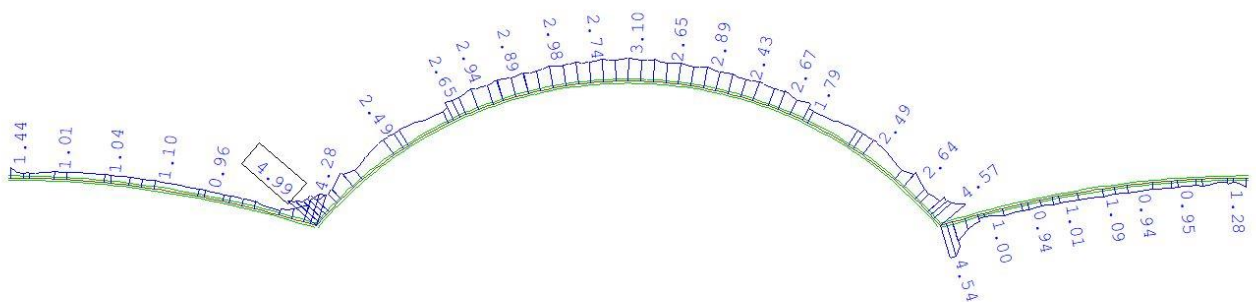
$$\sigma_{v.mises} \leq \Delta\sigma_c \quad \text{εξ.(7.14)}$$

Μέθοδος εκτίμησης	Επιπτώσεις αστοχίας	
	Χαμηλές	Υψηλές
Ανοχής βλαβών	1,00	1,15
Ασφαλούς ζωής	1,15	1,35

Πίνακας 7.6 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για αντοχή σε κόπωση

## 7.2.1 Έλεγχοι κόπωσης λόγω πρότυπης φόρτισης LM 3

### 7.2.1.1 Τόξα

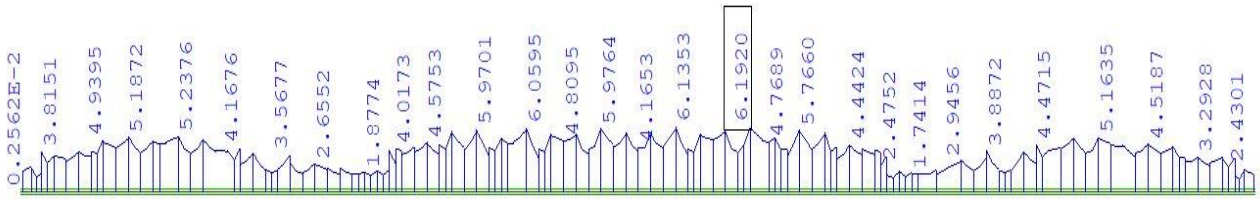


Σχήμα 7.5 Μέγιστες τάσεις Von Mises του τόξου πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{Ff}$  και  $\gamma_{Mf}$  για την πρότυπη φόρτιση LM 3

Επομένως για το τόξο μπορεί να ληφθεί λεπτομέρια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 4,99MPa.

### 7.2.1.2 Πέλματα δικτυώματος

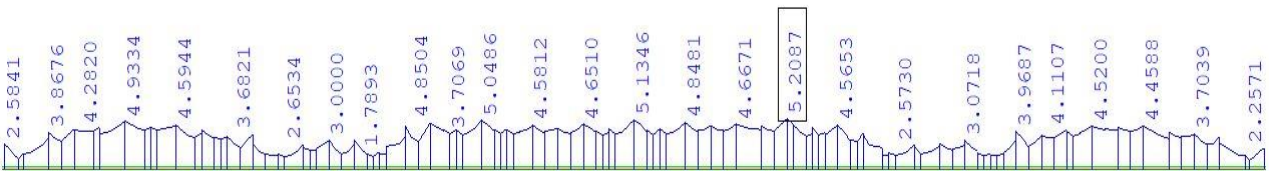
#### Άνω πέλημα δικτυώματος



Σχήμα 7.6 Μέγιστες τάσεις Von Mises του άνω πέλματος δικτυώματος πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{ff}$  και  $\gamma_{mf}$  για την πρότυπη φόρτιση LM 3

Επομένως για το άνω πέλημα δικτυώματος μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 6,19MPa.

#### Κάτω πέλημα δικτυώματος



Σχήμα 7.7 Μέγιστες τάσεις Von Mises του κάτω πέλματος δικτυώματος πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{ff}$  και  $\gamma_{mf}$  για την πρότυπη φόρτιση LM 3

Επομένως για το κάτω πέλημα δικτυώματος μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 5,21MPa.

### 7.2.1.3 Ορθοστάτες δικτυώματος

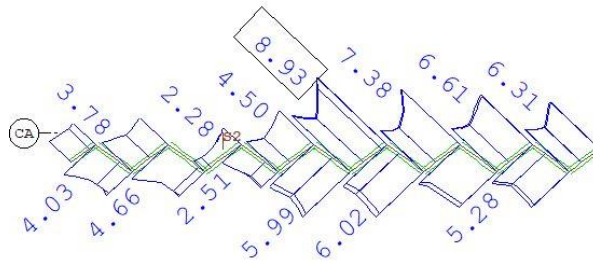


Σχήμα 7.8 Μέγιστες τάσεις Von Mises των ορθοστατών δικτυώματος πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{ff}$  και  $\gamma_{mf}$  για την πρότυπη φόρτιση LM 3

Επομένως για τους ορθοστάτες δικτυώματος μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 14,75MPa.



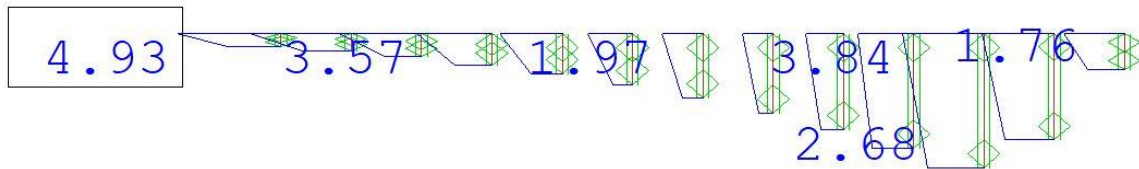
## 7.2.1.4 Διαγώνια μέλη δικτυώματος



Σχήμα 7.9 Μέγιστες τάσεις Von Mises των διαγώνιων μελών δικτυώματος πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$  και  $\gamma_{MF}$  για την πρότυπη φόρτιση LM 3

Επομένως για τα διαγώνια μέλη δικτυώματος μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 8,93MPa.

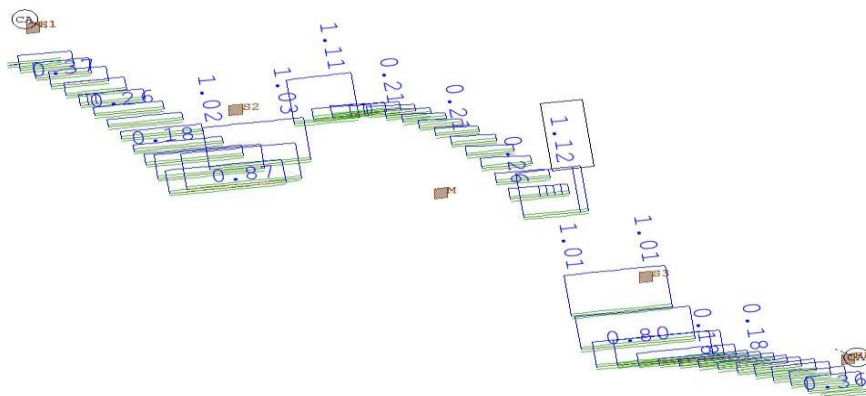
## 7.2.1.5 Υποστυλώματα



Σχήμα 7.10 Μέγιστες τάσεις Von Mises των υποστυλωμάτων πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$  και  $\gamma_{MF}$  για την πρότυπη φόρτιση LM 3

Επομένως για τα υποστυλώματα μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 4,93MPa.

## 7.2.1.6 Αντιανέμιοι σύνδεσμοι



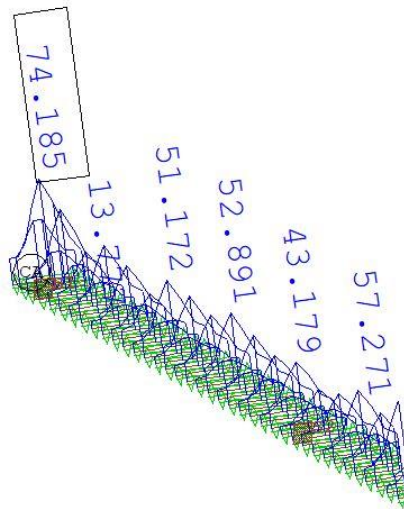
Σχήμα 7.11 Μέγιστες τάσεις Von Mises των αντιανέμιων συνδέσμων πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$  και  $\gamma_{MF}$  για την πρότυπη φόρτιση LM 3

Επομένως για τους αντιανέμιους συνδέσμους μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 1,12MPa.



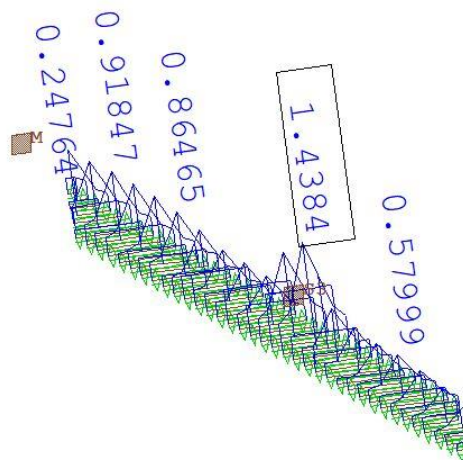


## 7.2.1.8 Διαδοκίδες

Διαδοκίδες οδικού κλάδου

Σχήμα 7.14 Μέγιστες τάσεις Von Mises των διαδοκίδων του οδικού κλάδου πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$  και  $\gamma_{MF}$  για την πρότυπη φόρτιση LM 3

Επομένως για τις διαδοκίδες του οδικού κλάδου μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 74,19MPa.

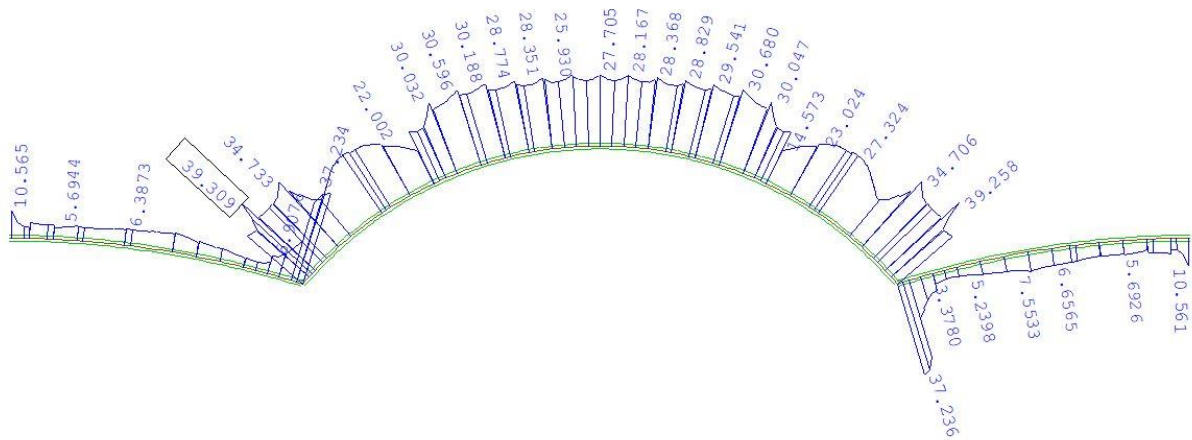
Διαδοκίδες σιδηροδρομικού κλάδου

Σχήμα 7.15 Μέγιστες τάσεις Von Mises των διαδοκίδων του οδικού κλάδου πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$  και  $\gamma_{MF}$  για την πρότυπη φόρτιση LM 3

Επομένως για τις διαδοκίδες του σιδηροδρομικού κλάδου μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 1,44MPa.

## 7.2.2 Έλεγχος κόπωσης λόγω σιδηροδρομικών φορτίων

### 7.2.2.1 Τόξα

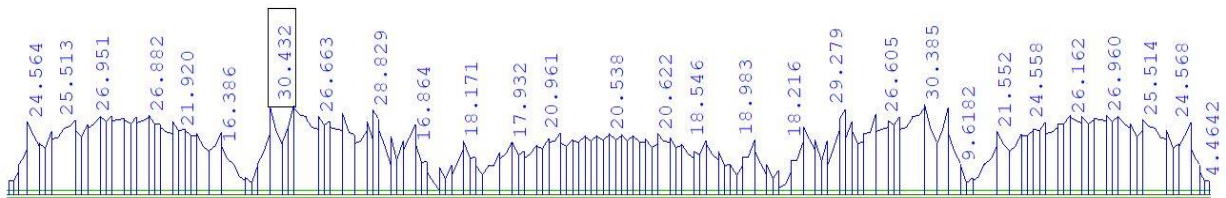


Σχήμα 7.16 Μέγιστες τάσεις Von Mises του τόξου πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$ ,  $\gamma_{MF}$  και  $\Phi_2$  για την πρότυπη φόρτιση LM 71

Επομένως για το τόξο μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 31,31MPa.

### 7.2.2.2 Πέλματα δικτυώματος

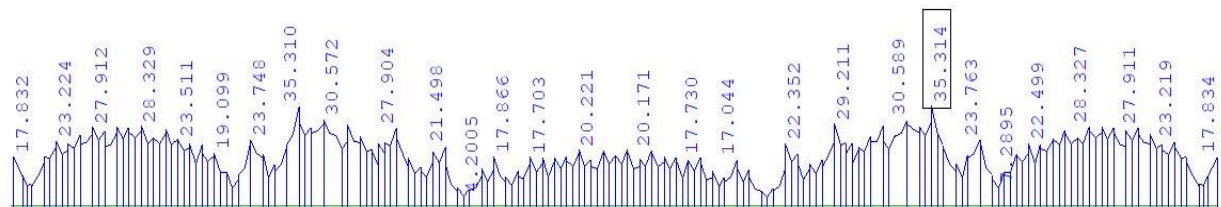
#### Άνω πέλημα δικτυώματος



Σχήμα 7.17 Μέγιστες τάσεις Von Mises του άνω πέματος δικτυώματος πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$ ,  $\gamma_{MF}$  και  $\Phi_2$  για την πρότυπη φόρτιση LM 71

Επομένως για το άνω πέλημα δικτυώματος μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 30,43MPa.

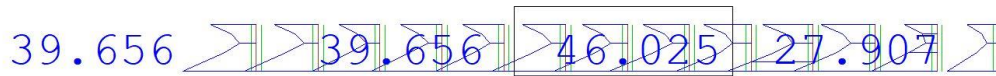
#### Κάτω πέλημα δικτυώματος



Σχήμα 7.18 Μέγιστες τάσεις Von Mises του κάτω πέματος δικτυώματος πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$ ,  $\gamma_{MF}$  και  $\Phi_2$  για την πρότυπη φόρτιση LM 71

Επομένως για το κάτω πέλημα δικτυώματος μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 35,31MPa.

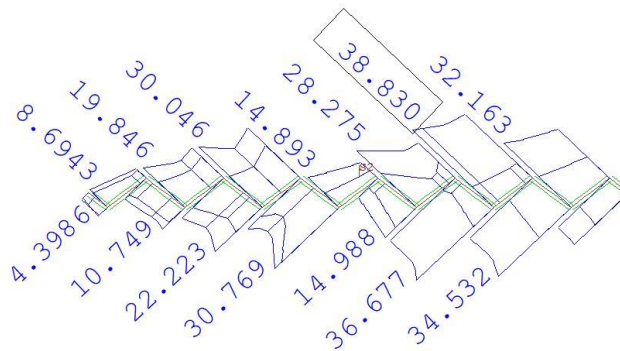
## 7.2.2.3 Ορθοστάτες δικτυώματος



Σχήμα 7.19 Μέγιστες τάσεις Von Mises των ορθοστατών δικτυώματος πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$ ,  $\gamma_{MF}$  και  $\Phi_2$  για την πρότυπη φόρτιση LM 71

Επομένως για τους ορθοστάτες δικτυώματος μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 46,03MPa.

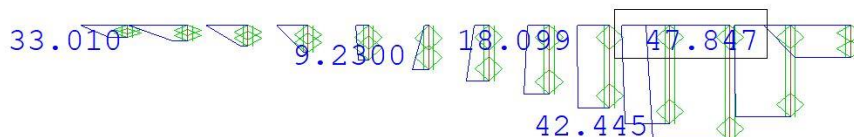
## 7.2.2.4 Διαγώνια μέλη δικτυώματος



Σχήμα 7.20 Μέγιστες τάσεις Von Mises των διαγώνιων μελών δικτυώματος πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$ ,  $\gamma_{MF}$  και  $\Phi_2$  για την πρότυπη φόρτιση LM 71

Επομένως για τα διαγώνια μέλη δικτυώματος μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 38,83MPa.

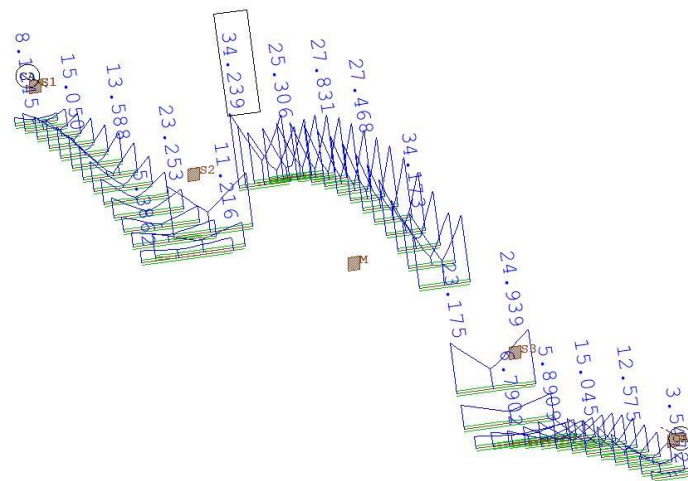
## 7.2.2.5 Υποστυλώματα



Σχήμα 7.21 Μέγιστες τάσεις Von Mises των υποστυλωμάτων πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$ ,  $\gamma_{MF}$  και  $\Phi_2$  για την πρότυπη φόρτιση LM 71

Επομένως για τα υποστυλώματα μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 47,85MPa.

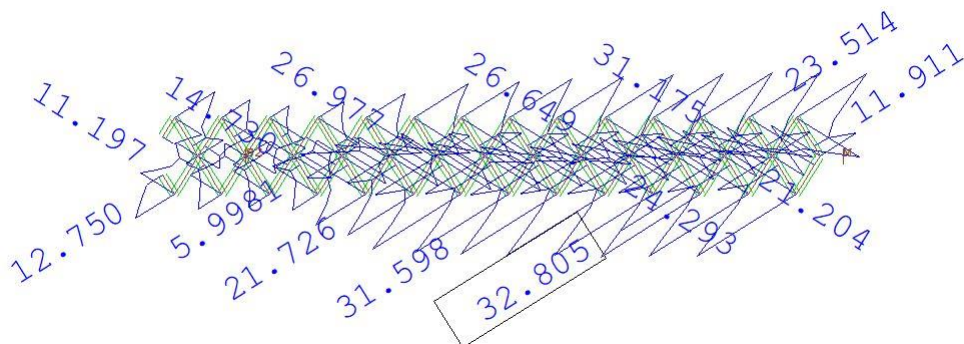
## 7.2.2.6 Αντιανέμιοι σύνδεσμοι



Σχήμα 7.22 Μέγιστες τάσεις Von Mises των αντιανέμιων συνδέσμων του τόξου πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$ ,  $\gamma_{MF}$  και  $\Phi_2$  για την πρότυπη φόρτιση LM 71

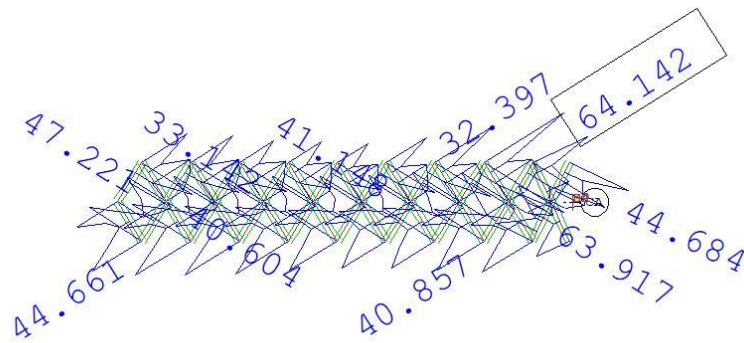
Επομένως για τους αντιανέμιους συνδέσμους του τόξου μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 34,24MPa.

## 7.2.2.7 Χιαστοί σύνδεσμοι

Χιαστοί σύνδεσμοι οδικού κλάδου

Σχήμα 7.23 Μέγιστες τάσεις Von Mises των χιαστοί συνδέσμων του οδικού κλάδου πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$ ,  $\gamma_{MF}$  και  $\Phi_2$  για την πρότυπη φόρτιση LM71

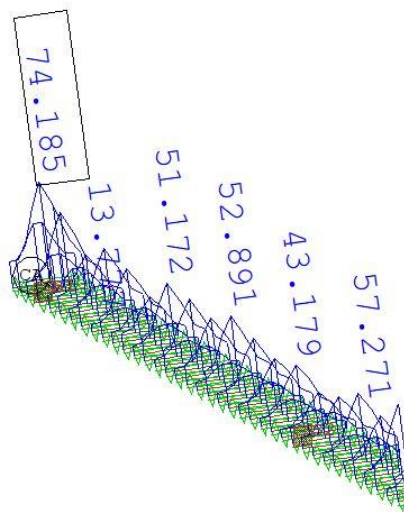
Επομένως για τους χιαστοί σύνδεσμους του οδικού κλάδου μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 32,80MPa.

Χιαστοί σύνδεσμοι σιδηροδρομικού κλάδου

Σχήμα 7.24 Μέγιστες τάσεις Von Mises των χιαστοί συνδέσμων του σιδηροδρομικού κλάδου πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$ ,  $\gamma_{MF}$  και  $\Phi_2$  για την πρότυπη φόρτιση LM71

Επομένως για τους χιαστοί σύνδεσμους του σιδηροδρομικού κλάδου μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 64,14MPa.

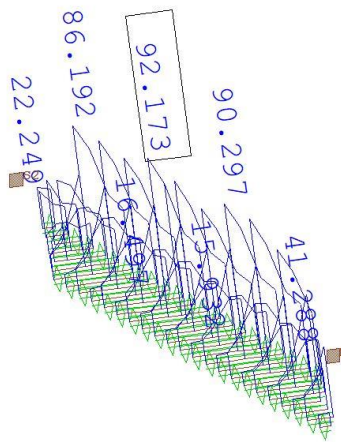
## 7.2.2.8 Διαδοκίδες

Διαδοκίδες οδικού κλάδου

Σχήμα 7.25 Μέγιστες τάσεις Von Mises των διαδοκίδων του οδικού κλάδου πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$  και  $\gamma_{MF}$ ,  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$ ,  $\gamma_{MF}$  και  $\Phi_2$  για την πρότυπη φόρτιση LM71

Επομένως για τους χιαστοί σύνδεσμους του σιδηροδρομικού κλάδου μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 74,19MPa.



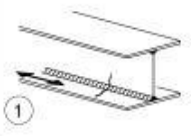
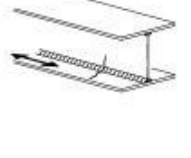





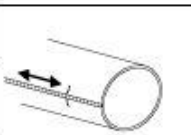
Διαδοκίδες σιδηροδρομικού κλάδου

Σχήμα 7.26 Μέγιστες τάσεις Von Mises των διαδοκίδων του οδικού κλάδου πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές  $\lambda$ ,  $\gamma_{FF}$  και  $\gamma_{MF}$  για την πρότυπη φόρτιση LM 3

Επομένως για τις διαδοκίδες του σιδηροδρομικού κλάδου μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης με αντοχή μεγαλύτερη των 92,17MPa.

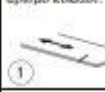

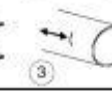


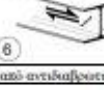






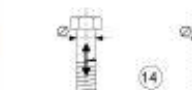
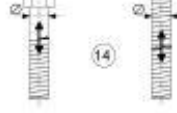
Η επιλογή της κατηγορίας λεπτομέριας γίνεται από τους πίνακες 8.1 έως 8.10 του EN1993-1-9<sup>[24]</sup>. Παρακάτω παρατείνονται δύο αποσπάσματα των πινάκων του ευρωκώδικα.

Συνεπώς μπορεί να ληφθεί λεπτομέρεια κόπωσης 100 συνολικά για την κατασκευή ή να επιλεχθεί η ελάχιστη λεπτομέρεια για κάθε μέλος του φορέα προκειμένου να καλύπτεται η απαίτηση κόπωσης για τη μέγιστη τάση λόγω της πρότυπης φόρτισης LM 3 και της LM 71.

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
125		<u>Συνεχείς διαμήκειες ραφές:</u> 1) Αυτόματες αμφίπλευρες εσωραφές. 2) Αυτόματες εξωραφές. Έλεγχος αρμοκαλιόπτητων βάσει λεπτομ. 6) ή 7) του Πίνακα 8.5.	<u>Λεπτομέρειες 1) και 2):</u> Απαγορεύεται θέση αρχής/τέλους εκτός εάν η επίσκεψη γίνεται από ειδικό και ακολουθεί έλεγχος καλής εκτέλεσης της επίσκευσης.
112		3) Αυτόματες αμφίπλευρες εσωραφές ή εξωραφές με ενδιάμεσες στάσεις. 4) Αυτόματες μονόπλευρες εσωραφές, με συνεχή υπόθεμα, αλλά χωρίς ενδιάμεσες στάσεις.	4) Όταν η λεπτομέρεια αυτή έχει ενδιάμεσες στάσεις να χρησιμοποιείται η κατηγορία 100.
100		5) Χειροποίητες εσωραφές ή εξωραφές. 6) Χειροποίητες ή αυτόματες μονόπλευρες εσωραφές, ειδικά για κλειστές διατομές.	5), 6) Απαιτείται τέλεια συναρμογή πέλματος-κορμού. Προετοιμασία ακμής κορμού ώστε να φαίνεται και να πληρώνεται επαρκώς η ρίζα για την αποφυγή τοπικής αστοχίας.
100		7) Χειροποίητες ή αυτόματες εσωραφές ή εξωραφές για κατηγορίες 1) έως 6).	7) Η αρχική κατηγορία μπορεί να αποκατασταθεί με λείανση από ειδικό για την εξάλειψη όλων των εμφανών ατελειών και επαρκή έλεγχο.
80		8) Διακοπτόμενες διαμήκειες εξωραφές. $g/h \leq 2,5$	8) Η Δσ βασίζεται στην ορθή τάση του πέλματος.
71		9) Διαμήκειες εσωραφές, εξωραφές ή διακοπτόμενες ραφές με οπή συναρμογής ύψους όχι μεγαλύτερου από 60mm. Για οπές συναρμογής με ύψος > 60 mm βλ. λεπτ. 1) στον Πίνακα 8.4	9) Η Δσ βασίζεται στην ορθή τάση του πέλματος.
125		10) Διαμήκειες εσωραφές, αμφίπλευρη έγκαιση ρίζας παράλληλα στο φορτίο, 100% NDT	
112		10) Χωρίς λείανση και ενδιάμεσες στάσεις	
90		10) με ενδιάμεσες στάσεις	
140		11) Διαμήκειες αυτόματες εξωραφές με ή χωρίς ενδιάμεσες στάσεις σε κοίλες διατομές	11) Ελεύθερες ατελειών πέραν των ανοχών της EN 1090. Πάχος τοιχώματος $t \leq 12,5$ mm.
125		11) Διαμήκειες αυτόματες εξωραφές με ή χωρίς ενδιάμεσες στάσεις σε κοίλες διατομές	11) Πάχος τοιχώματος $t > 12,5$ mm.
90		11) με ενδιάμεσες στάσεις	

Για τις λεπτομέρειες 1 έως 11 με πλήρως μηχανική μόρφωση ραφών ισχύουν τα ανάλογα των κατηγοριών με αυτόματη μόρφωση ραφών.

Πίνακας 7.7 Συγκολλητές διατομές

Κατηγορία λεπτομέρειας	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
160	<b>ΣΗΜΕΙΩΣΗ</b> Η κοπή της αντοχής σε κόπηση που αντιστοιχεί στην κατηγορία 160 είναι η υψηλότερη. Καμία λεπτομέρεια δεν μπορεί να επιτύχει καλύτερη αντοχή κόπησης για οποιοδήποτε αριθμό κύκλων.   	Ελατά και προσωρινά προϊόντα: 1) Ελάσματα και λάμες 2) Ελαστές διατομής 3) Μη συγκολλητές ορθογωνικές ή κυκλικές κοιλίες διατομής.	Διατομώσεις 1) έως 3): Αιχμηρές ακμές, σφαιρικοί ελαττώματα και ορατά μέρη ελαστών πρέπει να αφαιρούνται με λείανση μέχρις απομακρύνσεως και ορατής μετάβασης.
140		Ελάσματα που κόβονται με ψαλίδισμα ή φλόγα. 4) Μηχανική κοπή υλικού με φλόγα ή ψαλίδισμα και ακολούθως καθαρισμός.	4) Όπως οι ορατές εγκοπές στα άκρα θα αξιολογούνται. Οι αιχμηρές κοπές θα καταργούνται ή θα λειάνονται και θα αφαιρούνται όλα τα γράμ. Όπως οι μηχανικές εγκοπές π.χ. από λείανση, θα πρέπει να είναι παράλληλες στις τάσεις.
125		5) Υλικό που κόβεται μηχανικά με φλόγα και με γυαλή κοπής με ραβδί και κανονικές εγκοπές ή χειρωνακτική κοπή με φλόγα, και ακολούθη επεξεργασία για την εξάλειψη απόλοιπων κοπής. Μηχανική κοπή υλικού με φλόγα κατά τις προδιαγραφές EN 1090.	Διατομώσεις 4) και 5): - Επιμέτρησης γωνίας θα λειάνονται (κλίση $\leq 1/4$ ) ή θα υπολογίζονται με κατάλληλους συντελεστές συγκέντρωσης τάσεων. - Δεν επιδέχονται με απανασκοκλήση.
100 m = 5	 	6) και 7) Ελατά και προσωρινά προϊόντα όπως στις λεπτομ. 1), 2), 3)	Διατομώσεις 6) και 7): Η Δτ υπολογίζεται από: $\tau = \frac{V S(t)}{I t}$
Για τις λεπτομέρειες 1 - 5 από αντιβαθμιακό γράβι να χρησιμοποιείται η ομίχλια γωνιολόγητη κατηγορία.			
112		8) Συμμετρική δίτημη σύνδεση με προεντεταμένους κοχλίες υψηλής αντοχής.	8) Η Δσ να υπολογίζεται για την πλήρη διατομή.
90		8) Συμμετρική δίτημη σύνδεση με κενονικούς κοχλίες. 9) Δίτημη σύνδεση με εφαρμοσμένους κοχλίες. 9) Δίτημη σύνδεση με μη προεντεταμένους ψακασμένους κοχλίες.	8) ... πλήρη διατομή. 9) ... καθαρή διατομή. 9) ... καθαρή διατομή.
		10) Μονότημη σύνδεση με προεντεταμένους κοχλίες υψηλής αντοχής. 10) Μονότημη σύνδεση με κενονικούς κοχλίες.	10) ... πλήρη διατομή. 10) ... πλήρη διατομή.
		11) Δομικό στοιχείο με οπές υπό κάμψη και εφελκυστική δύναμη	11) ... καθαρή διατομή.
80		12) Μονότημη σύνδεση με εφαρμοσμένους κοχλίες. 12) Μονότημη σύνδεση με μη προεντεταμένους ψακασμένους κοχλίες.	12) ... καθαρή διατομή. 12) ... καθαρή διατομή.
50		13) Μονότημη ή δίτημη συμμετρική σύνδεση με μη προεντεταμένους κοχλίες σε κενονικές οπές. Όχι ανακάλυψη φορέων.	13) ... καθαρή διατομή.
50	Επιμέτρηση πάχους για $t > 30\text{mm}$ $k_1 = (30/t)^{0,25}$ 	14) Κοχλίες και ράβδαι υπό εφελκυσμό με σφύρασμα από έλαση ή κοπή. Για μεγάλες διαμέτρους (αγκύρες) η επιδρομή αόχρους λαμβάνεται υπόψη με τον $k_1$ .	14) Η Δσ υπολογίζεται με την αρεικτωμένη διατομή του κοχλία. Εφελκυσμός και κάμψη λόγω δυναμικών μοχλών ή κάμψη από άλλες οπές πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Για προεντεταμένους κοχλίες, η απομείωση του μήκους τάσεων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

Πίνακας 7.8 Επίπεδα μέλη με κοχλιωτές συνδέσεις

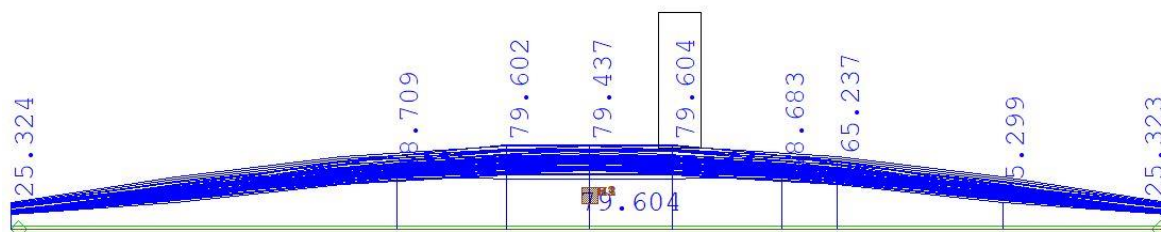
## 8 ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### 8.1 Έλεγχος διαδοκίδων

Κατά την ανέγερση της γέφυρας οι διαδοκίδες ως χαλύβδινες δοκοί που καταπονούνται από τα ίδια βάρη του χαλύβδινου φορέα, τα ίδια βάρη του σκυροδέματος των προπλακών καθώς και από το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος της πλάκας.

#### 8.1.1 Έλεγχος τάσεων Von Mises

Διαδοκίδες οδικού κλάδου



Σχήμα 8.1 Τάσεις Von Mises διαδοκίδων οδικού κλάδου

Η μέγιστη τάση που εμφανίζεται στις διαδοκίδες του οδικού κλάδου, ενισχυμένες και απλές διαδοκίδες, είναι  $\sigma_{v.mises} = 79,60\text{MPa} < 355\text{MPa}$

Επομένως η διατομή των ενισχυμένων και απλών διαδοκίδων του οδικού κλάδου επαρκεί για τον έλεγχο της φάσης κατασκευής.

### Διαδοκίδες σιδηροδρομικού κλάδου



Σχήμα 8.2 Τάσεις Von Mises διαδοκίδων σιδηροδρομικού κλάδου

Η μέγιστη τάση που εμφανίζεται στις διαδοκίδες του σιδηροδρομικού κλάδου, ενισχυμένες και απλές διαδοκίδες, είναι  $\sigma_{v,mises} = 102,77\text{MPa} < 355\text{MPa}$

Επομένως η διατομή των ενισχυμένων και απλών διαδοκίδων του σιδηροδρομικού κλάδου επαρκεί για τον έλεγχο της φάσης κατασκευής.

### 8.1.2 Έλεγχος έναντι λυγισμών

Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι λυγισμού των διαδοκίδων, όπως εξηγήθηκε και στην παράγραφο 4.4 του κεφαλαίου 4, για τη φάση κατασκευής

#### Διαδοκίδες οδικού κλάδου

Παρουσιάζεται ο έλεγχος για τη δυσμενέστερη διαδοκίδα του οδικού κλάδου ανεξαρτήτως από τη διατομή (ενισχυμένη ή απλή) που αποτελείται

**Buckling Resistance of Members [ID 27, LC 15000]**  
EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

#### Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)

	n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
	0.074	0.129	0.235	0.002	0.306 < 1.0	0.364 < 1.0
					Passed✓	Passed✓
n-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)					
n-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)					
m-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)					
m-z	M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1					
nm-y	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61					
nm-z	buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62					

Πίνακας 8.1 Έλεγχος διαδοκίδων οδικού κλάδου έναντι λυγισμού

Όλες οι τιμές του πίνακα είναι μικρότερες της μονάδας.

Επομένως οι διαδοκίδες επαρκούν έναντι λυγισμού.



Διαδοκίδες οδικού κλάδου**Buckling Resistance of Members [ID 178, LC 15000]**

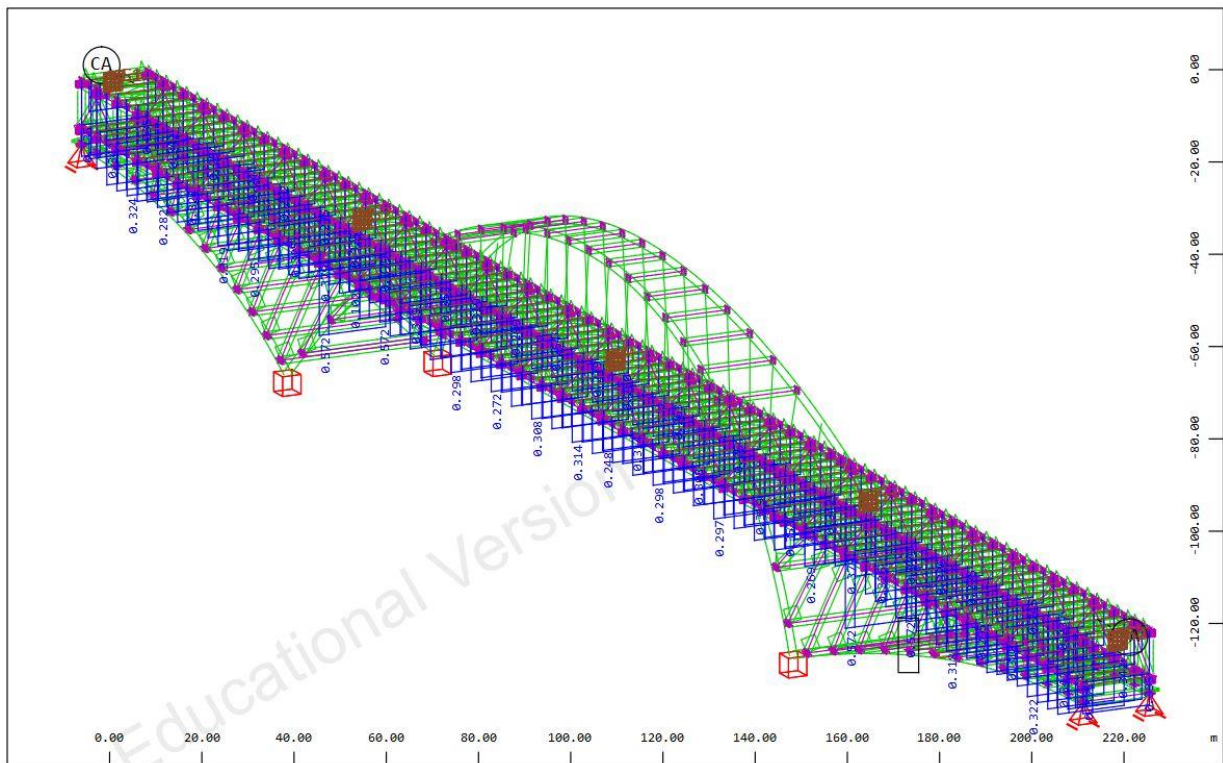
EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

**Stability Check of Uniform Members in Bending and Axial Compression (EN 1993-1-1, 6.3.3)**

n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.223	0.407	0.169	0.001	0.394 < 1.0	0.572 < 1.0
				Passed✓	Passed✓
n-y buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,y,Rd)					
n-z buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.46 (N-Ed / N-b,z,Rd)					
m-y buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.54 (M-y,Ed / M-b,Rd)					
m-z M-z,Ed / M-z,Rk/γ-M1					
nm-y buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.61					
nm-z buckling resistance according to EN 1993-1-1, Eq. 6.62					

Πίνακας 8.2 Έλεγχος διαδοκίδων σιδηροδρομικού κλάδου έναντι λυγισμού

Όλες οι τιμές του πίνακα είναι μικρότερες της μονάδας επομένως οι διαδοκίδες επαρκούν έναντι λυγισμού.



Σχήμα 8.3 Utilisation level decisive

**8.2 Ανέγερση**

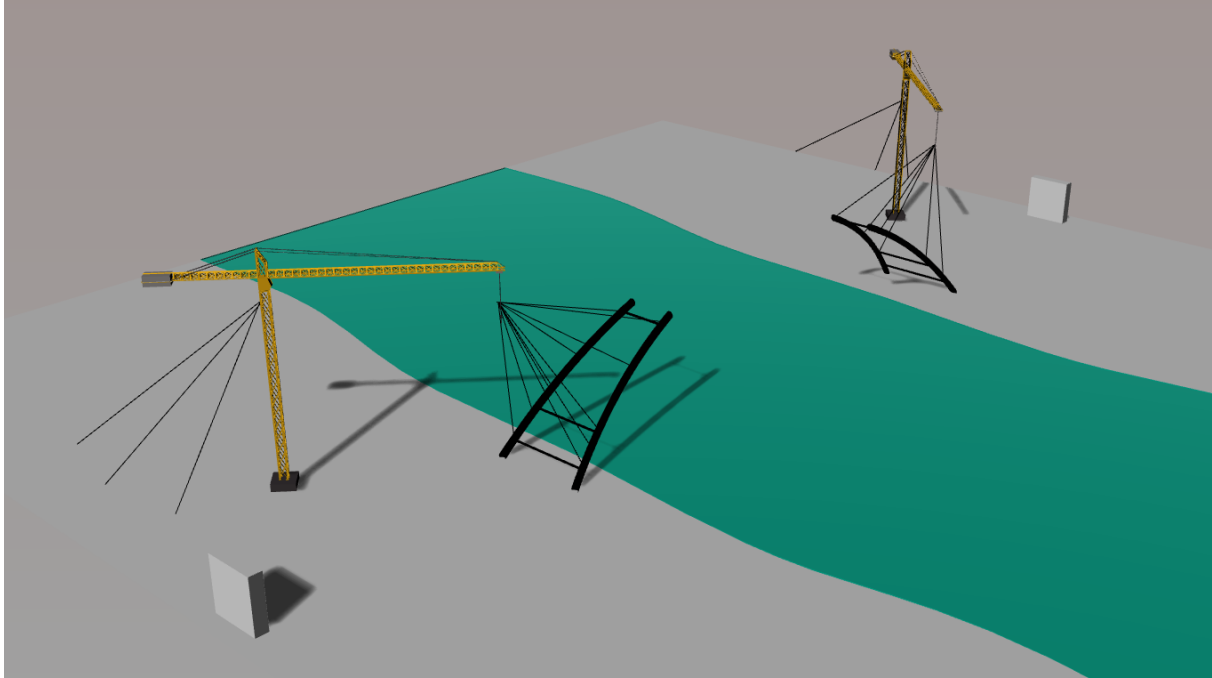
Η ανέγερση της κατασκευής επιτυγχάνεται μέσω των παρακάτω βημάτων :

- Ανέγερση μεσαίου τόξου με χρήση γερανών τύπου Hammerhead tower ή Luffing tower. Οι γερανοί συγκρατούν τα μέλη των τόξων με χρήση καλωδίων, καθώς οι ίδιοι συγκρατούνται μέσω καλωδίων τα οποία αγκυρώνονται στο έδαφος σε ειδικά σημεία στην αντίθετη κατεύθυνση από το τόξο.
- Ανέγερση ακριανών τόξων.
- Κατασκευή του δικτύματος ξεκινώντας από τα δύο άκρα της γέφυρας και κατασκευάζοντας το τμηματικά συμμετρικά, από υποστυλώμα ως υποστυλώμα και από αναρτήρα ως αναρτήρα, προς το μεσαίο τόξο.

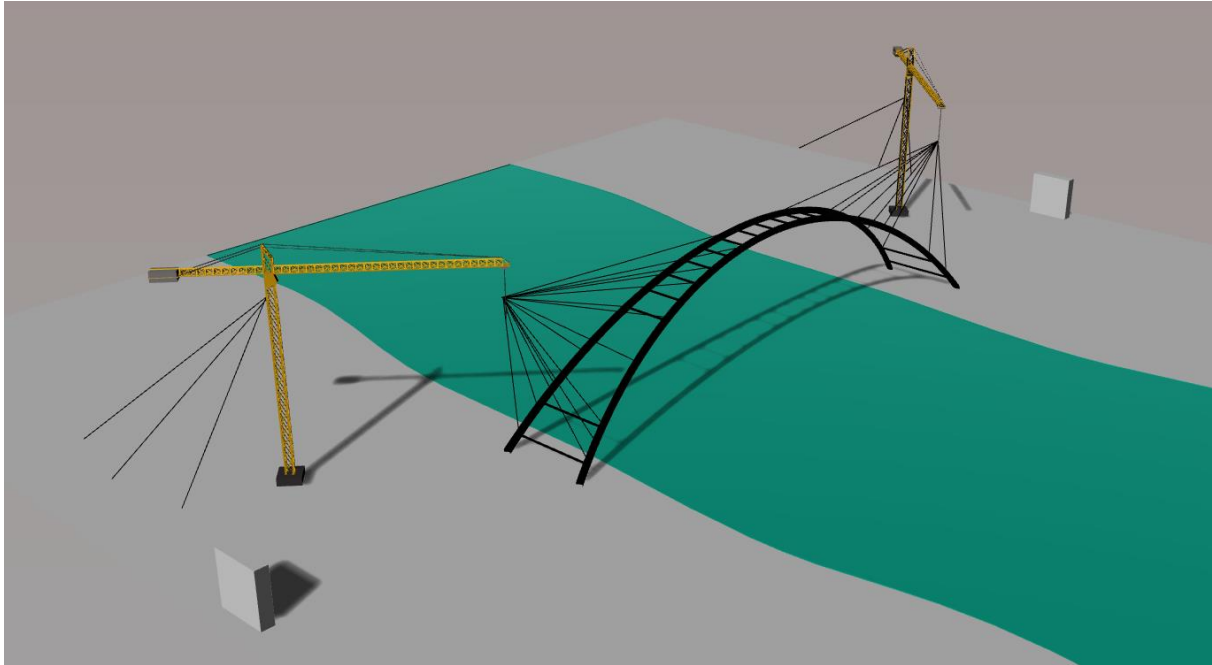


Όπου κρίνεται αναγκαίο θα χρησιμοποιούνται βοηθητικά συστήματα προσωρινών στηρίξεων που θα αφαιρεθούν μετά το πέρας της ανέγερσης.

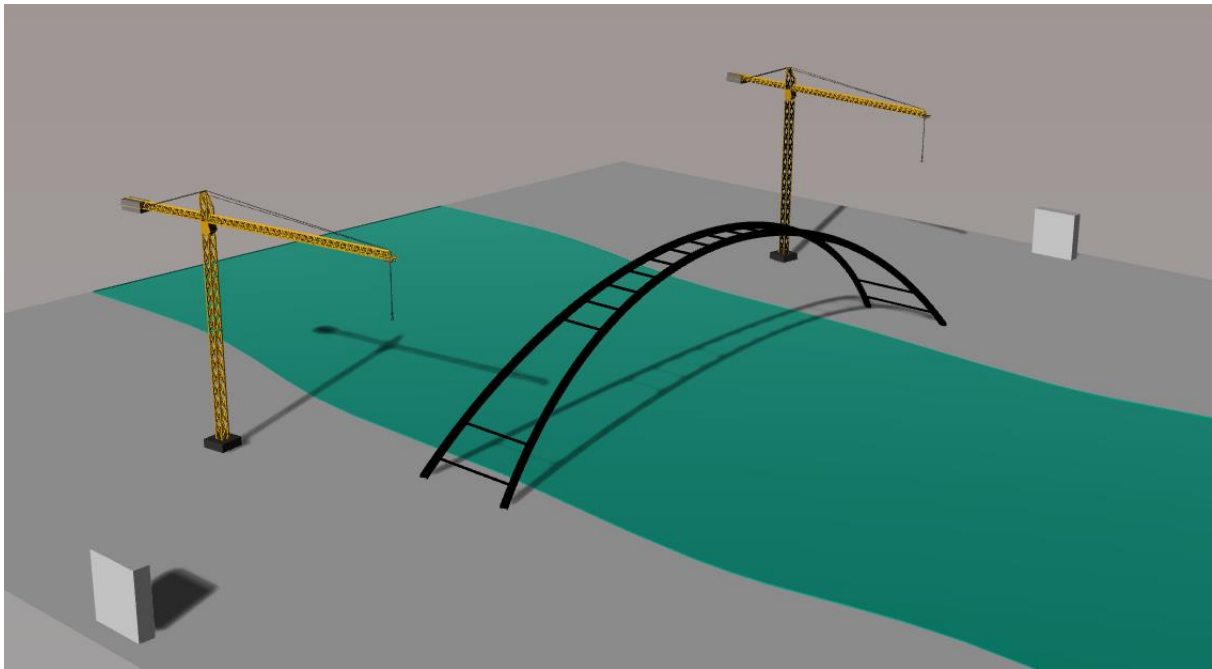
Παρακάτω παρουσιάζεται σχηματικά ο τρόπος ανέγερσης της γέφυρας.



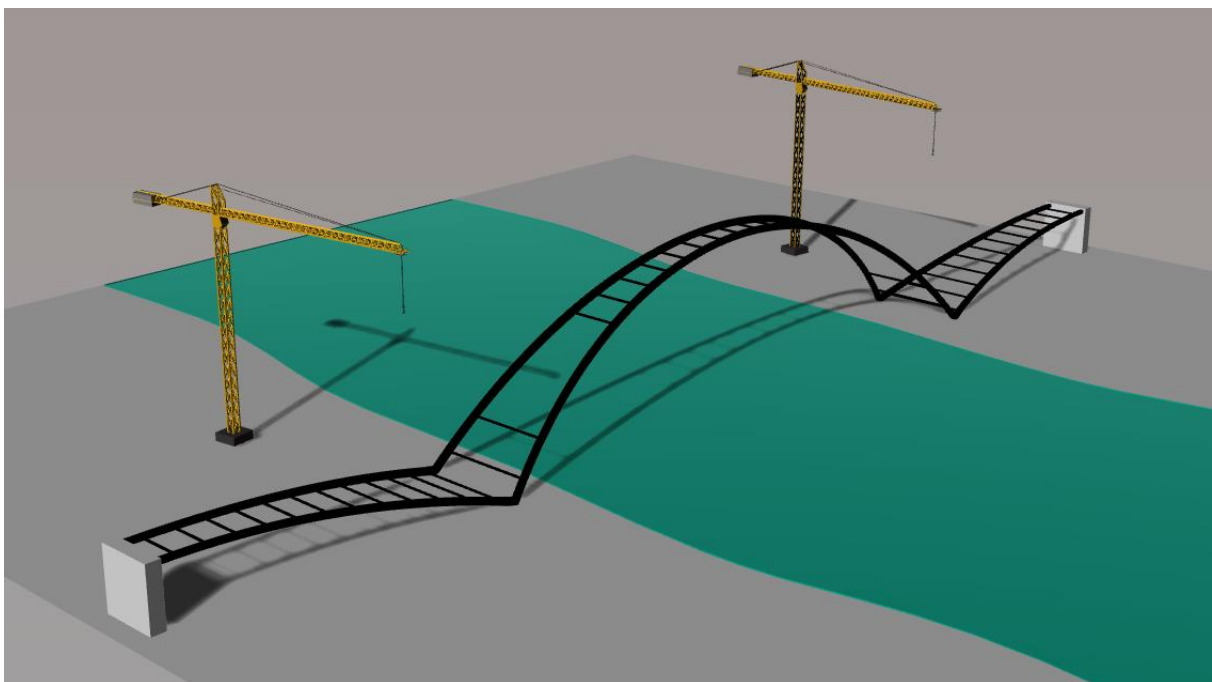
*Σχήμα 8.4 Ανέγερση τμήματος του μεσαίου τόξου*



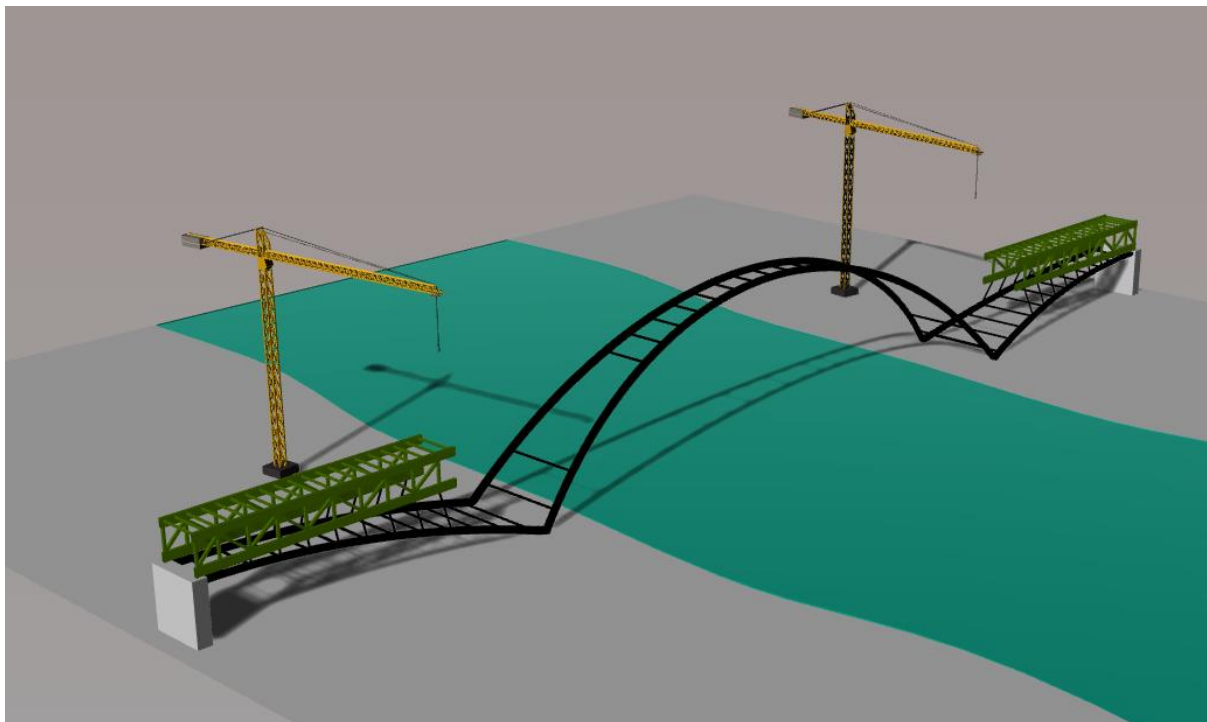
*Σχήμα 8.5 Ανέγερση υπόλοιπου μεσαίου τόξου*



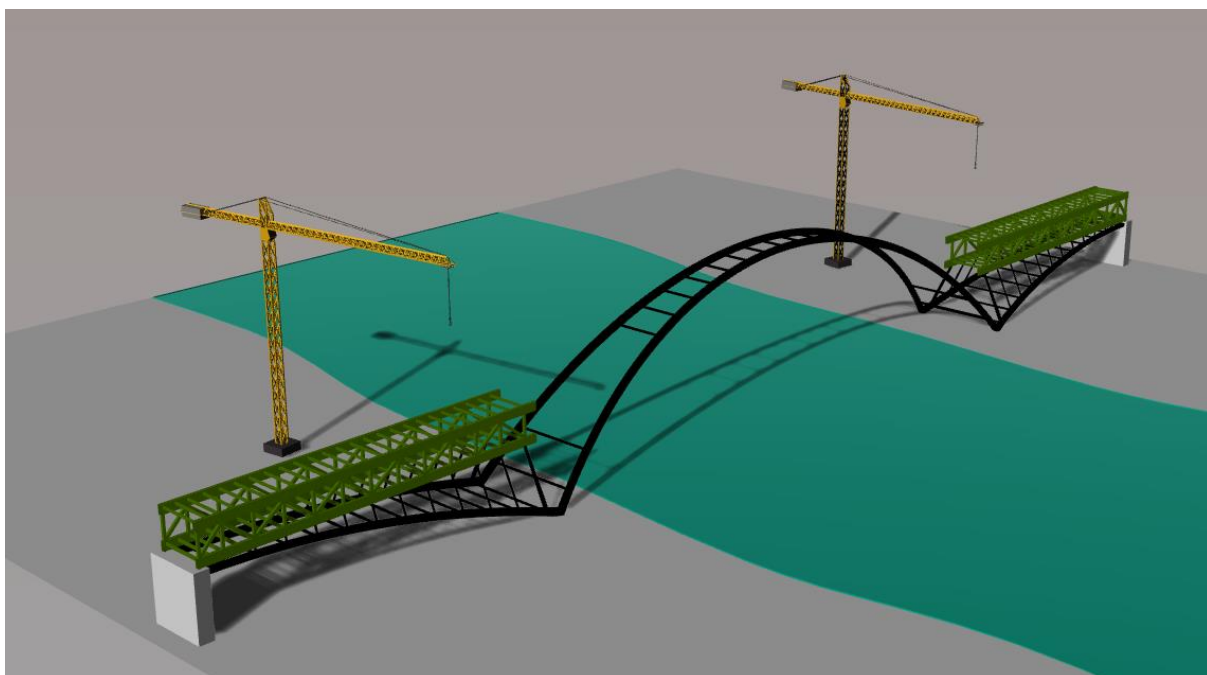
Σχήμα 8.6 Ολοκλήρωση ανέγερσης του μεσαίου τόξου



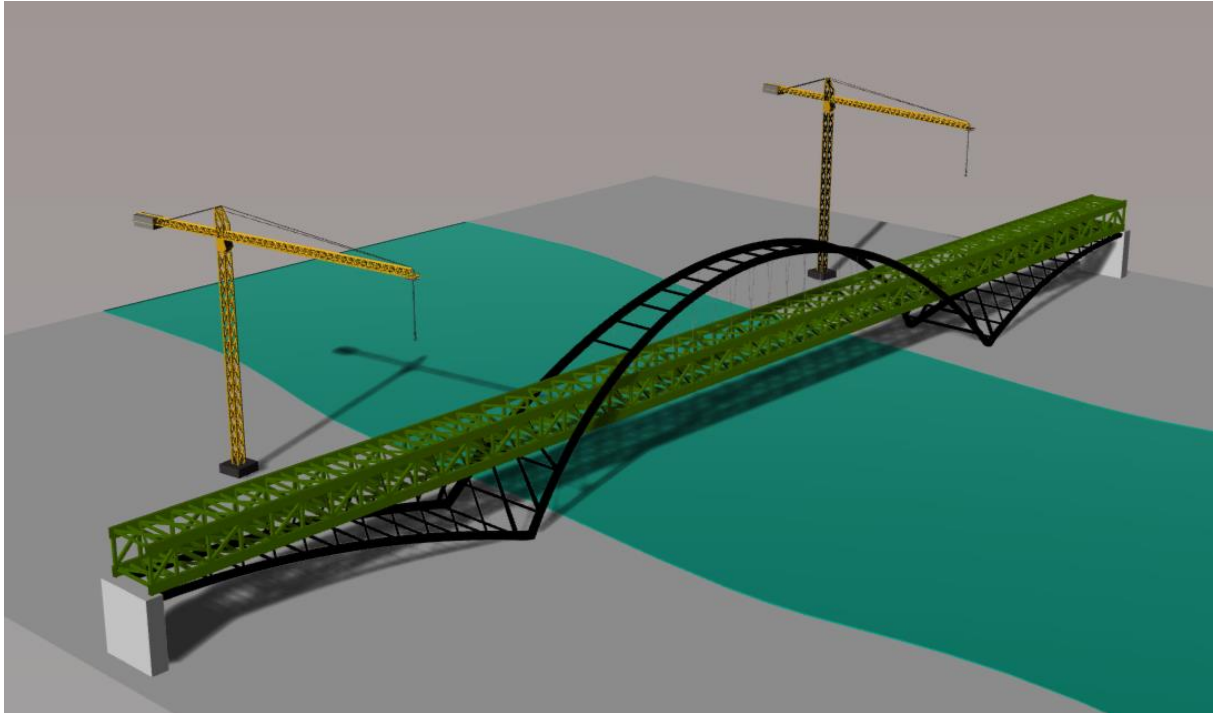
Σχήμα 8.7 Ανέγερση ακριανών τόξων



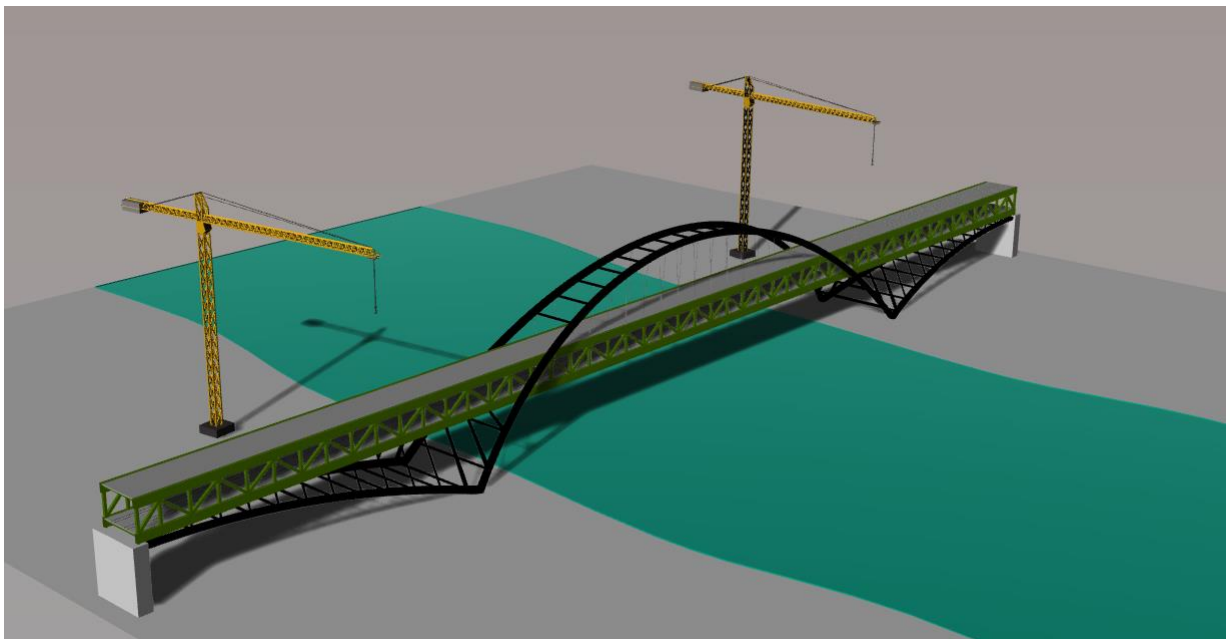
*Σχήμα 8.8 Ανέγερση τμήματος του δικτυώματος*



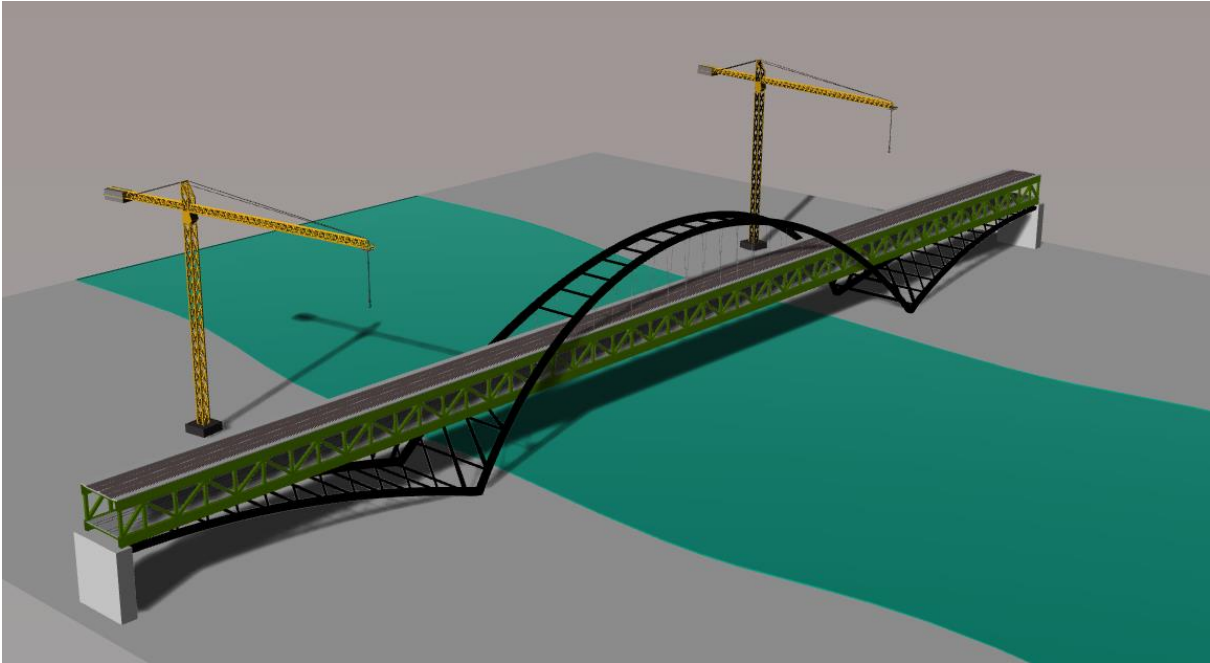
*Σχήμα 8.9 Ολοκλήρωση ανέγερσης δικτυώματος στα ακριανά ανοίγματα*



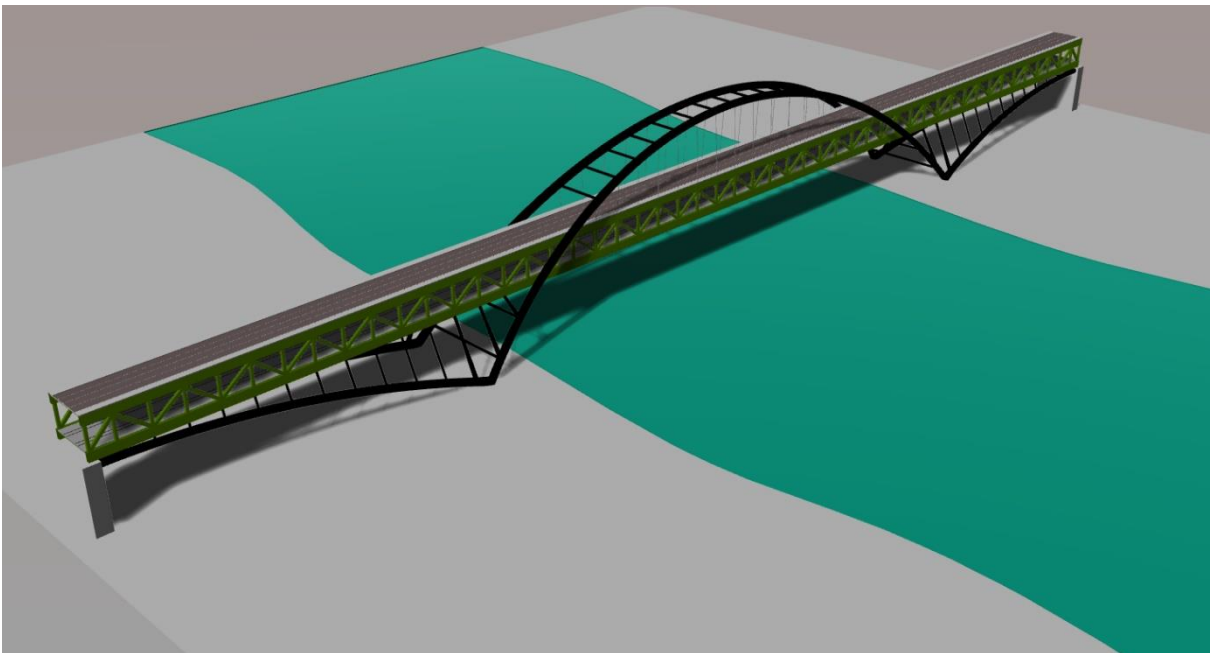
Σχήμα 8.10 Ανέγερση ολόκληρου του δικτύώματος



Σχήμα 8.11 Τοποθέτηση προπλακών και έκχυση σκυροδέματος πλακών καταστρωμάτων



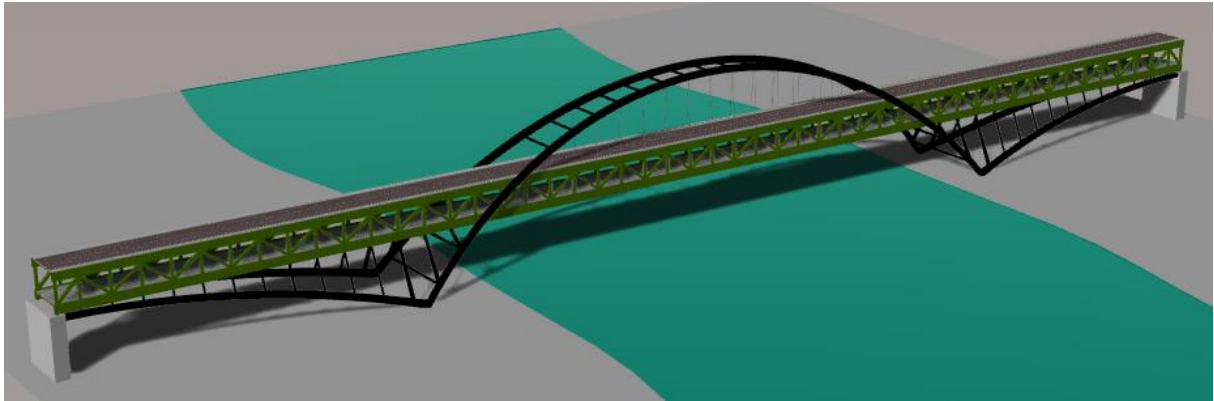
*Σχήμα 8.12 Κατασκευή πεζοδρομίων, διαμόρφωση οδού κυκλοφορίας οδικού κλάδου και τοποθέτηση συστήματος ERS σιδηροδρομικού κλάδου.*



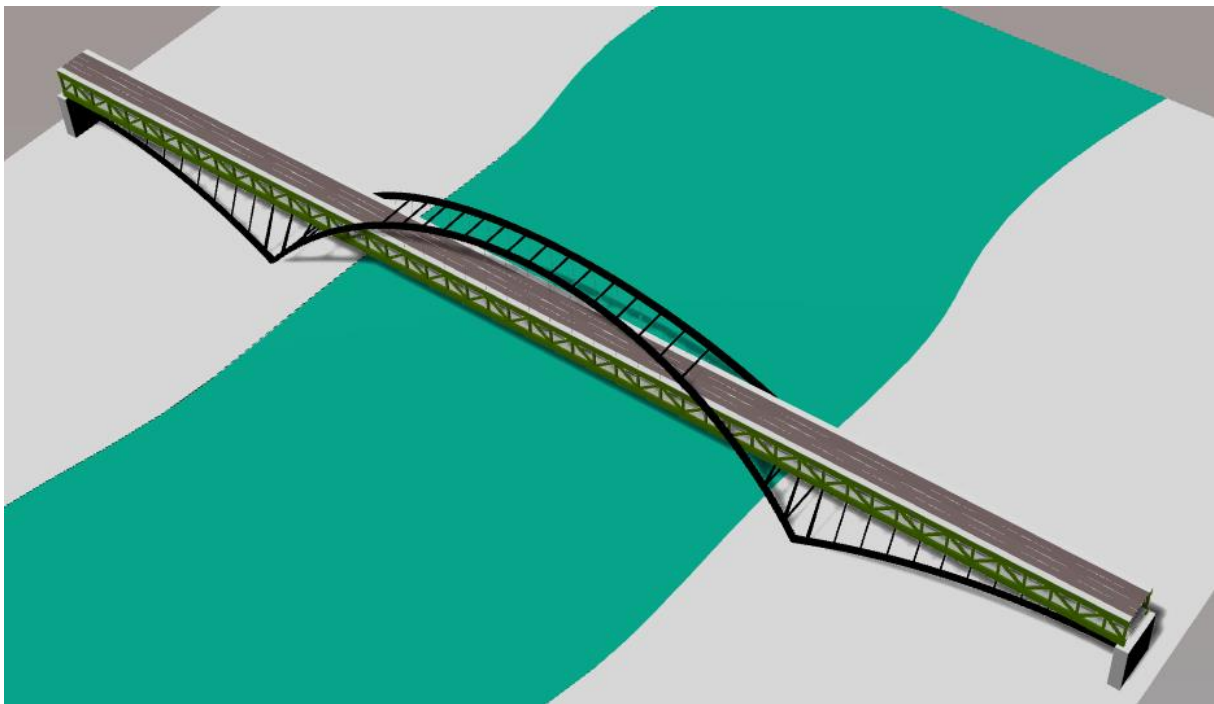
*Σχήμα 8.13 Γέφυρα μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής της*

Το ανοιγμένο βάρος του χαλύβδινου φορέα ανά  $m^2$  ισούται με  $1400kg/m^2$ .

### 8.3 Προοπτικά και Φωτορεαλιστικά Σχέδια

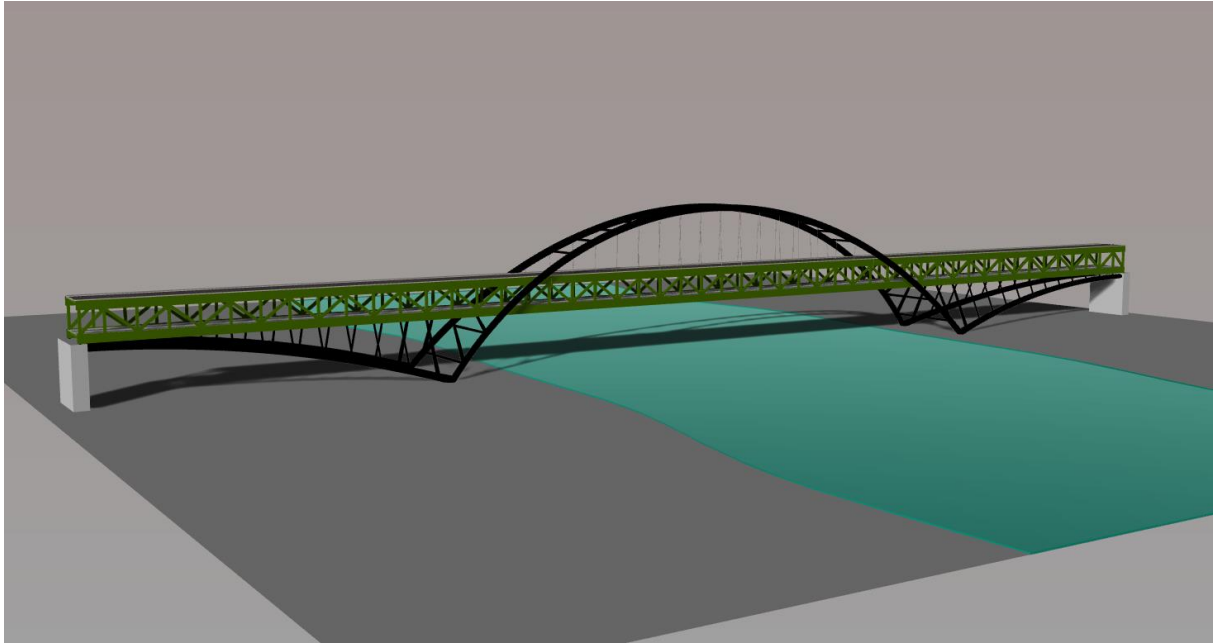


Σχήμα 8.14 Προοπτικό σχέδιο γέφυρας

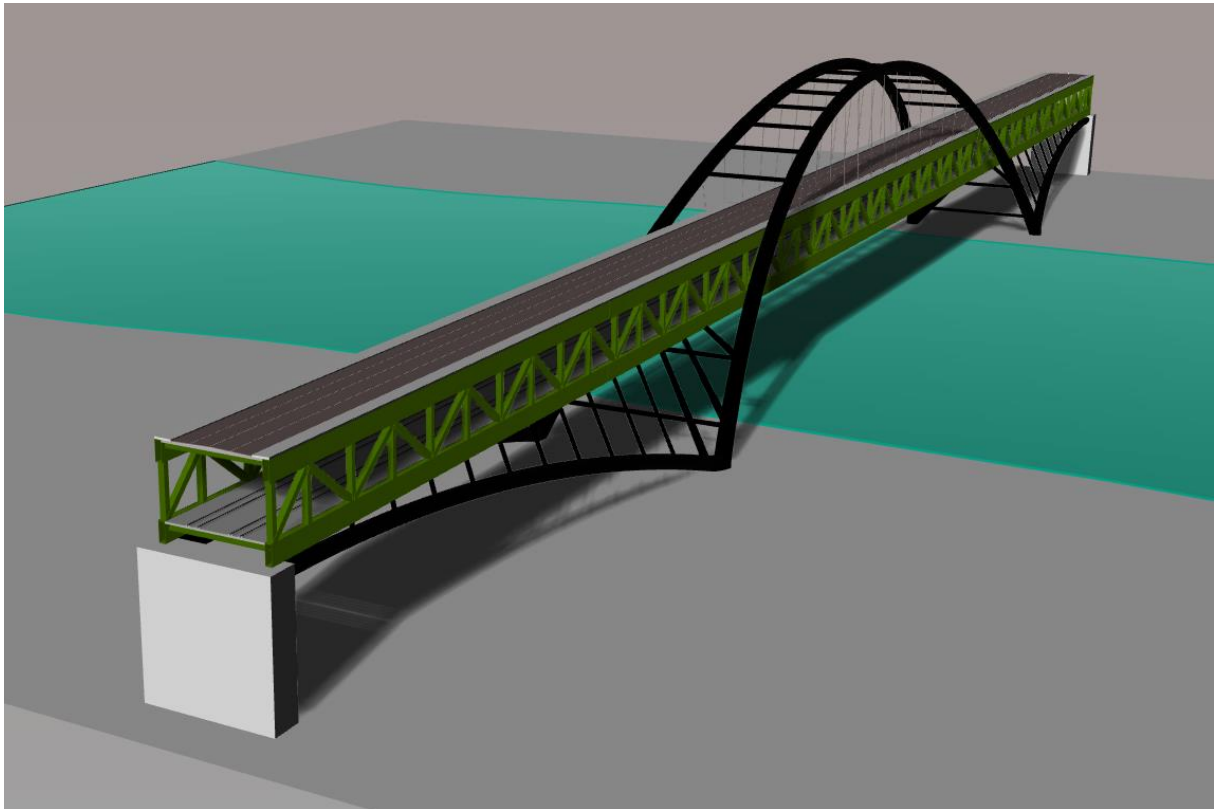


Σχήμα 8.15 Προοπτικό σχέδιο γέφυρας

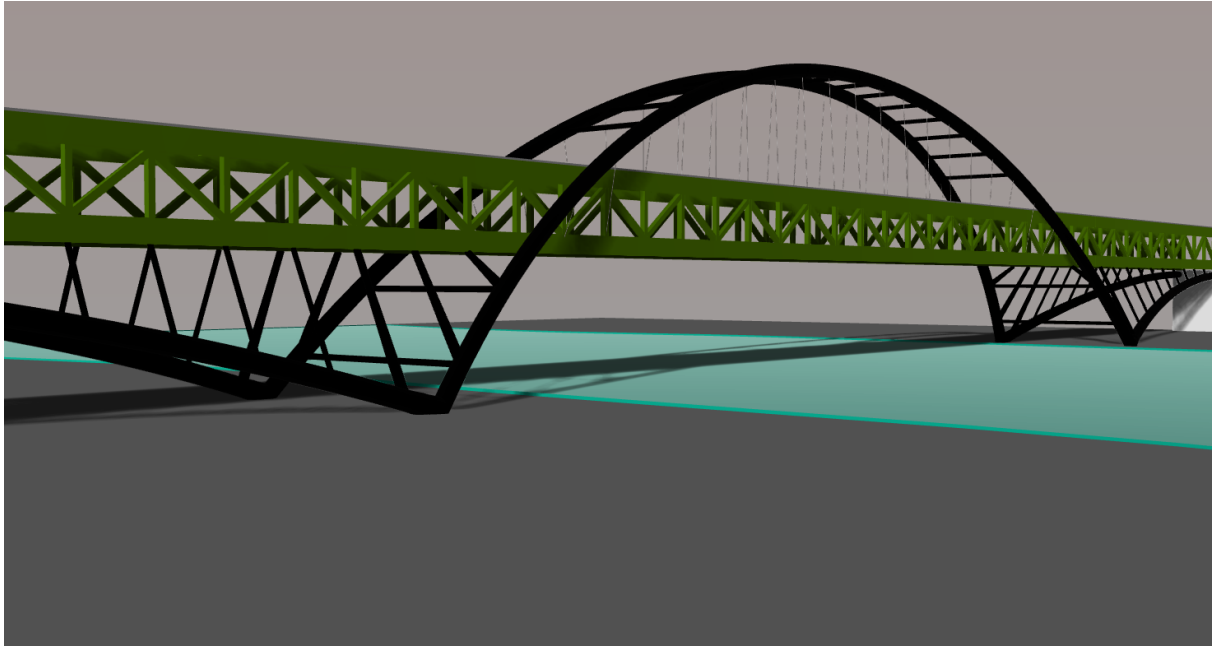




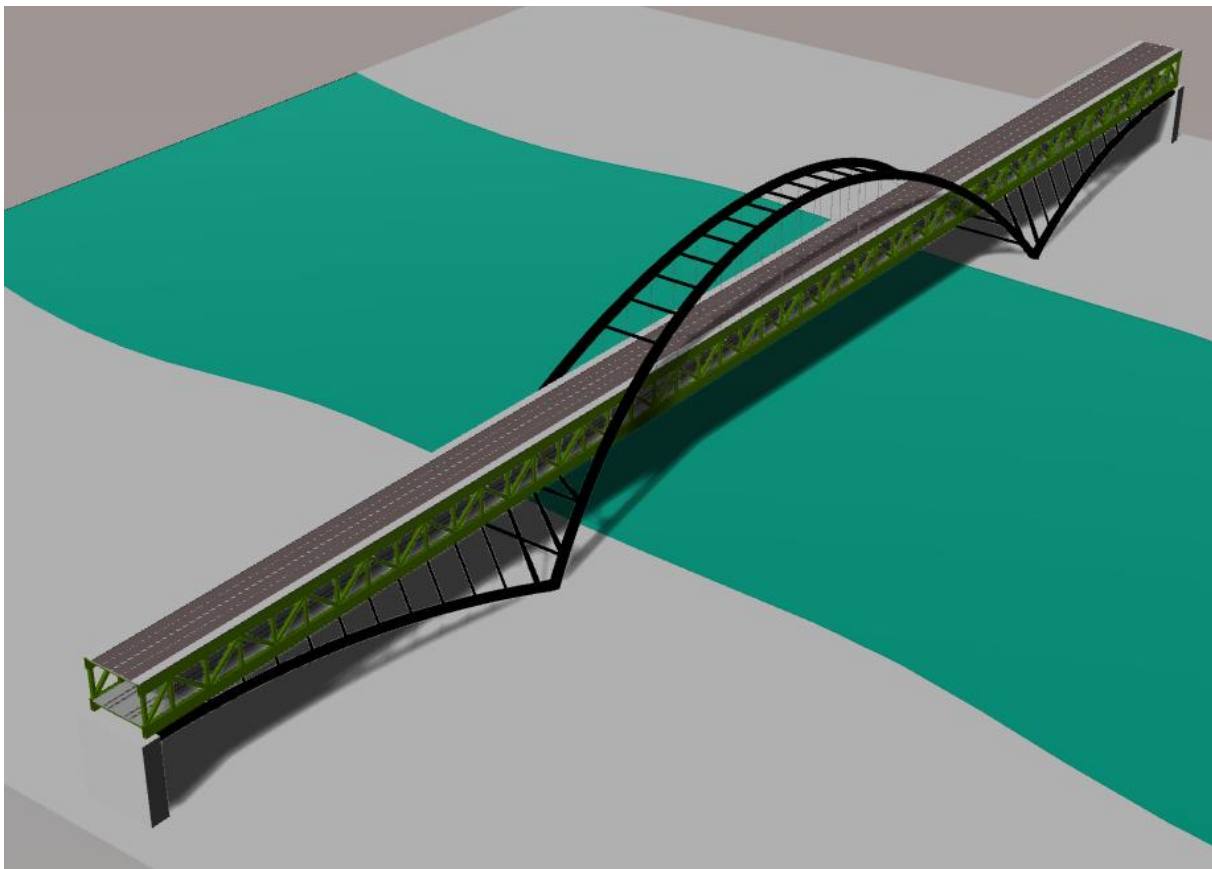
Σχήμα 8.16 Προοπτικό σχέδιο γέφυρας



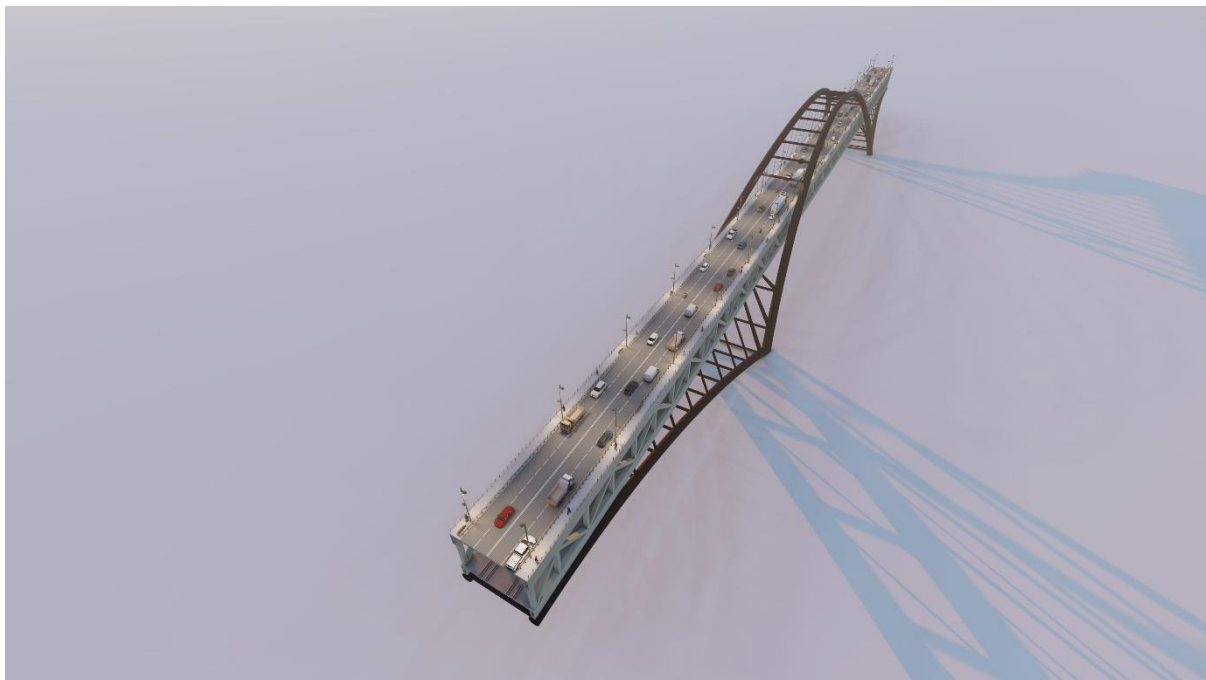
Σχήμα 8.17 Προοπτικό σχέδιο γέφυρας



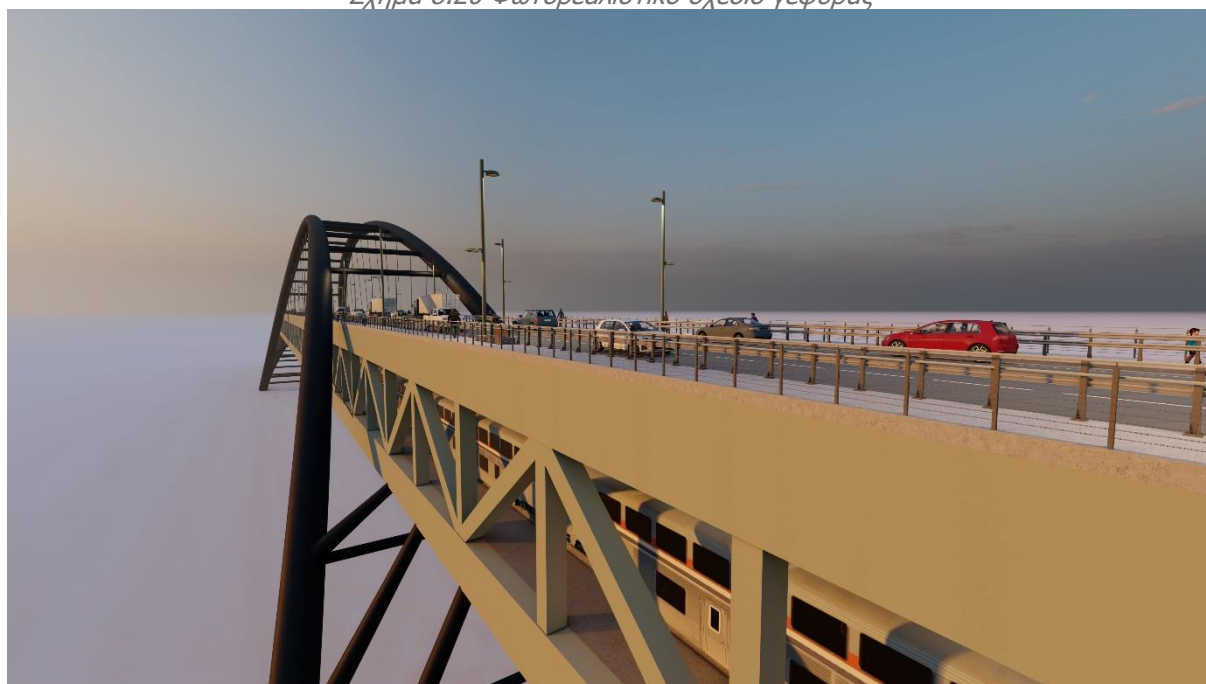
Σχήμα 8.18 Προοπτικό σχέδιο γέφυρας



Σχήμα 8.19 Προοπτικό σχέδιο γέφυρας



*Σχήμα 8.20 Φωτορεαλιστικό σχέδιο γέφυρας*



*Σχήμα 8.21 Φωτορεαλιστικό σχέδιο γέφυρας*



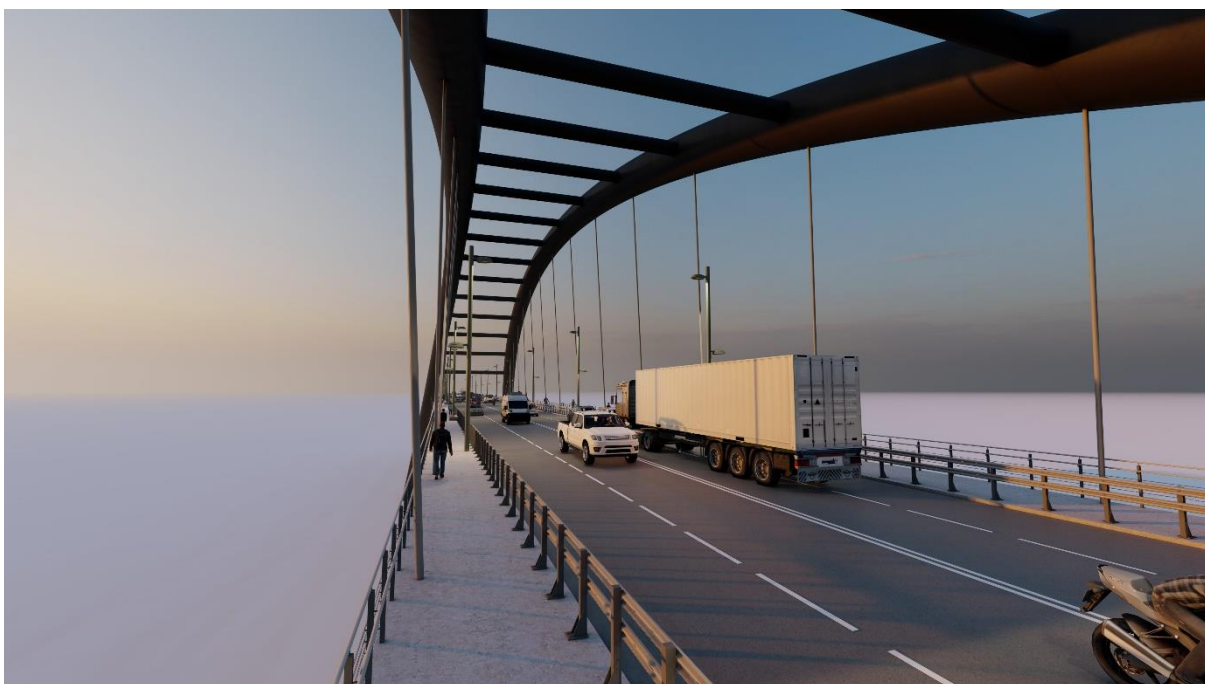
Σχήμα 8.22 Φωτορεαλιστικό σχέδιο γέφυρας



Σχήμα 8.23 Φωτορεαλιστικό σχέδιο γέφυρας



*Σχήμα 8.24 Φωτορεαλιστικό σχέδιο γέφυρας*



*Σχήμα 8.25 Φωτορεαλιστικό σχέδιο γέφυρας*





*Σχήμα 8.26 Φωτορεαλιστικό σχέδιο γέφυρας*



*Σχήμα 8.27 Φωτορεαλιστικό σχέδιο γέφυρας*





*Σχήμα 8.28 Φωτορεαλιστικό σχέδιο γέφυρας*



*Σχήμα 8.29 Φωτορεαλιστικό σχέδιο γέφυρας*

## 9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ιωάννης Βάγιας, Άρης Ηλιόπουλος, Πάυλος Θανάπουλος. «Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Ιωάννης Βάγιας. «Σύμμικτες Κατασκευές από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα, 3<sup>η</sup> Έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
3. Structurae.net, The largest Database for Civil and Structural Engineers. <https://structurae.net/en/>
4. Britannica.com. Truss Bridges. <https://www.britannica.com/technology/truss-bridge>
5. The 15 Most Famous Truss Bridges Around The World. <https://journeyz.co/the-15-most-famous-truss-bridges-around-the-world/>
6. The top 5 tied-arch Bridges of the 21st century | Structures Insider. <https://www.structuresinsider.com/post/the-top-10-tied-arch-bridges-of-the-21st-century>
7. Wikipedia Truss Bridge. [https://en.wikipedia.org/wiki/Truss\\_bridge](https://en.wikipedia.org/wiki/Truss_bridge)
8. Climates to Travel. <https://www.climatestotravel.com/climate/slovakia>
9. WorldData.info. The Climate in Slovakia. <https://www.worlddata.info/europe/slovakia/climate.php>
10. State Geological Institute of Dionýz Štúr. <https://www.geology.sk/maps-and-data/mapovy-portal/geological-maps/?lang=en>
11. Omnia Bridge Deck. <https://forterra.webaccess.portlandgrey.co.uk/wp-content/uploads/2021/02/Bison%20Omnia%20Bridge%20Deck%20Brochure.pdf>
12. PERMISSIBLE MAXIMUM DIMENSIONS OF LORRIES IN EUROPE (in metres). <https://www.itf-oecd.org/sites/default/files/docs/dimensions-2019.pdf>
13. Teufelberger Redaelli. [https://www.teufelberger.com/media/contentmanager/content/downloads/REDAELLI\\_CABLE\\_SYSTEM\\_04\\_02\\_2021.pdf](https://www.teufelberger.com/media/contentmanager/content/downloads/REDAELLI_CABLE_SYSTEM_04_02_2021.pdf)
14. Bridon Bekaert. <https://www.bridon-bekaert.com/en-gb/steel-and-synthetic-ropes/bridges/tied-arch-bridge/cable-assemblies/spiral-strand>
15. Changsha Aulone Construction. <http://www.aulone.com/>
16. Edilon)(Sedra, Embedded Rail System, <https://www.edilonsedra.com/system/embedded-rail-system/>

17. EN1990, Ευρωκώδικας - Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
18. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1– Δράσεις – Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
19. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1– Δράσεις Στις Κατασκευές – Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005
20. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1– Δράσεις Σε Κατασκευές– Μέρος 1-5 : Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003
21. EN1991-1-6, Ευρωκώδικας 1– Δράσεις Στους Φορείς– Μέρος1.6 : Γενικές δράσεις – Δράσεις κατά τη διάρκεια της κατασκευής, CEN, Βρυξέλλες, Ιούνιος 2005
22. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1– Δράσεις – Μέρος 2<sup>ο</sup> : Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003
23. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005
24. EN1993-1-9, Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα Μέρος1.9 : Κόπωση, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005
25. EN1993-1-11, Eurocode 3 : Design of steel structures with tension components, CEN, Βρυξέλλες, Φεβρουάριος 2003
26. EN1993-2, Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα Μέρος 2 : Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006
27. EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4 – Σχεδιασμός συμμίκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2004
28. EN1994-2, Ευρωκώδικας 4 – Σχεδιασμός συμμίκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα Μέρος 2 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2005
29. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1 : Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2004
30. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 2 : Γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Αύγουστος 2005
31. <https://www.eurail.com/en>
32. [https://en.wikipedia.org/wiki/Arch\\_bridge](https://en.wikipedia.org/wiki/Arch_bridge)

