



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

«Σχεδιασμός Δικτυωτής Τοξωτής Γέφυρας με Σύμμικτο Κατάστρωμα»



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Πλατάνας Ε. Δημήτριος (Επιβλέπων Θανόπουλος Παύλος)

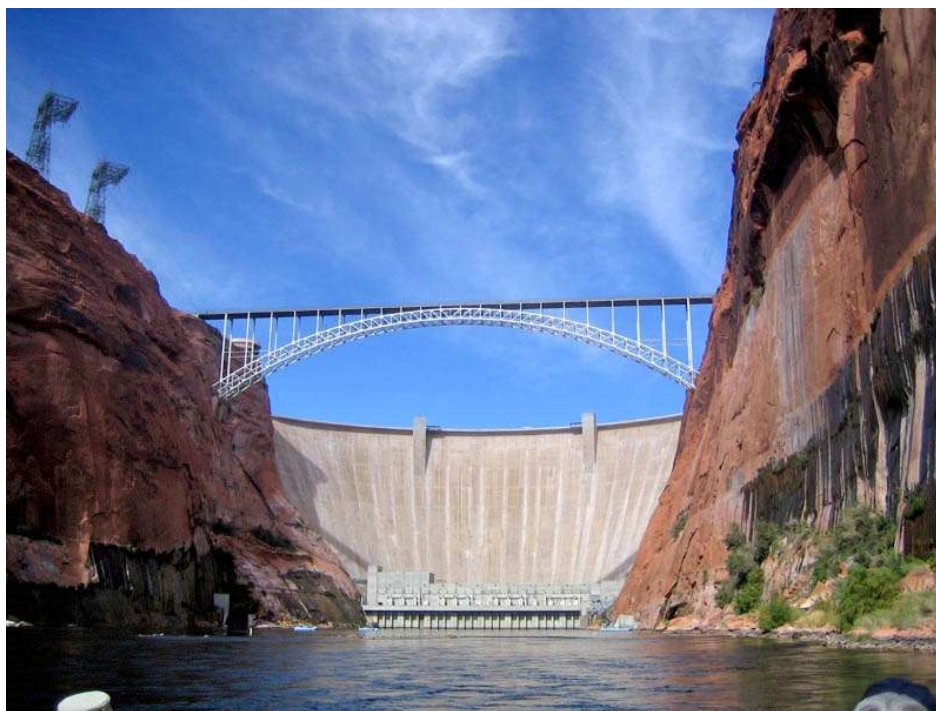
ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2024

ΕΜΚ ΔΕ 2024 9



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

«Σχεδιασμός Δικτυωτής Τοξωτής Γέφυρας με Σύμμικτο Κατάστρωμα»



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Πλατάνας Ε. Δημήτριος (Επιβλέπων Θανόπουλος Παύλος)

ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2024

ΕΜΚ ΔΕ 2024 9

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

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

Copyright © PLATANAS DIMITRIOS, 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).

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Έχοντας φτάσει στο τέλος των προπτυχιακών σπουδών μου, και έχοντας ολοκληρώσει την διπλωματική μου εργασία, θα ήθελα αρχικά να ευχαριστήσω τον κύριο Θανόπουλο για την άψογη συνεργασία που είχαμε και για την αδιάκοπη διάθεση και προθυμία που είχε, να με βοηθήσει και να με καθοδηγήσει, καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας μου, αλλά και γενικότερα στη διάρκεια των σπουδών μου. Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, που με στήριξε και με βοήθησε με κάθε δυνατό τρόπο όλα αυτά τα χρόνια.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

**«Σχεδιασμός Δικτυωτής Τοξωτής Γέφυρας με Σύμμικτο
Κατάστρωμα»**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Πλατάνας Ε. Δημήτριος (Επιβλέπων Θανάπουλος Παύλος)

ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2024

ΕΜΚ ΔΕ 2024 9

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται τη μελέτη και το σχεδιασμό οδικής γέφυρας ενός ανοίγματος με τοξωτό δικτυωτό φορέα. Το συνολικό μήκος του καταστρώματος είναι 224m και το πλάτος του 21,8m. Περιλαμβάνει, 2 κύριες λωρίδες κυκλοφορίας, 1 Λ.Ε.Α. και 1 πεζοδρόμιο ανά κατεύθυνση. Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή με γενικές πληροφορίες και παραδείγματα τοξωτών γεφυρών, ενώ στο 2^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γέφυρας και των μελών της. Στο 3^ο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση των φορτίων της μελέτης, στο 4^ο & 5^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται ο έλεγχος των διατομών σε Οριακή κατάσταση αστοχίας και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αντίστοιχα. Εν συνεχεία, παρουσιάζεται ο έλεγχος της κόπωσης στο 6^ο κεφάλαιο. Στο 7^ο κεφάλαιο αναφέρονται ορισμένα στοιχεία αναφορικά με την κατασκευασιμότητα της γέφυρας, ενώ στο 8^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται μερικές τυπικές συνδέσεις μεταξύ των μελών. Τέλος στο παράρτημα, υπάρχουν κάποια τεύχη υπολογισμών.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
School of Civil Engineering
Laboratory of Metal Structures

"Design of a Arched Truss Bridge with Composite Deck"

THESIS

Platanas E. Dimitrios (Supervisor Thanopoulos Pavlos)

ATHENS, MARCH 2024

EMK ΔΕ 2024 9

ABSTRACT

The present thesis deals with the study and design of a road bridge of a single span with an arched truss. The total length of the deck is 224m and its width is 21.8m. It includes, 2 main lanes, 1 emergency lane and 1 pavement per direction. Chapter 1 provides an introduction with general information and examples of arched bridges, while Chapter 2 presents the geometric characteristics of the bridge and its members. Chapter 3 presents the loads of the study, Chapter 4 & 5 present the design of the cross-sections in Ultimate Limit State and Serviceability Limit State respectively. Subsequently, the fatigue check is presented in chapter 6. In chapter 7, some details regarding the constructability of the bridge are given, while some typical connections between members are presented in Chapter 8. Finally, in the appendix, there are some calculation worksheets.

Περιεχόμενα

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	8
1.1 ΓΕΝΙΚΑ	8
1.2 Τύποι τοξωτών γεφυρών.....	9
1.3 Μέθοδοι κατασκευής.....	10
1.4 Τοξωτές γέφυρες σε φαράγγια.....	12
2. Μορφωση Φορέα.....	14
2.1 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά.....	14
2.2 Υλικά Κατασκευής και Διατομές Μελών	16
2.2.1 Υλικά	16
2.2.2 Διατομές μελών	17
2.2.3 Χαλυβδόφυλλο Σύμμικτης Δοκού.....	20
3. Δράσεις Σχεδιασμού.....	21
3.1 Μόνιμα Φορτία	21
3.1.1 Ίδια Βάρη.....	21
3.1.2 Πρόσθετα Μόνιμα	21
3.2 Φορτία Κυκλοφορίας.....	21
3.3 Θερμοκρασία.....	22
3.4 Άνεμος.....	23
3.4.1 Βασική ταχύτητα ανέμου v_b	23
3.4.2 Συντελεστής έκθεσης C_e	23
3.4.3 Συντελεστής δύναμης C_f	25
3.4.4 Υπολογισμός Δύναμης Ανέμου	28
3.5 Σεισμικές Δράσεις.....	29
4. Έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	32
4.1 Συνδυασμοί ΟΚΑ.....	32
4.2 Διαστασιολόγηση Διαδοκίδας	32
4.2.1 Έλεγχος ροπής.....	32
4.2.2 Διατμητική Σύνδεση Διαδοκίδας	34
4.2.3 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος :	37
4.3 Διαστασιολόγηση Μεταλλικών Μελών Φορέα	38
4.3.1 Κυρίως μέλη τόξου	38
4.3.2 Δευτερεύοντα μέλη τόξου.....	42
4.3.3 Ορθοστάτες (μέλη υποστυλωμάτων).....	45
4.3.4 Αντιανέμια	49
4.3.5 Μηκίδες.....	51
4.4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.....	54
4.5 ΚΑΘΟΛΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ.....	56

4.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟΥ	58
5. ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	59
6. ΚΟΠΩΣΗ.....	61
6.1 ΓΕΝΙΚΑ	61
6.2 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΟΠΩΣΗ.....	61
6.3 Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες	62
7. ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΙΜΟΤΗΤΑ.....	67
7.1 ΓΕΝΙΚΑ	67
7.2 ΑΝΕΓΕΡΣΗ ΦΟΡΕΑ.....	67
8. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ.....	70
8.1 Σύνδεση Υποστυλώματος-Διαδοκίδας	70
8.2 Μετωπική Σύνδεση Κυρίων Μελών Τόξου.....	71
8.3 Σύνδεση Μελών τόξου	71
8.4 Σύνδεση Χιαστί Αντιανέμιων	72
8.5 Σύνδεση Αντινέμιων δικτυωμάτων	72
8.6 Σύνδεση μηκίδας – διαδοκίδας.....	73
9. ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΕΙΣ – ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ.....	74
10. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	76
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ.....	77
A. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ	77
A1 ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΞΟΥ	77
A2 ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	79
A3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	83
A4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΜΗΚΙΔΑΣ – ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ	86
B. ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΚΡΙΣΙΜΩΝ ΜΕΛΩΝ	90

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η τοξωτή γέφυρα είναι ένας από τους πιο δημοφιλείς τύπους γεφυρών, ο οποίος άρχισε να χρησιμοποιείται πριν από 3000 χρόνια και παρέμεινε στο απόγειο της δημοτικότητάς του μέχρι τη βιομηχανική επανάσταση και την εφεύρεση προηγμένων υλικών που επέτρεψαν στον αρχιτέκτονα να δημιουργήσει άλλα σύγχρονα σχέδια γεφυρών. Ωστόσο, ακόμη και σήμερα οι τοξωτές γέφυρες παραμένουν σε χρήση και, με τη βοήθεια των σύγχρονων υλικών, τα τόξα τους μπορούν να κατασκευαστούν σε πολύ μεγαλύτερες κλίμακες.

Η βασική αρχή της τοξωτής γέφυρας είναι ο καμπύλος σχεδιασμός της, ο οποίος δεν ωθεί τις δυνάμεις φορτίου ευθεία προς τα κάτω, αλλά, αντ' αυτού τα μεταφέρει κατά μήκος της καμπύλης της αψίδας στα στηρίγματα σε κάθε άκρο. Αυτά τα στηρίγματα (που ονομάζονται αντηρίδες) φέρουν το φορτίο ολόκληρης της γέφυρας και είναι υπεύθυνα για τη συγκράτηση της καμάρας στην ακριβή της θέση. Η μεταφορά των δυνάμεων κατά μήκος της καμάρας γίνεται μέσω του κεντρικού κλειδολίθου στην κορυφή της καμάρας. Το βάρος του ωθεί τους γύρω βράχους προς τα κάτω και προς τα έξω, καθιστώντας ολόκληρη τη δομή πολύ άκαμπτη και ισχυρή.

Λόγω αυτού του σχεδιασμού, οι πέτρινες και ξύλινες τοξωτές γέφυρες γίνονται πολύ δημοφιλείς κατά τη διάρκεια της Ρωμαϊκής Αυτοκρατορίας, οι αρχιτέκτονες της οποίας κατάφεραν να κατασκευάσουν πάνω από 1000 πέτρινες τοξωτές γέφυρες στην Ευρώπη, την Ασία και τη Βόρεια Αφρική. Πολλές από αυτές τις γέφυρες παραμένουν όρθιες ακόμη και σήμερα, δίνοντάς μας την ευκαιρία να δούμε από κοντά τα θαύματα της αρχαίας αρχιτεκτονικής. Τα ρωμαϊκά σχέδια ήταν συνήθως με ημικυκλικές καμάρες, αν και κατά τη διάρκεια της κυριαρχίας τους κατασκευάστηκαν αρκετές γέφυρες με τμηματικές καμάρες. Αυτές οι τμηματικές τοξωτές γέφυρες είχαν ένα κρίσιμο σχεδιαστικό πλεονέκτημα που τις χώριζε από τις συνηθισμένες ημικυκλικές γέφυρες - επέτρεπαν στους κατασκευαστές γεφυρών να αυξήσουν το τόξο της γέφυρας πολύ ψηλότερα και να μειώσουν τη μάζα ολόκληρης της κατασκευής. Αυτές οι αλλαγές επέτρεψαν στις γέφυρες να επιβιώνουν πολύ ευκολότερα στις πιέσεις των πλημμυρών και των ισχυρών ποταμών. Κατά τη διάρκεια της ζωής της Ρωμαϊκής Αυτοκρατορίας, κατασκευάστηκαν πολλές θαυμαστές γέφυρες, μακρόστενα υδραγωγεία με πολλαπλά τόξα, γέφυρες με ανοίγματα πλημμύρας στους πυλώνες και πολλά άλλα.

Καθώς περνούσαν οι αιώνες, οι μεσαιωνικοί αρχιτέκτονες βελτίωσαν τα σχέδια των Ρωμαίων, δημιουργώντας τοξωτές γέφυρες με στενότερους πυλώνες, λεπτότερα τοξωτά βαρέλια, μικρότερα ανοίγματα, μυτερά τόξα και αυξημένα ανοίγματα τόξων (που έφτασαν να ξεπερνούν τα 70 μέτρα, με πιο γνωστή τη γέφυρα στο Trezzo sull'Adda που χρησιμοποιήθηκε από τον 17ο έως τα τέλη του 18ου αιώνα). Οι αρχιτέκτονες της Αναγέννησης έβαλαν στις τοξωτές γέφυρες όχι μόνο την ορθή μηχανική, αλλά και τη μόδα της εποχής τους, δημιουργώντας μερικές από τις ομορφότερες και διασημότερες γέφυρες του σύγχρονου ανθρώπινου πολιτισμού (όπως η γέφυρα Ριάλτο στη Βενετία). Τα τελευταία 150 χρόνια, ο σίδηρος, ο χάλυβας και το σκυρόδεμα επέτρεψαν τη δημιουργία πολύ πιο φιλόδοξων τοξωτών γεφυρών, τις οποίες μπορεί πλέον να δει κανείς σε κάθε χώρα του κόσμου.

Μια εκλεπτυσμένη χρήση των πέτρινων τοξωτών γεφυρών εμφανίστηκε κατά τη διάρκεια της Αναγέννησης. Η μεγάλη ποικιλία και η ποσότητα των γεφυρών που κατασκευάστηκαν κατά την περίοδο αυτή καθιστούν αδύνατη την τήρηση ενός πλήρους καταλόγου. Ωστόσο, μπορούν να αναφερθούν ορισμένα αριστουργήματα, τα οποία αντιπροσωπεύουν τις καινοτομίες της εποχής. Το πρώτο παράδειγμα είναι η κατοικημένη Πόντε Ριάλτο στη Βενετία, μια περίτεχνη πέτρινη αψίδα κατασκευασμένη από δύο τμήματα με άνοιγμα 27 μ. και ανύψωση 6 μ. Η γέφυρα αυτή σχεδιάστηκε από τον Antonio da Ponte, τον νικητή ενός σχεδιαστικού διαγωνισμού, ο οποίος ξεπέρασε το πρόβλημα του μαλακού και υγρού εδάφους με τη διάνοιξη χιλιάδων ξύλινων πασσάλων κατ' ευθείαν κάτω από κάθε ένα από τα δύο βάθρα, πάνω στα οποία τοποθετήθηκε η τοιχοποιία με τέτοιο τρόπο ώστε οι αρμοί έδρασης των λίθων να είναι κάθετοι στη γραμμή ώθησης του τόξου (Rondelet, 1841). Άλλες αξιοσημείωτες κατασκευές αυτής της περιόδου είναι η Pont de la Concorde στο Παρίσι, σχεδιασμένη από τον J. R. Perronet στα τέλη του 18ου αιώνα, η γέφυρα Waterloo του Λονδίνου, σχεδιασμένη από τον J. Rennie το 1811 και, τέλος, η γέφυρα New London Bridge (σχεδιασμένη το 1831).



Εικόνα 1.1: Ponte Rialto



Εικόνα 1.2: New London Bridge

Σε πιο σύγχρονες εποχές, συνεχίστηκε η κατασκευή πέτρινων και ξύλινων τοξωτών γεφυρών. Επιπλέον, άλλα υλικά όπως ο χυτοσίδηρος, ο χάλυβας και το σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκαν επίσης όλο και περισσότερο για την κατασκευή τοξωτών γεφυρών. Στα τέλη του 18ου αιώνα, οι τοξωτές γέφυρες άρχισαν να κατασκευάζονται με σίδηρο. Η σιδερένια γέφυρα στον ποταμό Severn στην Αγγλία εγκαινιάστηκε το 1781, η οποία έγινε η πρώτη τοξωτή γέφυρα στον κόσμο κατασκευασμένη από χυτοσίδηρο. Ωστόσο, οι πιο σύγχρονες τοξωτές γέφυρες κατασκευάζονται κυρίως με οπλισμένο σκυρόδεμα και δομικό χάλυβα, λόγω της μεγάλης αντοχής και των πλεονεκτημάτων που παρέχουν, δηλαδή της δυνατότητας για μεγάλα ανοίγματα και λεπτές, κομψές καμάρες.

1.2 Τύποι τοξωτών γεφυρών

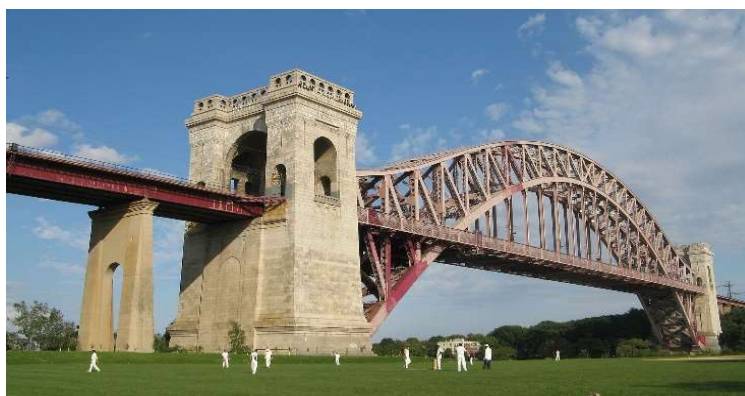
- **Αψιδωτή γέφυρα Corbel** - Παρόλο που η αψίδα Corbel δεν λειτουργεί με τον ίδιο τρόπο όπως οι πραγματικές αψιδωτές γέφυρες (δεν μεταφέρουν δυνάμεις κατά μήκος της αψίδας), μπορούν να δημιουργηθούν ώστε να μοιάζουν πολύ με αυτές. Φτιάχνονται με την τοποθέτηση διαδοχικών στρώσεων τοιχοποιίας ή πέτρας με κάθε μία να έχει επιτυχώς μεγαλύτερα ακρόβαθρα.

- **Υδραγωγεία και κοιλαδογέφυρες καναλιών** - Για να γεφυρώσουν μεγάλες αποστάσεις, οι αρχαίοι Ρωμαίοι κατασκεύαζαν σειρές στηριγμάτων που συνδέονταν με πέτρινα τόξα. Αυτές οι σειρές τοξωτών κατασκευών δεν ήταν μόνο σε ένα στρώμα όπως η συνηθισμένη γέφυρα, αλλά με πολλά στρώματα που μπορούσαν να φτάσουν σε πολύ εντυπωσιακά ύψη.
- **Γέφυρα με καμάρα καταστρώματος** - Κοινή γέφυρα με καμάρα στην οποία το κατάστρωμα βρίσκεται στην κορυφή της καμάρας.
- **Γέφυρα με διαμπερές τόξο** - Γέφυρα τόξου στην οποία το κατάστρωμα δεν βρίσκεται εντελώς πάνω από το τόξο, αλλά κινείται σε ένα τμήμα κάτω από αυτό και αναρτάται σε αυτό μέσω καλωδίων ή αναρτήρων. Η διάσημη γέφυρα του λιμανιού του Σίδνεϊ (Sydney Harbour Bridge) είναι το καλύτερο παράδειγμα αυτού του σχεδιασμού.
- **Τοξωτή γέφυρα με ελκυστήρα** - ενσωματώνει ένα μέλος που δεσμεύει τα δύο αντίθετα άκρα του τόξου.

1.3 Μέθοδοι κατασκευής

Διαφορετικά από άλλους δομικούς τύπους, οι τοξωτές γέφυρες κατασκευάζονται συχνά σε διάφορα στάδια και μόνο στο κλείσιμο της στέψης ενώνονται πλήρως ως τόξο. Κατά συνέπεια, και ιδίως για μεγάλες κατασκευές, χρησιμοποιούνται διάφορες μέθοδοι κατασκευής:

1. Μέθοδος του ελεύθερου προβόλου-Με τη μέθοδο αυτή, η κατασκευή κάθε πλευράς του τόξου προχωρά ανεξάρτητα, κλείνοντας τελικά στο στέμμα την κατασκευή- ορισμένα από τα αριστουργήματα, όπως η γέφυρα Hell Gate, η γέφυρα Bayonne στη Νέα Υόρκη και η γέφυρα του Σίδνεϊ, κατασκευάστηκαν με τη μέθοδο του ελεύθερου προβόλου.



Εικόνα 1.3: Hell Gate Bridge



Εικόνα 1.4: Sydney Harbour Bridge

2. Μέθοδος των ακροβάθρων-ομοίως με το προηγούμενο σύστημα, κατασκευάζεται ένα χωροδικτύωμα με τη χρήση καλωδίων και δοκών προκειμένου να ενωθούν αμοιβαία οι δύο πλευρές σε μια μοναδική προσωρινή κατασκευή- ως παραδείγματα χρησιμεύουν οι δίδυμες γέφυρες Krk 1 και Krk 2 στην Κροατία, οι οποίες σχεδιάστηκαν από τον Ilija Stojadinović σε συνεργασία με τους Vukan Njagulj και Bojan Možina και κατασκευάστηκαν από τις Mostogradnja Belgrade και Hidroelektra Zagreb μεταξύ 1976 και 1980



Εικόνα 1.5: Krk Bridges

3. Μέθοδος του προβόλου με συρματόσχοινα - Κατά τη μέθοδο αυτή, δύο προσωρινοί πυλώνες τοποθετούνται με συρματόσχοινα και αγκυρώνονται στο έδαφος και στις δύο πλευρές και χρησιμοποιούνται συρματόσχοινα για την ανάρτηση της καμάρας κατά τη διάρκεια της κατασκευής του προβόλου. Η γέφυρα Tamina έχει κατασκευαστεί με αυτή τη μέθοδο.



Εικόνα 1.6 :Tamina Bridge

4. Μέθοδος υποστήριξης με σκαλωσιές, όπως υποδηλώνει το όνομα, χρησιμοποιούνται ξύλινες ή χαλύβδινες σκαλωσιές για τη σταδιακή κατασκευή κάθε πλευράς της αψίδας. Παγκόσμια αριστουργήματα έχουν κατασκευαστεί με τη μέθοδο της σκαλωσιάς, όπως η γέφυρα Plougastel, η γέφυρα Salginatobel, η γέφυρα Sandó και η γέφυρα Arrabida.
5. Μέθοδος αιώρησης-Για να επιταχυνθεί η κατασκευή ενός τόξου, τα δύο προκατασκευασμένα ημιτόξα μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε κάθε πλευρά, στη συνέχεια στερεώνονται με την περιστροφή τους με διάφορους τρόπους (οριζόντια αιώρηση, κατακόρυφη αιώρηση, συνδυασμένη μέθοδος αιώρησης)- ένα παράδειγμα γέφυρας που κατασκευάστηκε με αυτή τη μέθοδο είναι η γέφυρα Alconetar στον ταμιευτήρα Alcantara, με συνολικό άνοιγμα 400 μ..



Εικόνα 1.7: Tamina Bridge σε φάση κατασκευής

Εικόνα 1.8: Tamina Bridge σε φάση λειτουργίας

1.4 Τοξωτές γέφυρες σε φαράγγια

Η παρούσα μελέτη αντλεί την έμπνευσή της από τις οδικές γέφυρες που βρίσκονται στα φαράγγια των Ηνωμένων Πολιτειών, συγκεκριμένα από την Glen Canyon Dam Bridge, η οποία βρίσκεται στην κομητεία Κοκονίνο στην Αριζόνα, και επί της ουσίας μεταφέρει την Route 89 πάνω από τον ποταμό Κολοράντο. Έχει συνολικό μήκος 387 μέτρα και κτασκευάστηκε από το 1957 έως το 1959.



Εικόνα 1.9α: Glen Canyon Dam Bridge



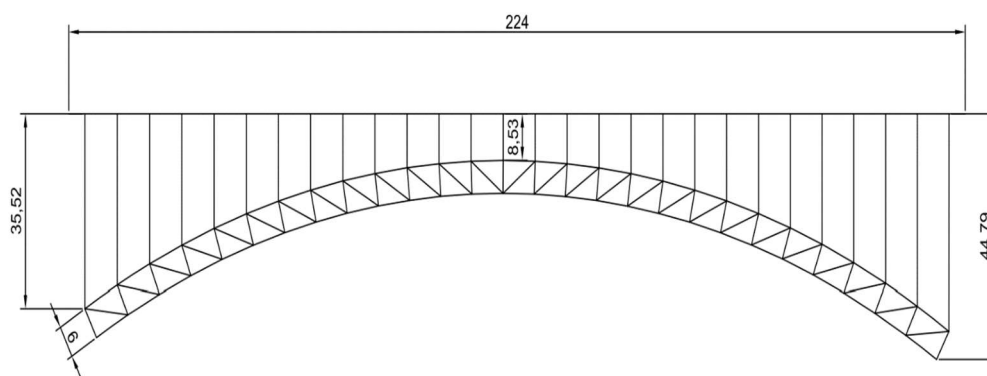
Εικόνα 1.9β: *Glen Canyon Dam Bridge*

Στον Ελλαδικό χώρο μια παρόμοια γέφυρα θα μπορούσε να κατασκευαστεί σε κάποια στενή κοιλάδα, ή σε ένα σχετικά πλατύ φαράγγι. Η θεμελίωση της θα μπορούσε να γίνει, ανάλογα με το γεωλογικό υπόβαθρο της περιοχής, με αρθρώσεις απευθείας στα βραχώδη πρηνή, με μια σχετική προεργασία εκσκαφών και καθαρισμού. Είτε να θεμελιωθεί σε σπλισμένα κυβώτια τα οποία πατάνε σε ειδικά διαμορφωμένα και αντιστηρηγμένα πρηνή, όπου εκεί χρειάζεται αρκετή προεργασία εκσκαφών και διαμόρφωσης. Τα παραπάνω εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τους Εικόνατισμούς των πετρωμάτων της περιοχής, την κατάσταση αυτών, καθώς και από την ύπαρξη ή όχι ρηγμάτων και των χαρακτηριστικών τους. Είναι κάτι που απαιτεί εκτεταμένη γεωλογική έρευνα και στη συνέχεια επίσης εκτεταμένη και αναλυτική γεωτεχνική μελέτη. Σε κάθε περίπτωση η αναλυτική παρουσίαση της θεμελίωσης της γέφυρας δεν αποτελεί θέμα της παρούσας εργασίας.

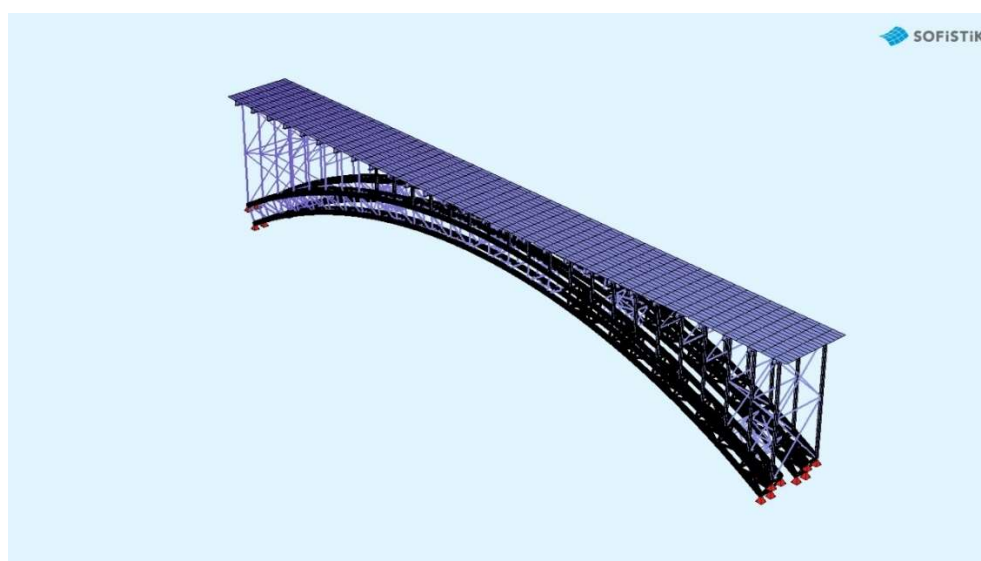
2. Μορφωση Φορέα

2.1 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά

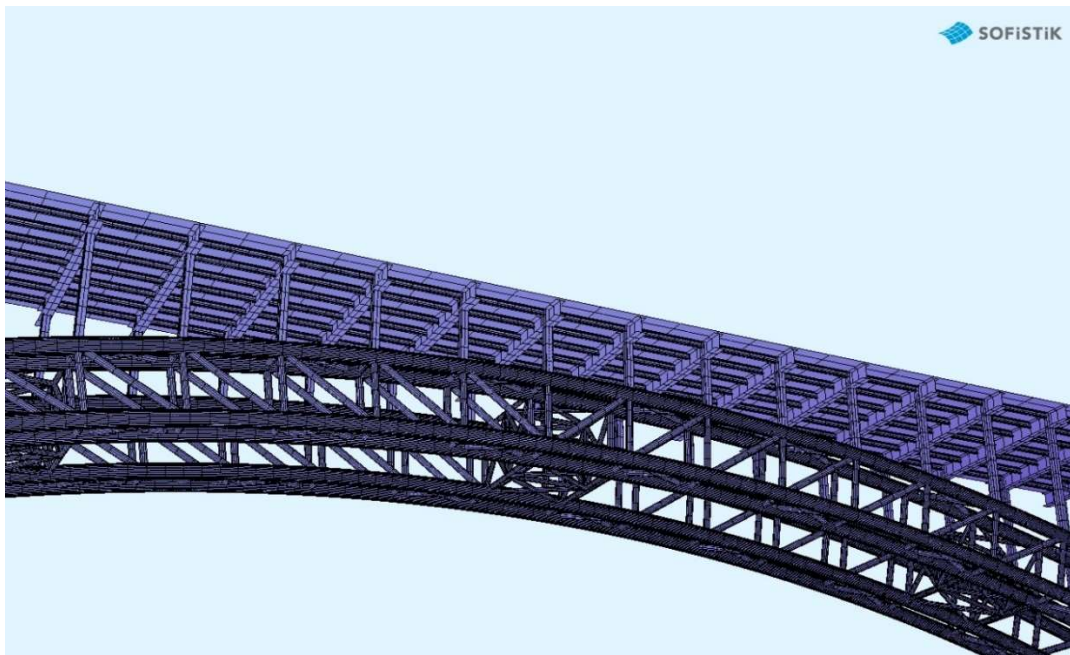
Η γέφυρα της παρούσας μελέτης είναι μεταλλική τοξοτή γέφυρα κάτω τόξου με σύμμικτες εγκάρσιες διαδοκίδες. Έχει μήκος 224m, μέγιστο ύψος (προβολή) από το κατάστρωμα έως την βάση της γέφυρας 44.79m. Μέγιστο ύψος ορθοστάτη 35.52m και ελάχιστο ύψος 8.53m. Το κατάστρωμα, έχει πλάτος 21.8m το οποίο είναι και το μήκος των διαδοκίδων. Το πάχος της πλάκας του σκυρωδέματος είναι 330mm. Οι διαδοκίδες απέχουν μεταξύ τους 8m και συνδέονται με μηκίδες οι οποίες με τη σειρά τους απέχουν 2.5m από τις παρειές τους καταστρώματος και 2.8m μεταξύ τους. Ο τοξοτός φορέας της γέφυρας αποτελείται από 2 τετράκλινα δικτυωτά τόξα, όπου παρακάτω παρουσιάζεται μια τυπική διατομή με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους. Η γέφυρα διαθέτει 2 λωρίδες κυκλοφορίας 1 Λ.Ε.Α. και 1 πεζοδρόμιο ανά κατεύθυνση.



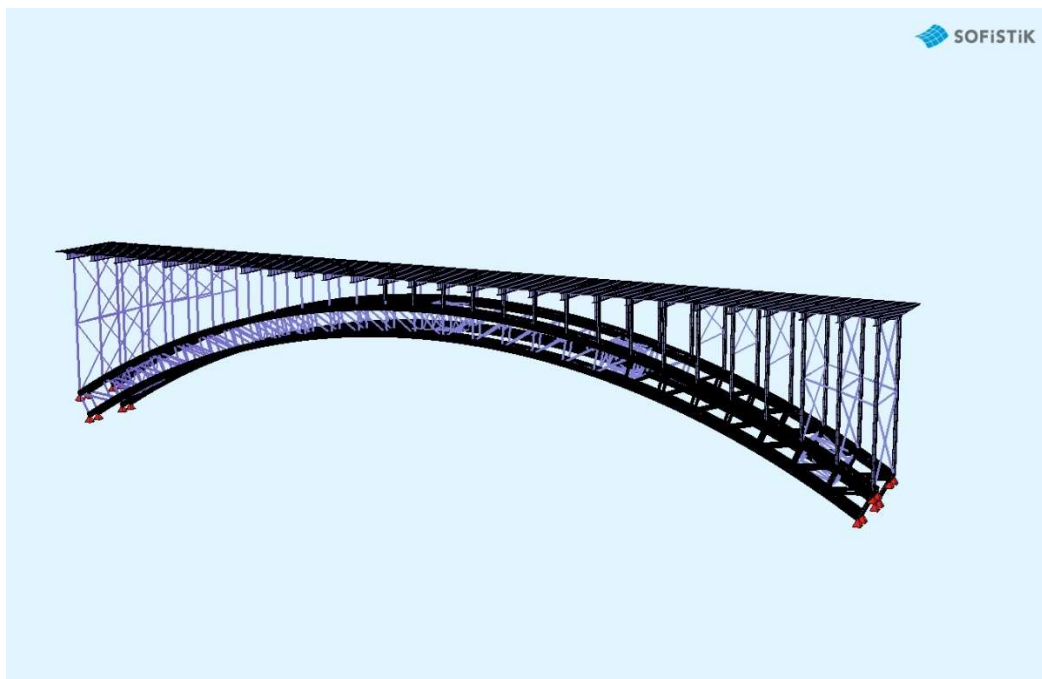
Εικόνα 2.1: Όψη γέφυρας



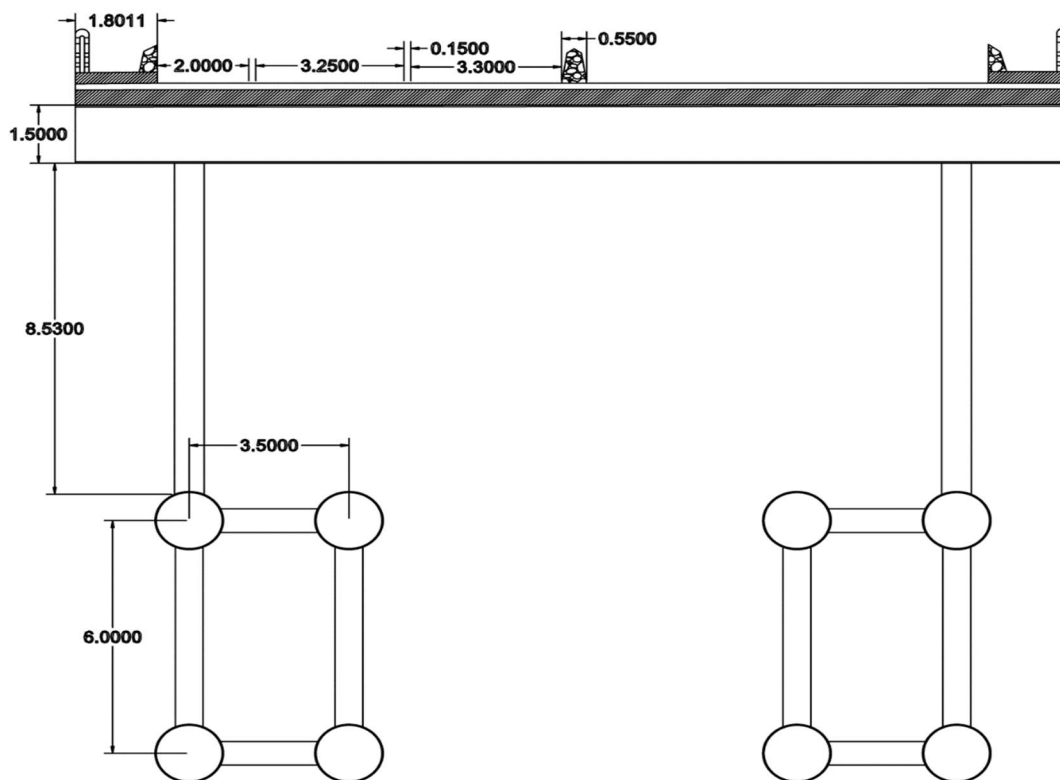
Εικόνα 2.2(α): τρισδιάστατη απεικόνιση γέφυρας



Εικόνα 2.2(β): τρισδιάστατη απεικόνιση γέφυρας



Εικόνα 2.2(γ): τρισδιάστατη απεικόνιση γέφυρας



Εικόνα 2.3 Τομή οδοποιίας και γέφυρας στο υψηλότερο σημείο του τόξου

2.2 Υλικά Κατασκευής και Διατομές Μελών

2.2.1 Υλικά

Η επιλογή των υλικών του δομικού χάλυβα έγινε με βάση του κανονισμού EN1993-1-1 3.2.3 ενώ του σκυροδέματος και του χάλυβα οπλισμού με βάση των κανονισμό EN1992-1-1.

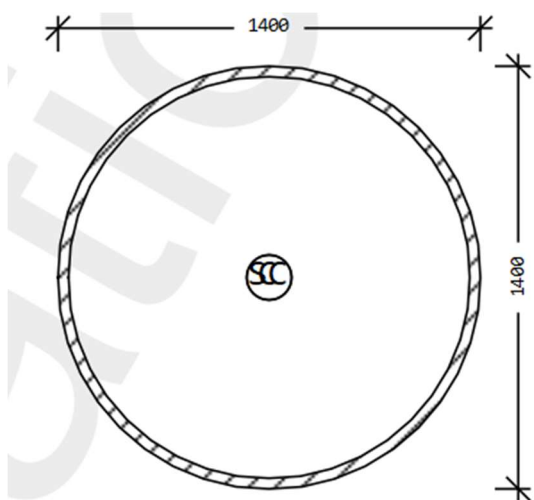
Πίνακας 2.1 Υλικά

ΤΥΠΟΣ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ
Δομικός Χάλυβας	S355
Σκυρόδεμα	C35/45
Χάλυβας Οπλισμού	B500C
Χαλυβδόφυλλο	S320
Διατμητικοί ήλοι	S235 ($f_u = 450 \text{ MPa}$)
Χάλυβας Οπλισμού	B500C

2.2.2 Διατομές μελών

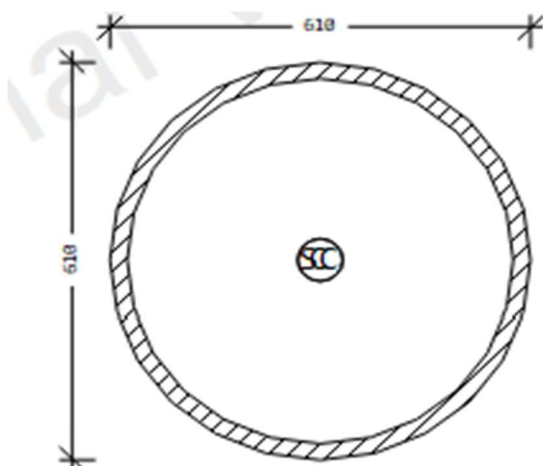
Οι διατομές που τοποθετούνται είναι θερμής έλασης και παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά.

- Για τα κύρια μέλη το τόξου επιλέγονται κυκλικές διατομές διαμέτρου 1400mm και πάχους 35mm.



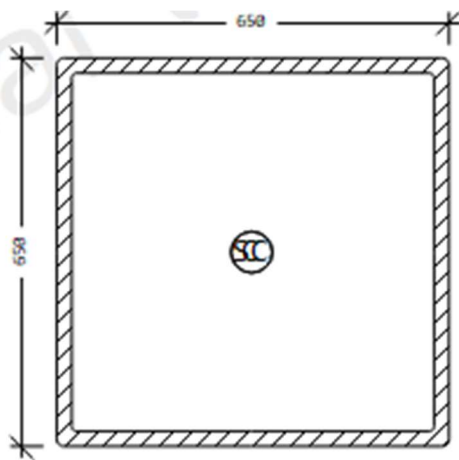
Εικόνα 2.4 Διατομή κυρίως μέλους τόξου

- Για τα δευτερεύοντα μέλη του τόξου που αποτελούν το δικτύωμα επιλέγονται διατομές CHS 610X25



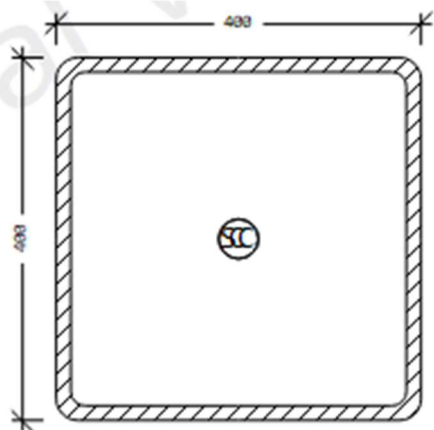
Εικόνα 2.5 Διατομή δευτερεύοντος μέλους τόξου

- Για τα μέλη των υποστυλωμάτων επιλέγονται διατομές SHS 650X650X25



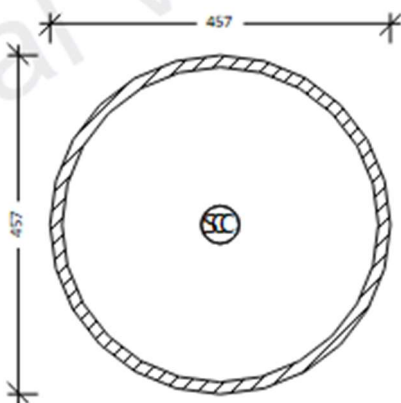
Εικόνα 2.6 Διατομή υποστυλώματος

- Για τα μέλη των αντιανέμιων μεταξύ των υποστυλωμάτων επιλέγονται διατομές SHS 400X400X16



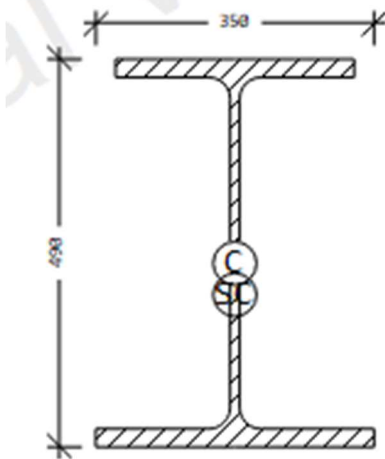
Εικόνα 2.7 Διατομή χιαστί αντιανέμιου συνδέσμου

- Για τα μέλη αντιανέμιων δικτυωμάτων που συνδέουν τα τόξα μεταξύ τους επιλέγονται διατομές CHS 457X16



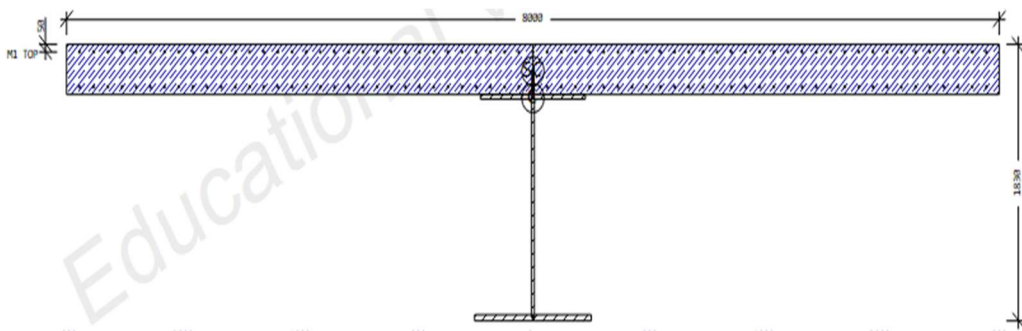
Εικόνα 2.8 Διατομή αντιανέμιου δικτυώματος

- Για τα μέλη των μηκίδων επιλέγονται διατομές συγκολλητών διατομών που έχουν παρόμοιες διαστάσεις με τις HEA500, αλλά με πεπλατυσμένο πέλμα 350 mm.



Εικόνα 2.9 διατομή μηκίδας

- Η σύμμικτη διαδοκίδα έχει τα εξής γεωμετρικά χαρακτηριστικά:



Εικόνα 2.10 Διατομή διαδοκίδας

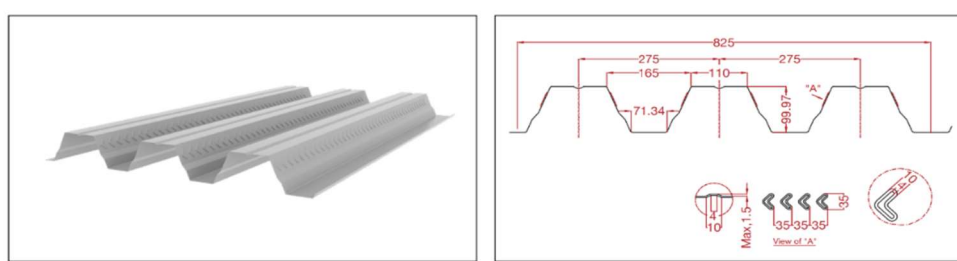
Πίνακας 2.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ	mm
Πλάτος ανω πέλματος b_{f1}	900
Πάχος άνω πέλματος h_{f1}	30
Πλάτος κάτω πέλματος b_{f2}	1000
Πάχος κάτω πέλματος h_{f2}	40
Ύψος κορμού h_w	1430
Πάχος κορμού t_w	25
Πάχος πλάκας	330
Πλάτος πλάκας	8000

2.2.3 Χαλυβδόφυλλο Σύμμικτης Δοκού

Επιλέγεται τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο τύπου SYMDECK 100 $t=1,50\text{mm}$ S320 τοποθετείται με τις αυλακώσεις του κάθετα στις μηκίδες, όπου και εδράζεται, λόγω του μεγάλου ανοίγματος των διαδοκίδων. Επειδή δεν τοποθετούνται οι μηκίδες, μέχρι τα άκρα της πλάκας, θα τοποθετηθούν προσωρινές στηρίξεις, μέχρι την ολοκλήρωση της σκυροδέτησης του εκάστοτε τμήματος και μετά θα αφαιρεθούν. Θεωρείται ισοδύναμο πάχος πλάκας 100mm.

Χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου Symdeck 100



Ανάπτυγμα: 1250 mm		Πάχος: 0,75 mm - 1,50 mm				Κάλυψη: 825 ± 10 mm				Βάθος: 100 ± 1,5 mm				Πάτημα: 275 ± 3 mm			
Πάχος	t (mm)	0,75	1,00	1,25	1,50	Πάχος	t (mm)	0,75	1,00	1,25	1,50	Πάχος	t (mm)	0,75	1,00	1,25	1,50
Βάρος	G (kg/m)	7,36	9,81	12,27	14,72	Βάρος	G (kg/m)	8,92	11,89	14,87	17,84	Βάρος	G (kg/m)	8,92	11,89	14,87	17,84
Επιφάνεια	A (cm ²)	8,87	11,82	14,77	17,73	Επιφάνεια	A (cm ² /m)	10,99	14,65	18,31	21,97	Επιφάνεια	A (cm ² /m)	10,99	14,65	18,31	21,97
Ροπή αδράνειας	I _y (cm ⁴)	137,39	183,15	228,95	274,76	Ροπή αδράνειας	I _y (cm ⁴ /m)	170,25	226,96	283,71	340,47	Ροπή αδράνειας	I _y (cm ⁴ /m)	170,25	226,96	283,71	340,47
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³)	30,53	40,69	50,87	61,05	Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	37,83	50,43	63,04	75,66	Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	37,83	50,43	63,04	75,66

Εικόνα 2.11 στοιχεία χαλυβδόφυλλου

Πίνακας 2.3 στοιχεία χαλυβδοφύλλου

Πάχος χαλυβδόφυλλου: $t=1,50\text{mm}$

Πάχος πλάκας h (m)	Άνοιγμα L (m)																		
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50
0,15	46,40	36,59	30,05	24,23	17,95	13,64	10,56	8,27	6,54	5,19	4,11	3,24	2,54	1,95	1,45	1,04	0,68	0,37	0,10
0,16	50,85	40,11	32,94	26,56	19,69	14,97	11,59	9,09	7,19	5,71	4,53	3,58	2,81	2,16	1,62	1,16	0,77	0,44	0,14
0,17	53,77	42,39	34,81	28,90	21,42	16,30	12,63	9,91	7,84	6,23	4,95	3,92	3,08	2,38	1,79	1,29	0,87	0,50	0,18
0,18	56,54	44,56	36,58	30,88	23,16	17,62	13,66	10,73	8,49	6,75	5,37	4,26	3,35	2,59	1,95	1,42	0,96	0,56	0,22
0,19	59,24	46,68	38,30	32,32	24,90	18,95	14,69	11,54	9,14	7,28	5,79	4,60	3,62	2,80	2,12	1,54	1,05	0,63	0,26
0,20	61,87	48,74	39,98	33,73	26,64	20,28	15,73	12,36	9,80	7,80	6,21	4,93	3,89	3,02	2,29	1,67	1,15	0,69	0,30
0,21	64,44	50,75	41,62	35,10	28,38	21,61	16,76	13,18	10,45	8,32	6,63	5,27	4,16	3,23	2,46	1,80	1,24	0,76	0,34
0,22	66,95	52,72	43,22	36,44	30,12	22,94	17,80	13,99	11,10	8,84	7,05	5,61	4,43	3,45	2,62	1,93	1,33	0,82	0,38

Απαιτείται μια ενδιάμεση υποστήλωση.

Απαιτούνται δύο ενδιάμεσες υποστήλψεις.

3. Δράσεις Σχεδιασμού

3.1 Μόνιμα Φορτία

3.1.1 Ίδια Βάρη

Για μόνιμες δράσεις λαμβάνονται το ίδιο βάρος δομικού χάλυβα με $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$, το ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου 0.2 kN/m^2 και τέλος το ίδιο βάρος της πλάκας του σκυροδέματος με ισοδύναμο πάχος $d = 30 + h_{sl,add,0} = 43 \text{ cm}$. Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος λαμβάνεται ως $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα, ενώ οι δράσεις από το χαλυβδόφυλλο και την πλάκα σκυροδέματος, λαμβάνεται ως κατανεμημένο χωρικό φορτίο.

3.1.2 Πρόσθετα Μόνιμα

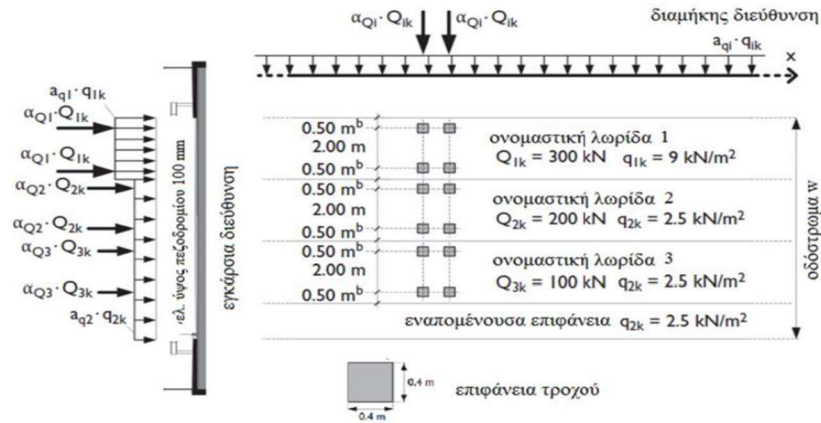
Στα πρόσθετα μόνιμα λαμβάνονται τα πεζοδρόμια οπλισμένου σκυροδέματος, πλάτους 1.8 m και πάχους 30 cm , οι ασφαλτικές στρώσεις πλάτους 18.2 m πάχους 20 cm . Το βάρος των συστημάτων αναχαίτισης και διαχωριστικού οχημάτων λαμβάνεται 1.0 kN/m ενώ του κιγκλιδώματος για τους πεζούς 0.5 kN/m . Τέλος λαμβάνεται ένα πρόσθετο φορτίο εξομάλυνσης 0.5 kN/m^2 σε όλη την επιφάνεια της πλάκας.

3.2 Φορτία Κυκλοφορίας

Οι φορτίσεις που ασκούνται σε οδικές γέφυρες βασίζονται στα πρότυπα φορτίσεων LMI (Load Models-LM), σύμφωνα με τον EN 1991-2. Αυτές οι φορτίσεις εφαρμόζονται με βάση τις ονομαστικές λωρίδες κυκλοφορίας (βλ. πίνακας 3.1). Συγκεκριμένα, η φόρτιση LMI αποτελείται από συγκεντρωμένα φορτία διαξονικού συστήματος TS (tandem system) μεγέθους $\alpha Q_i * Q_k$ (όπου $\alpha Q_i = 0.9$) ανά άξονα, καθώς και ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία UDL μεγέθους $\alpha q_i * q_k$ (όπου $\alpha q_i = 1$) (βλ. Εικόνα 3.2). Επιπλέον, λαμβάνεται υπόψη οριζόντια δύναμη πέδησης επιτάχυνσης, η οποία μεταφέρεται στους στύλους $Q_{lk,exp} = 0.6 * \alpha Q_1 * Q_{1k}$

Πίνακας 3.1 Αριθμός και πλάτος λωρίδων

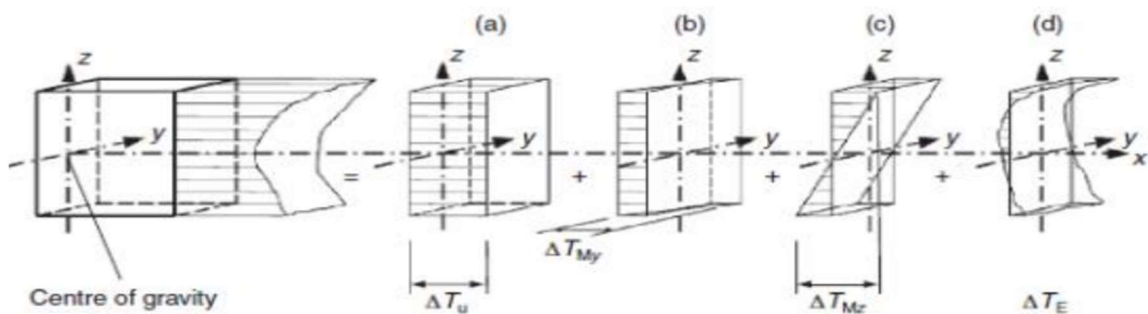
Πλάτος οδοστρώματος w	Αριθμός ονομαστικών λωρίδων	Πλάτος ονομαστικής λωρίδας w_l	Πλάτος εναπομένουσας επιφάνειας
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w -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



Εικόνα 3.1 Χαρακτηριστικές τιμές UDL και TS

3.3 Θερμοκρασία

Οι διακυμάνσεις θερμοκρασίας προκαλούν σημαντική ένταση σε έναν υπερστατικό φορέα, που απαγορεύεται να επεκταθεί ή να συρρικνωθεί λόγω των συνθηκών στήριξης. Σύμφωνα με τον EN1991-1-5, οι θερμικές μεταβολές θεωρούνται έμμεσες δράσεις και κατατάσσονται ως μεταβλητές δράσεις. Ο κανονισμός αντιμετωπίζει την πραγματική θερμική επίδραση ως σύνολο τεσσάρων συνιστωσών: μια ομοιόμορφη κατανομή της θερμοκρασίας κατά μήκος της διατομής (ΔT_N), μια γραμμικά μεταβαλλόμενη συνιστώσα κατά μήκος της διατομής γύρω από τον άξονα z (ΔT_{Mz}) και γύρω από τον άξονα y (ΔT_{My}), καθώς και μια μη γραμμικά μεταβαλλόμενη συνιστώσα (ΔT_E) (βλ. Εικόνα 3.2).



Εικόνα 3.2: Συνιστώσες θερμοκρασιακών μεταβολών

Η συγκεκριμένη φόρτιση λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα του SOFiSTiK, μέσω του Sofiplus που διαθέτει λειτουργία εφαρμογής ομοιόμορφης φόρτισης μέσω θερμοκρασιακής μεταβολής ($\Delta T = -/+25$ C).

3.4 Άνεμος

Η φόρτιση από τον άνεμο επί της γέφυρας έγινε βάση των κανονισμών EN1991-1-4 και DIN1055-4 προκειμένου να γίνει ο ακριβής υπολογισμός των δράσεων των ανέμων στα δικτυωτά τόξα. Η δύναμη του ανέμου προσδιορίζεται ως συνάρτηση της βασικής ταχύτητας ανέμου v_b , του συντελεστή έκθεσης c_e , του συντελεστή δύναμης c_f ($C = c_e * c_f$) και της επιφάνειας αναφοράς A_{ref} . Η πυκνότητα του αέρα λαμβάνεται $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$

$$F_{W_{yk}} = 1/2 * \rho * v_b^2 * C * A_{ref} \text{ (kN)}$$

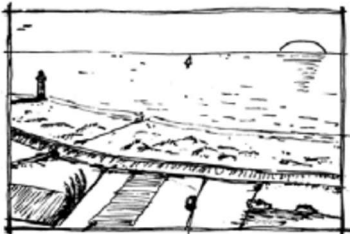

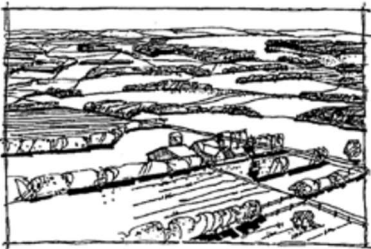


3.4.1 Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

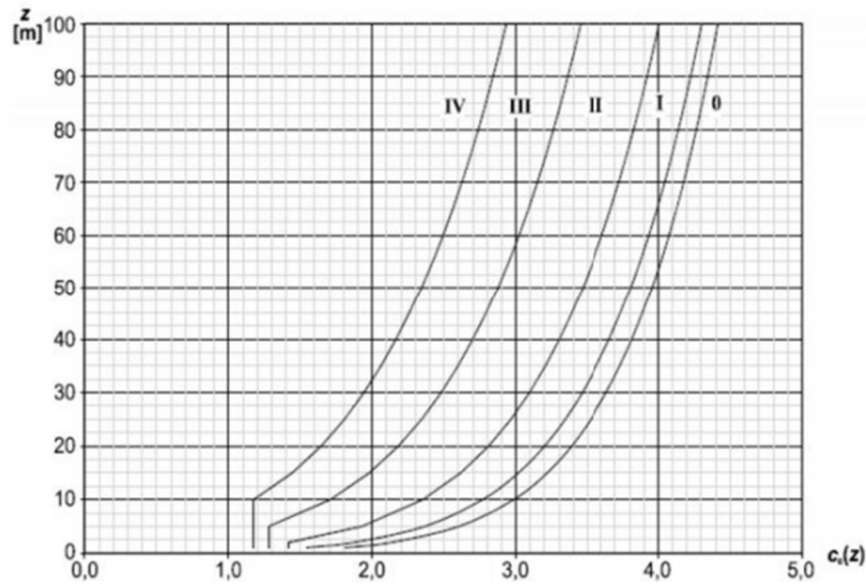
Η βασική ταχύτητα του ανέμου δίνεται απ' τη σχέση $v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$, επειδή οι τιμές των συντελεστών διεύθυνσης c_{dir} και c_{season} αντίστοιχα, λαμβάνονται ίσοι με 1.0, η βασική ταχύτητα ανέμου λαμβάνεται συνήθως ίση με τη θεμελιώδη. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα για οδικές γέφυρες και για απόσταση μεγαλύτερη των 10km ορίζεται 27 m/s για αφόρτιστη γέφυρα και 23 m/s για φορτισμένη. Κατά τη φάση κατασκευής σύμφωνα με τον EN1991-1-6 η ταχύτητα του ανέμου μπορεί να ληφθεί 20 m/s.

3.4.2 Συντελεστής έκθεσης c_e

Ο συντελεστής έκθεσης c_e είναι συνάρτηση : της κατηγορίας του εδάφους οι οποίες είναι πέντε 0, I, II, III, IV οι οποίες εκφράζουν την διαφορετική τραχύτητα εδάφους, της απόστασης z μεταξύ του άξονα του καταστρώματος ή των τόξων από το έδαφος (πίνακας 3.2, Εικόνα 3.3). Υπολογίζεται συντελεστής έκθεσης λαμβάνοντας κατηγορία εδάφους I και με τη χρήση του διαγράμματος (Εικόνα 3.3), $c_e = 3.8$ για το κατάστρωμα θεωρώντας υψόμετρο $z=50\text{m}$ και $c_e = 3.71$ για τα τόξα θεωρώντας υψόμετρο το μέγιστο ύψος των τόξων $z=45\text{m}$.

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες εδάφους

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



Εικόνα 3.3 Συντελεστής έκθεσης c_e

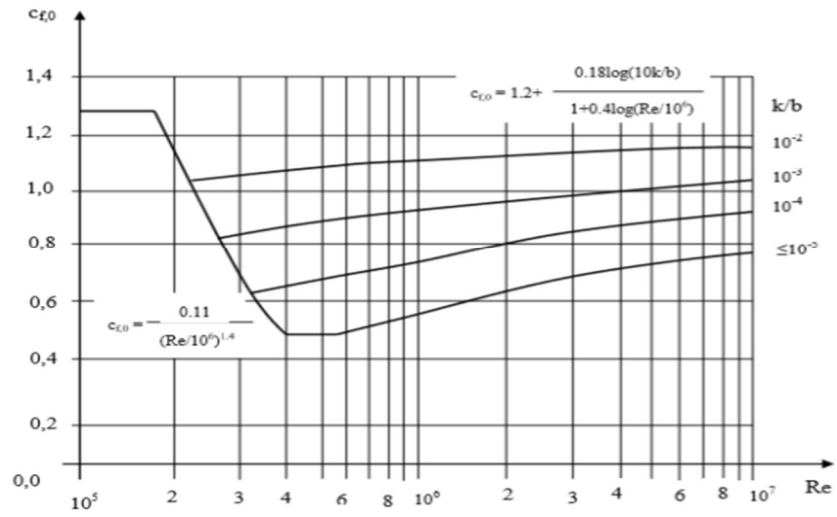
3.4.3 Συντελεστής δύναμης C_f

3.4.3.1 Συντελεστής δύναμης για το κατάστρωμα

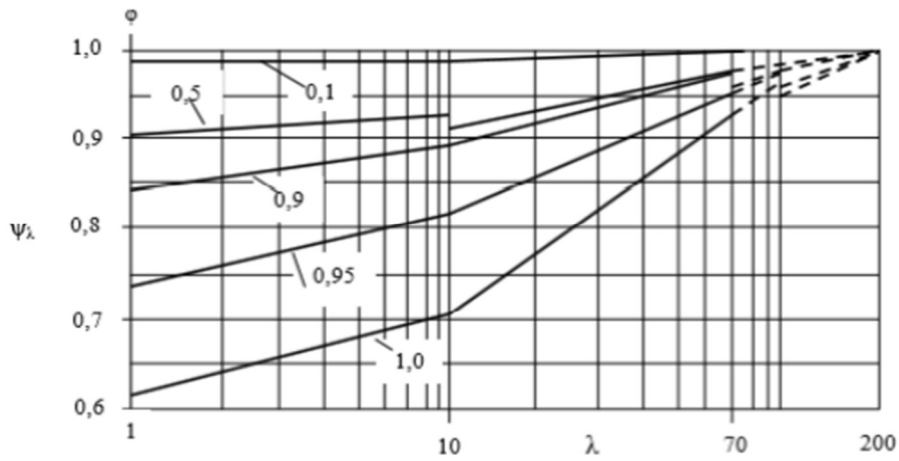
Για συνήθεις γέφυρες λαμβάνεται $c_f = 1.3$ για $b/d_{tot} \geq 4$, $b = 22.1$ m (πλάτος καταστρώματος) και $d = 1.15$ m αφόρτιστη γέφυρα, φορτισμένη γέφυρα $d_{tot} = 3.15$ m (όπου d προκύπτει απ' το πάχος της πλάκας των πεζοδρομίων και των ανοιχτών στηθαίων = +0.6m, d_{tot} περιέχει και το μέγιστο ύψος των οχημάτων +2m). Ενώ για τον κατακόρυφο άνεμο λαμβάνεται $c_f = 0.9$.

3.4.3.2 Συντελεστής δύναμης για τα τόξα

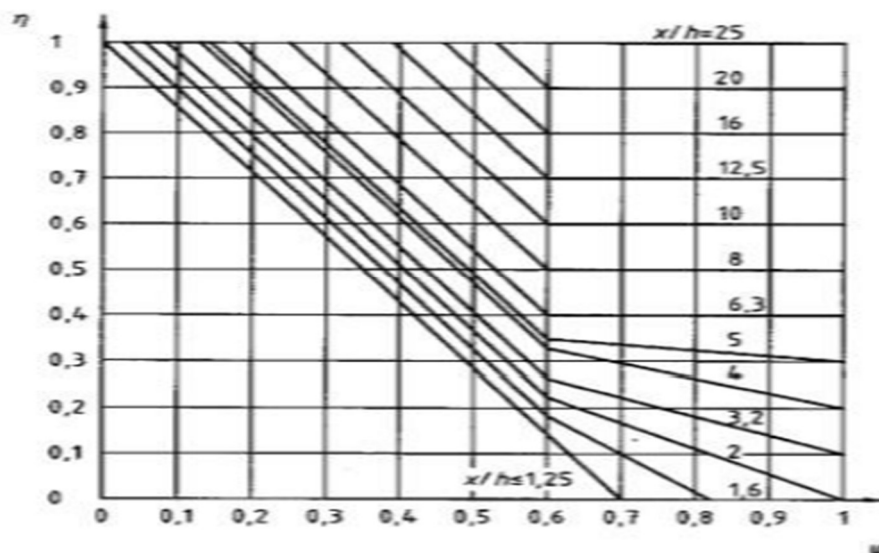
Για κοίλες κυκλικές διατομές ο συντελεστής δύναμης εξαρτάται από τον αριθμό Reynolds (Εικόνα 3.4) και απ' τον συντελεστή ψ_λ (συντελεστής επίδρασης άκρων Εικόνα 3.5) $c_f = c_{f0} * \psi_\lambda$. Τέλος υπολογίζεται ένας συντελεστής απομείωσης του συντελεστή δύναμης λόγω φαινομένων σκίασης-διάταξης χωρικών δικτυωμάτων εν σειρά (Εικόνα 3.6).



Εικόνα 3.4: Συντελεστής δύναμης για κυκλικούς κλίνδρους



Εικόνα 3.5: Συντελεστής επίδρασης άκρων Ψ_λ



Εικόνα 3.6: Συντελεστής απομείωσης λόγω σκίασης

3.4.3.3 Υπολογισμός Παραμέτρων

$$Re = \frac{bu}{\nu} = \frac{1.500 \cdot 27}{1,5 \cdot 10^{-6}} = 25,2 \cdot 10^5$$

- $b = 1.45\text{m}$ (διάμετρος κυλίνδρου)
- $u = 27\text{ m/s}$ (ταχύτητα ανέμου)
- $\nu = 1,5 \cdot 10^{-6}$

$$k/b = 0.2/1500 = 1,43 \cdot 10^{-4}$$

- $k = 0.2\text{ mm}$ (ισοδύναμη τραχύτητα γαλβανισμένου χάλυβα)
- $b = 1500\text{ mm}$ (διάμετρος διατομής)

$$\frac{cf, o = 1.2 + 0.18 \log(10k b)}{1 + 0.4 \log(Re 106)} = 0.77$$

$$\phi = \frac{A}{Ac} = 0.27$$

- A = (το άθροισμα των προβολών των επιφανειών των μελών)
- Ac = η συνολική επιφάνεια εντός του περιγράμματος



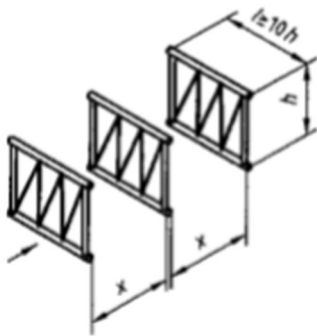
Εικόνα 3.7: Ορισμός συντελεστή πληρότητας

$\Psi_\lambda = 1$ (λόγω μεγάλων λυγηροτήτων τόξου λαμβάνεται 1 από Εικόνα 3.5)

$\eta = 0.14$ (για $x/h = 0.58$ Εικόνα 3.6)

$\eta = 0.20$ (για $x/h = 2.80$ Εικόνα 3.6)

όπου x εγκάρσια απόσταση δικτυώσεων, h ύψος δικτύωσης (Εικόνα 3.8)



Εικόνα 3.8: ορισμός παραμέτρων x , h

3.4.4 Υπολογισμός Δύναμης Ανέμου

Κατάστρωμα Γέφυρας

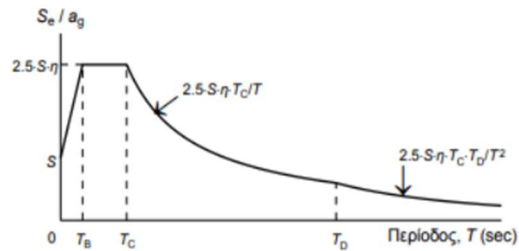
- $F = 1/1600 * 23^2 * 3.80 * 3,15 * 1,3 = 5,14 \text{ kN/m}$
- $W = 1/1600 * 23^2 * 2.8 * 0.9 = 1.13 \text{ kN/m}^2$

Τόξα Γέφυρας και ορθοστάτες

- $F1 = 1/600 * 27^2 * 3.71 * 0.77 * 1.4 = 1.82 \text{ kN/m}$
- $F2 = 1/600 * 27^2 * 3.71 * 0.77 * 0.14 * 1.4 = 0.26 \text{ kN/m}$
- $F3 = 1/600 * 27^2 * 3.71 * 0.77 * 0.32 * 1.4 = 0.37 \text{ kN/m}$
- $F4 = 1/600 * 27^2 * 3.71 * 0.52 * 0.15 * 1.4 = 0.07 \text{ kN/m}$

3.5 Σεισμικές Δράσεις

Οι σεισμικές δράσεις προσδιορίζονται βάση του κανονισμού EN1998-1. Με την εφαρμογή του ελαστικού φάσματος του ευρωκώδικα υπολογίζονται οι σεισμικές δράσεις (δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη) στο κατάστρωμα. Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού περιγράφεται απ' το Εικόνα 3.9. Οι χαρακτηριστικές περιοχές του περιγράφονται απ' τις σχέσεις και τους πίνακες που ακολουθούν. Λαμβάνεται ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, κατηγορία σπουδαιότητας I, κατηγορία εδάφους B και $\xi=2$ για μεταλλική κατασκευή χωρίς εφέδρανα.



Σχήμα 3.9 : Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$$

$$Se(T) = \alpha_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2.5 - 1)\right] \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (3.10a)$$

$$Se(T) = \alpha_g * S * \eta * 2.5 \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (3.10b)$$

$$Se(T) = \alpha_g * S * \eta * 2.5 * \frac{T_C}{T} \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (3.10c)$$

$$Se(T) = \alpha_g * S * \eta * 2.5 * \frac{T_C * T_D}{T} \quad T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (3.10d)$$

Όπου $\alpha_g = \gamma_I * \alpha_{gR}$, $\alpha_{gR} = 0.16$ για Z1, $\alpha_{gR} = 0.24$ για Z2, $\alpha_{gR} = 0.36$ για Z3

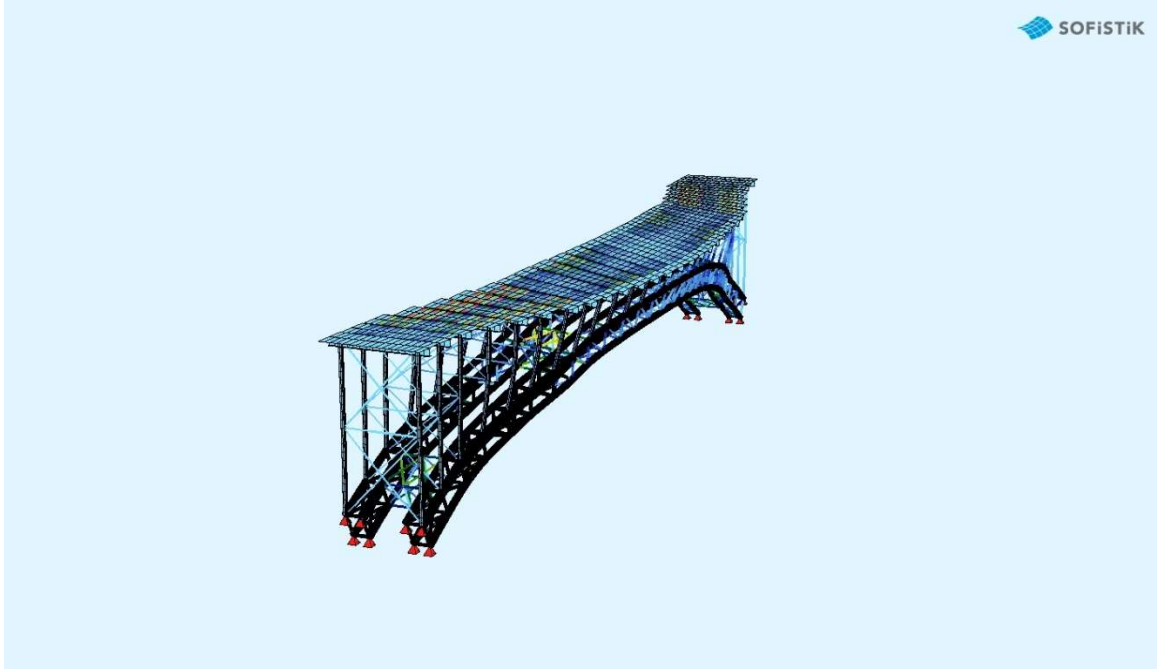
Κατηγορία Εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S	Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_I
A	0.15	0.40	2.50	1.00	I	0.80
B	0.15	0.50	2.50	1.20	II	1.00
C	0.20	0.60	2.50	1.15	III	1.20
D	0.20	0.80	2.50	1.35	IV	1.40
E	0.15	0.50	2.50	1.40		

Απ' την ιδιομορφική ανάλυση προκειμένου να υπάρξει ικανοποιητική προσέγγιση της μάζας (σχεδόν το 90% της μάζας) που διεγείρεται λαμβάνονται 100 ιδιομορφές οι οποίες βάση του EN1998-1 συνδυάζονται με τη μέθοδο S.R.S.S και C.Q.C.. Παρουσιάζονται οι ιδιομορφές 1, 2 κατά τον εγκάρσιο άξονα της γέφυρας και η ιδιομορφή 4 κατά τον διαμήκη άξονα.

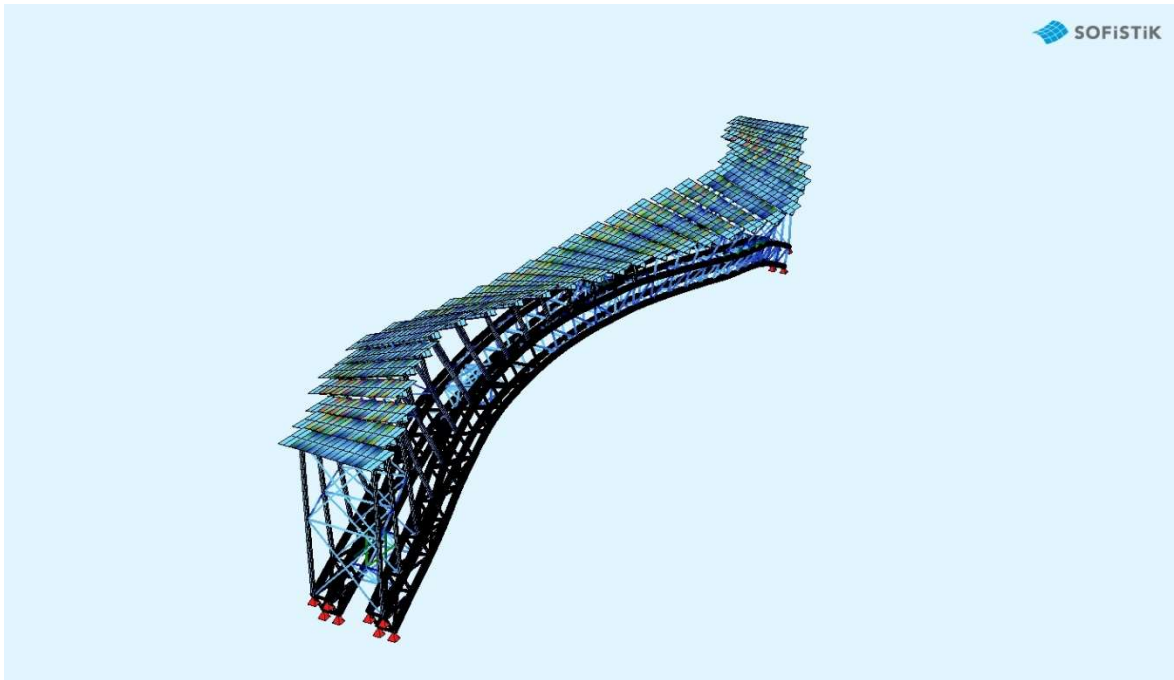
Ιδιομορφή 1: $f = 0,36$ Hz

Ιδιομορφή 2: $f = 0,62$ Hz

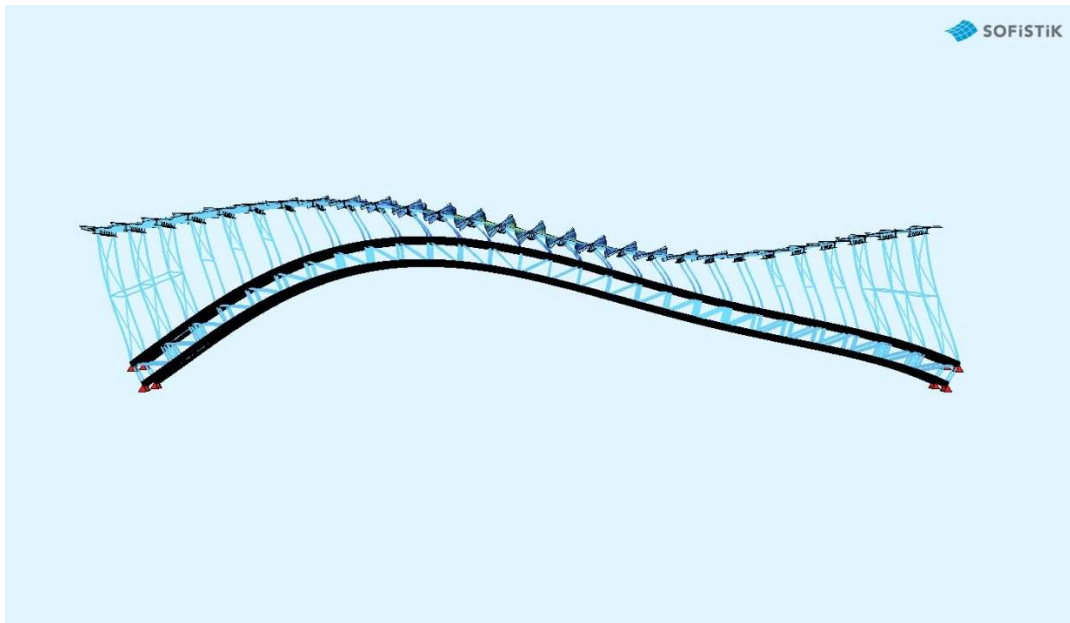
Ιδιομορφή 4: $f = 1,02$ Hz



Εικόνα 3.10: Ιδιομορφή 1



Εικόνα 3.11: Ιδιομορφή 2



Εικόνα 3.12: Ιδιομορφή 4

4. Έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

4.1 Συνδυασμοί ΟΚΑ

Οι βασικοί συνδυασμοί σύμφωνα με τον EN1990 που γίνεται έλεγχος των μελών και των διατομών στην Ο.Κ.Α είναι οι ακόλουθοι (από τον κάθε βασικό συνδυασμό προκύπτουν και οι επιμέρους με δυσμενείς φορτίσεις) :

- $1.35G + 1.35Q + 1.5 \cdot 0.6W_{tr} + 0.6 \cdot 1.5T$
- $1.35G + 1.35 (0.75TS + 0.4UDL) + 1.5T + 1.5 \cdot 0.6W_{tr}$
- $1.35G + 1.35 (0.75TS + 0.4UDL) + 1.5W_{tr} + 0.6 \cdot 1.5 T$
- $1.0G + 1.0A_{ED} + 0.2QU DL + 0.5T$ (σεισμικός συνδυασμός ο.κ.α)

G : ίδιο βάρος και πρόσθετα μόνιμα φορτία κατασκευής

Q : φορτία κυκλοφορίας με UDL ομοιόμορφα φορτία και TS βαριά οχήματα

T : δράσεις θερμοκρασίας οι οποίες εισάγονται με τους συνδυασμούς όπως περιγράφηκαν στο κεφάλαιο 3

W : φορτία ανέμου σε αφόρτιστη γέφυρα

W_{tr} : φορτία ανέμου σε φορτισμένη γέφυρα

A_{ED} : σεισμικές δράσεις

Ο κρισιμότερος συνδυασμός είναι ο 1^{ος} : $1.35G + 1.35Q + 1.5 \cdot 0.6W_{tr} + 0.6 \cdot 1.5T$ ο οποίος με τη σειρά του, έχει 12 διαφορετικούς συνδυασμούς σχετικά με τις θέσεις των φορτίων κυκλοφορίας, και με αυτούς τους συνδυασμούς γίνεται η διαστασιολόγηση των μελών του φορέα. Για τα αντιανέμια και τις μηκίδες ο κρισιμότερος συνδυασμός, είναι από τον γενικό συνδυασμό 3^ο : $1.35G + 1.35 (0.75TS + 0.4UDL) + 1.5W_{tr} + 0.6 \cdot 1.5 T$.

4.2 Διαστασιολόγηση Διαδοκίδας

4.2.1 Έλεγχος ροπής

Το συνεργαζόμενο Πλάτος της σύμμικτης διατομής υπολογίζεται σύμφωνα με τον EN1994-1. Υπολογίζονται τα αδρανειακά της σύμμικτης διατομής καθώς και κάθε διατομής ξεχωριστά. Επίσης γίνεται η παρουσίαση των τάσεων για τον έλεγχο της διατομής σε κάμψη σε δυο φάσεις, την πρώτη φάση όπου η διαδοκίδα αναλαμβάνει τα ίδια βάρη χωρίς υποστήριξη και την φάση λειτουργίας όπου έχουμε την συνεργασία των δύο διατομών. Τέλος ελέγχεται η διαδοκίδα σε διάτμηση.

Γεωμετρικά και Αδρανειακά στοιχεία Σύμμικτης διαδοκίδας

Διαστάσεις και αδρανειακά μεγέθη σε cm, τάσεις σε kN/cm² και ροπές σε kNcm

h = 33 cm και beff = 545cm

ΜΟΝΑΔΕΣ	(cm, cm2, cm3, cm4, kN)
fcd	2,00
fad	35,50
fsd	43,50
za	126,15
z0	39,37
η	7,24
yc(steel)	86,15
STEEL AREA	1.027,50
STEEL INERTIA	4.118.292,50
CONCRETE AREA	21.800,00
CONCRETE INERTIA	2.906.666,67
Z	36.476,25
D	37.060,00
Mpl,rd	38.833,72
Ae	4.038,13
ze	57,19
le	14.764.291,30

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός για τη διαδοκίδα δίνει τα εξής αποτελέσματα:

ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ (cm3)		
(Ανω ινα σκυροδεματος)	Wco	- 1.869.441,96
(κατω ινα σκυροδεματος)	Wcu	- 4.420.025,43
(ανω ινα χαλυβα)	Wao	- 610.416,44
(κατω ινα χαλυβα)	Wau	117.351,31
	Wel,y	49.065,00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΡΘΩΝ ΤΑΣΕΩΝ:

ΡΟΠΗ kNcm(1.35G)	ΤΑΣΕΙΣ Μρα (ΦΑΣΗ I)	ΡΟΠΗ ΔΥΣΜΕΝΕΣΤΕΡΟΥ ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΥ ΦΟΡΤΙΣΗΣ (kNcm)	Αξονικές τάσεις	ΤΑΣΕΙΣ Μρα (ΦΑΣΗ II)
	-	1932000	0,97323601	- 11,87
	-	1932000	0,97323601	- 4,90
	-	1932000	0,97323601	- 35,48
	-	1932000	0,97323601	193,96
332.700,00	67,81	-	0,97323601	-
	MAX	262,74	74%	

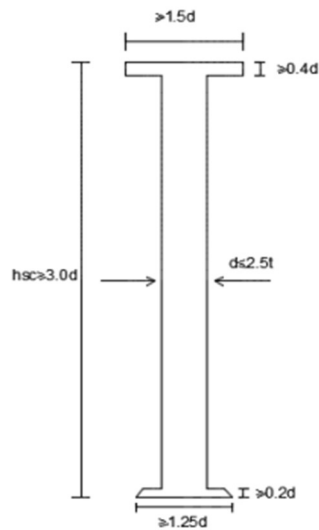
Έλεγχος σε διάτμηση:

- $V_{p1,a,Rd} = A_v \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 6371,56 \text{ kN}$
- Μέγιστη Τέμνουσα $V_{ED} = 5150,59 \text{ kN}$
- $V_{p1,a,Rd} > V_{ED}$

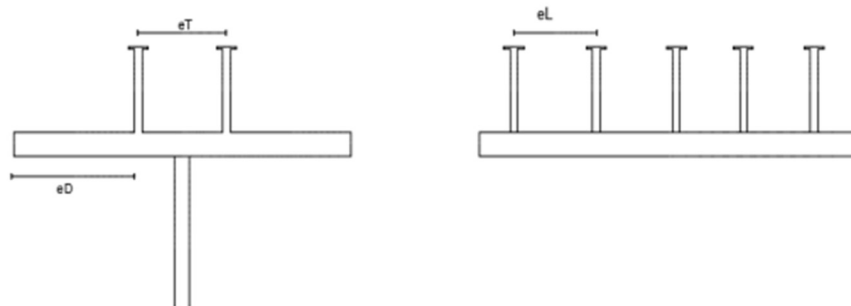
Έλεγχος σε κύρτωση και και αλληλεπίδραση δεν γίνεται μιας και η διαδοκίδα δουλεύει αμφιέριστα. Συνεπώς, η διαδοκίδα επαρκεί και σε τέμνουσα.

4.2.2 Διατμητική Σύνδεση Διαδοκίδας

Η λειτουργία των σύμμικτων διατομών μεταξύ χαλύβδινης δοκού και πλάκα σκυροδέματος υλοποιείται μέσω των διατμητικών ήλων. Ο EN1994-2 καλύπτει μόνο ένα συγκεκριμένο τύπο διατμητικών συνδέσεων, τους διατμητικούς ήλους κεφαλής. 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. Σύμφωνα με τον EN1994-2 στις σύμμικτες γέφυρες η διατμητική σύνδεση πρέπει να είναι πλήρης.



Εικόνα 4.1: Διαστάσεις διατμητικών ήλων



Εικόνα 4.2: Διάταξη διατμητικών ήλων

Η διατμητική αντοχή των ήλων καθορίζεται με βάση την διάτμηση κορμού του ήλου ή τη θραύση του σκυροδέματος. Συνήθως κρίσιμότερος είναι ο έλεγχος σε θραύση του σκυροδέματος από διαμήκη διάτμηση. Ακολουθούν αναλυτικά οι σχέσεις υπολογισμού της αντοχής των ήλων.

Επιλέγουμε ήλους με:

- Διάμετρο: $d = 22\text{mm}$ $16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$
- Ύψος: $h_{sc} = 200\text{mm}$
- Απόσταση: $e_T = 100\text{mm} \geq 2.5 \cdot 22\text{mm}$
- Απόσταση: $e_D = 200\text{mm} \geq 25\text{mm}$
- Διαθέσιμη επικάλυψη ήλων: $c = h_c - h_{sc} = 100\text{mm} > c_{nom} = 30\text{mm}$

Μορφή αστοχίας για διάτμηση κορμού ήλου:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \left(\Pi \cdot \frac{d^2}{4} \right)}{\gamma_v} = 121,6 \text{ kN}$$

Μορφή αστοχίας για θραύση σκυροδέματος:

$$p_{Rd_2} = \frac{0,29 \cdot a \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 118,81 \text{ kN}$$

Τελική Αντοχή για Ο.Κ.Α :

$$PRd = \min(PRd,1, PRd,2) = 118,81 \text{ kN}$$

Τελική Αντοχή για Ο.Κ.Λ :

$$PRd,ser = 0,75 \cdot PRd = 89,1 \text{ kN}$$

Όπου:

- $d = 22\text{mm}$ διάμετρος ήλου
- $f_u = 500\text{MPa}$ ονομαστική εφελκυστική αντοχή χάλυβα ήλου
- $f_{ck} = 35\text{MPa}$ χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος
- $E_{cm} = 33\text{GPa}$ μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος
- $\alpha = 1$ για $h_{sc}/d > 4$
- $\gamma_v = 1.25$ συντελεστής ασφαλείας

$$v_{L,Ed} = \frac{v_{Ed} \cdot S}{I_e} = 860.59 \text{ kN/m από ΟΚΑ}$$

$$v_{L,Ed} = \frac{v_{Ed} \cdot S}{I_e} = 623.20 \text{ kN/m από ΟΚΛ}$$

Όπου:

- V_{Ed} : δρώσα τέμνουσα δύναμη από δυσμενέστερους συνδυασμούς Ο.Κ.Α, Ο.Κ.Λ (Εικόνα 6.3a, 6.3b)
- S : στατική ροπή της πλάκας του σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους σύμμικτης
- I : ροπή αδράνειας αρηγμάτωσης σύμμικτης διατομής

Αντοχή ήλων:

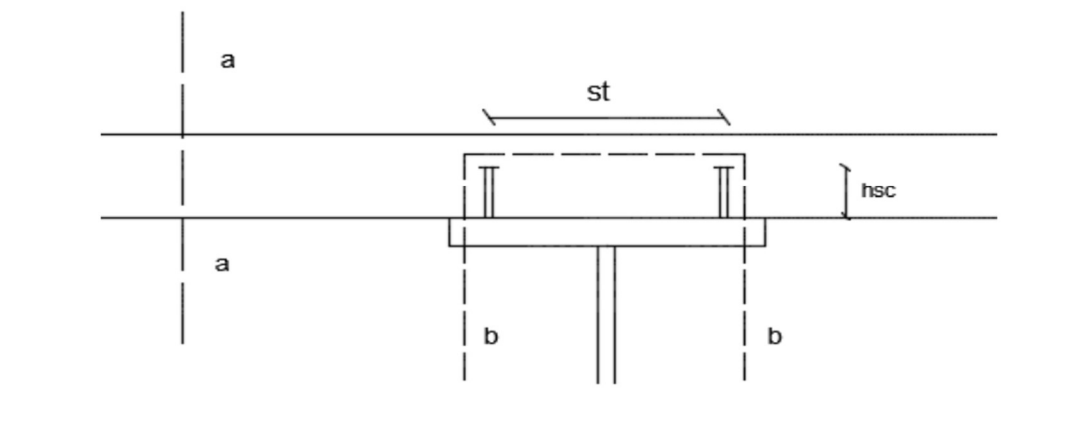
$$V_{L,Rd} = \frac{n \cdot P_{Rd}}{e_L} = 1080,09 \text{ kN/m} > V_{LEd} \text{ για ΟΚΑ}$$

$$V_{L,Rd} = \frac{n \cdot P_{Rd}}{e_L} = 810,00 \text{ kN/m} > V_{LEd} \text{ για ΟΚΛ}$$

Όπου:

- P_{rd} = αντοχή ήλων από Ο.Κ.Α και Ο.Κ.Λ
- $n = 2$ αριθμός ήλων στη διατομή
- $eL = 12\text{cm}$ διαμήκης απόσταση ήλων , και ισχύει $5 \cdot 22 < 220 < 800 \text{ mm}$

4.2.3 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος :



Εικόνα 4.34 Επιφάνειες αστοχίας

Υπολογίζεται δρώσα διατμητική ροή:

$$v_{LC,Ed} = v_{LEd} * \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}}$$

Όπου:

- $v_{L,Ed}$ = δρώσα διατμητική ροή στην Ο.Κ.Α
- $A_{cp,eff}$ = εμβαδόν μερικής διατομής της πλάκας που κόβεται από την τομή α-α
- $A_{c,tot,eff}$ = συνολικό εμβαδόν της πλάκας εντός συνεργαζόμενου πλάτους

Υπολογίζεται αντοχή θλιπτήρων:

$$v_{c,Rd} = v * f_{cd} * L_v \frac{1}{\cot \theta + \cot^{-1} \theta}$$

Όπου:

- L_v = μήκος της πιθανής επιφάνειας αστοχίας α-α ή β-β
- θ = γωνία κλίσης θλιπτήρα που λαμβάνεται $\cot \theta = 1.2$ για θετικές ροπές
- $v = 0.6(1 - f_{ck}[MPa]/250)$
- f_{cd} = αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος

Προκύπτει ότι:

$$V_{cRd,aa} = 3104,80 \text{ kN/m} > V_{lc,Ed,aa} = 2636,46 \text{ kN/m}$$

$$V_{cRd,bb} = 5268,74 \text{ kN/m} > V_{lc,Ed,bb} = 5150,59 \text{ kN/m}$$

Απαιτούμενος οπλισμός ελκυστήρων:

$$\frac{A_s f}{s_f} = \frac{v_{ed}}{f_{sd} \cot \theta}$$

Άρα, **Asf = 45,35 cm²/m**

Παρακάτω, παρουσιάζεται ο συνολικός οπλισμός που απαιτείται, μετά και από την ανάλυση της πλάκας.

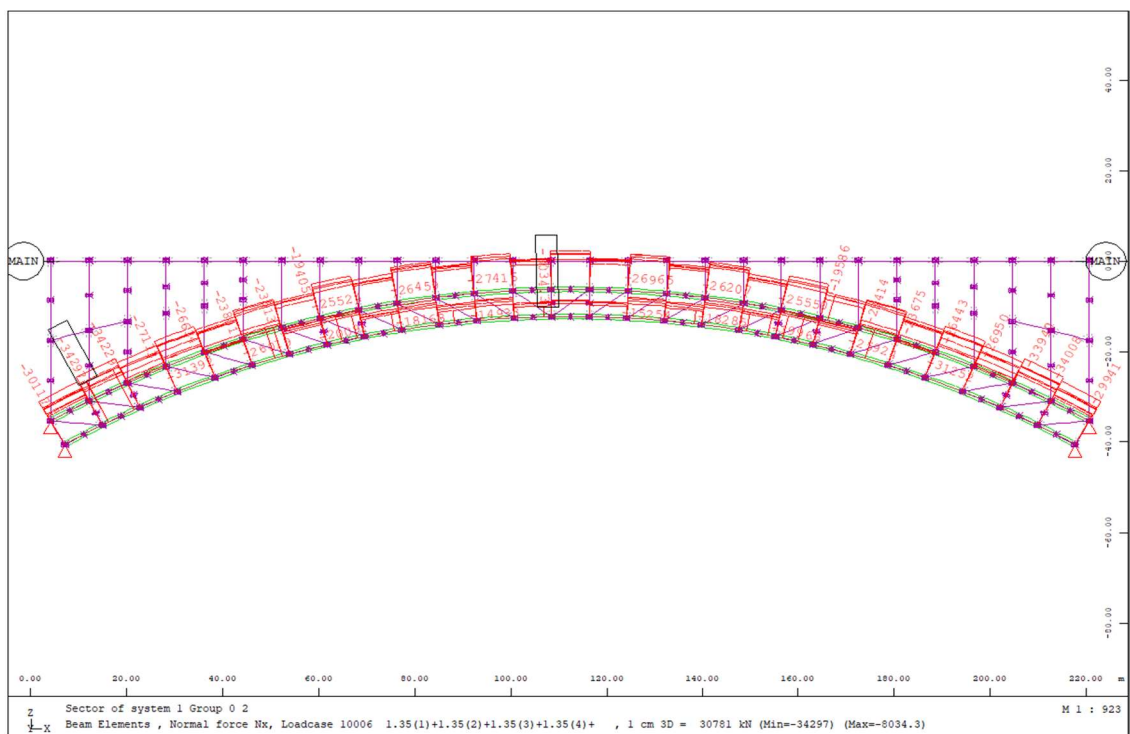
4.3 Διαστασιολόγηση Μεταλλικών Μελών Φορέα

Οι παράμετροι για τον έλεγχο των μελών και των διατομών έγινε σύμφωνα με τον EN1993-1-1. Η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση δύο κριτήρια, πρώτον, τις τάσεις Von Mises που πρέπει να είναι μικρότερες από την f_{yd} του χάλυβα σχεδιασμού 355 MPa και δεύτερον τον έλεγχο σε λυγισμό.

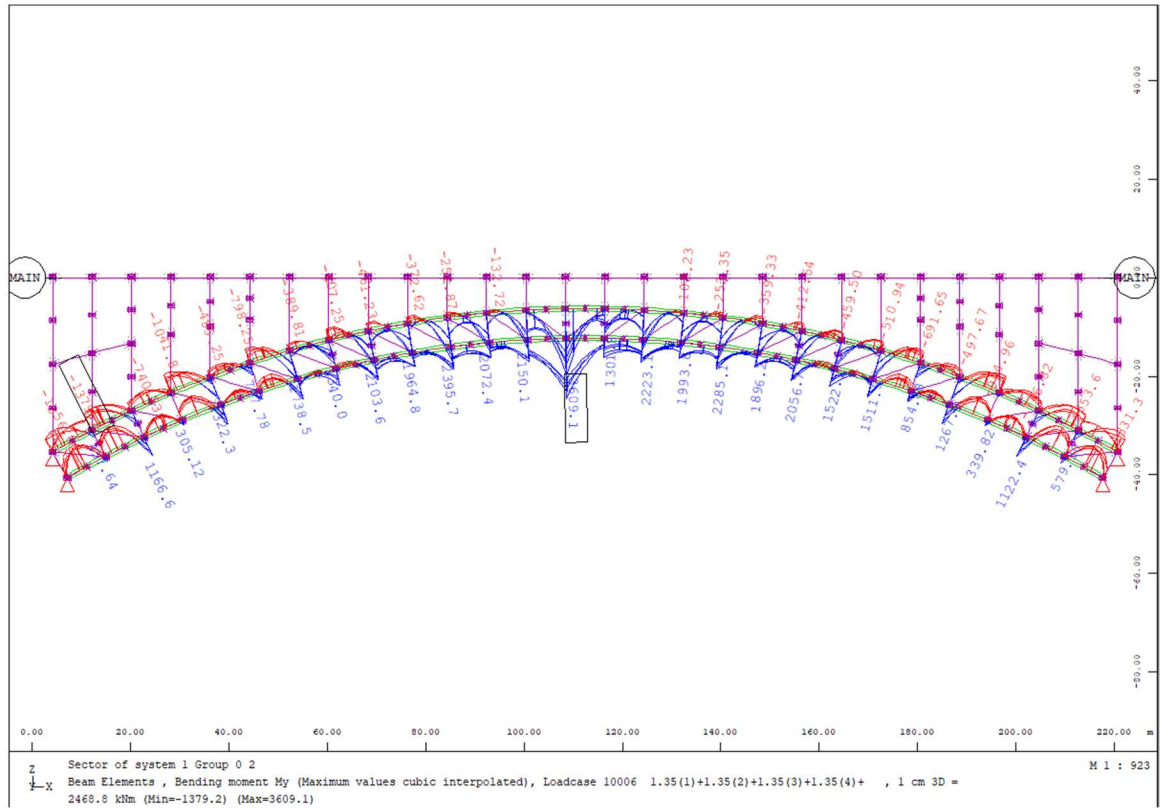
4.3.1 Κυρίως μέλη τόξου

Κυκλική διατομή 1400mm x 35mm, κατηγορία 2.

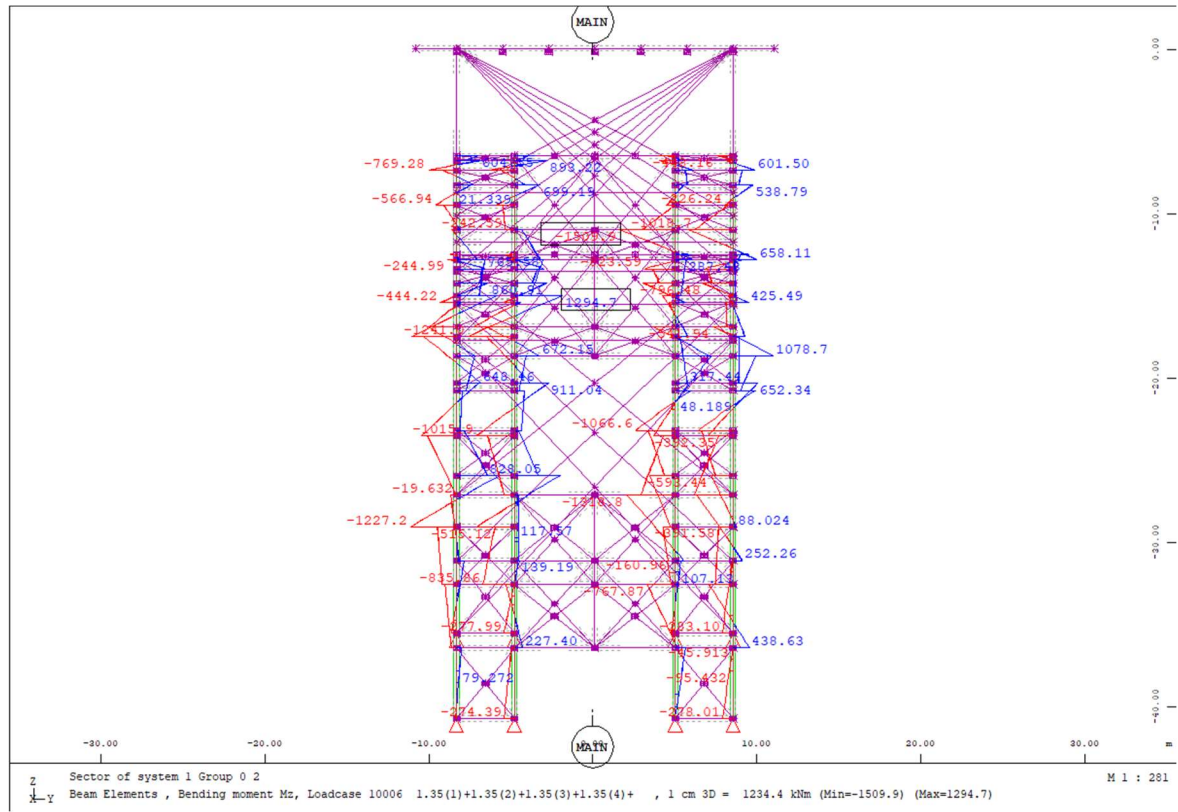
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών καθώς και διάγραμμα περιβάλλουσας τάσεων von Mises.



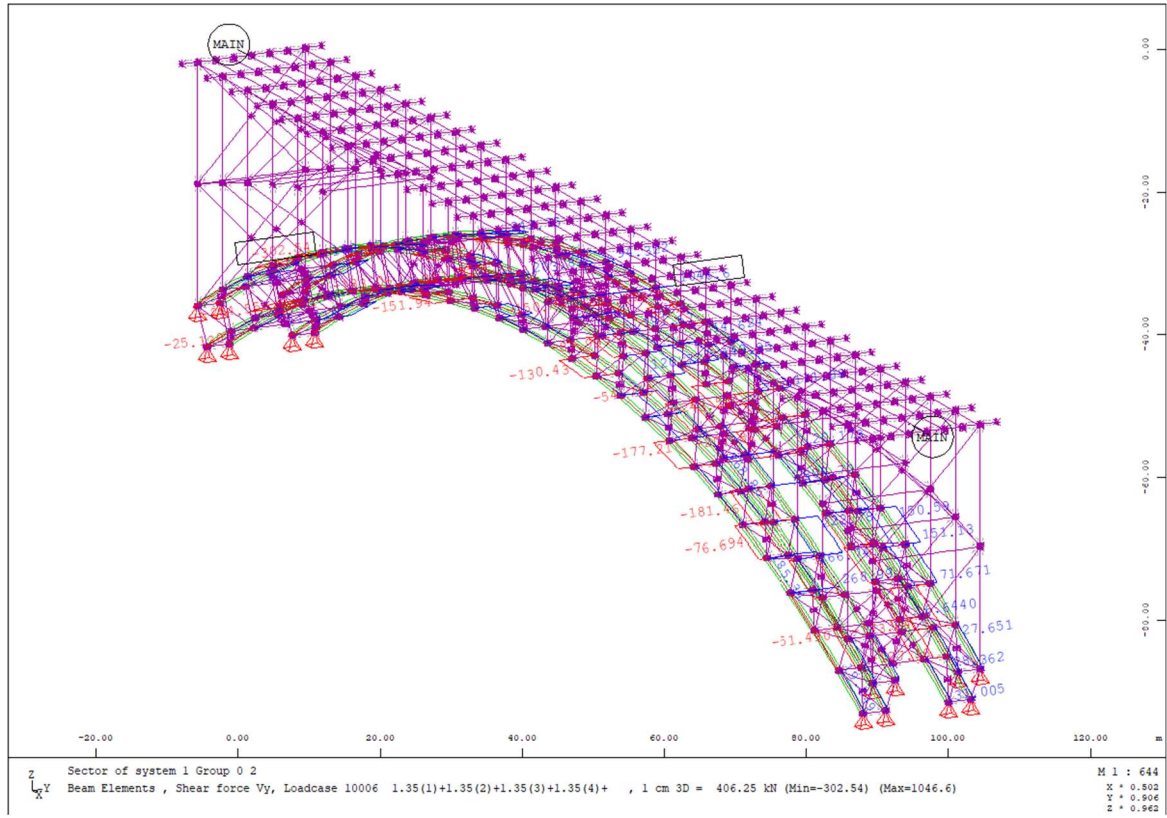
Εικόνα 4.3 Διάγραμμα αξονικής δύναμης N



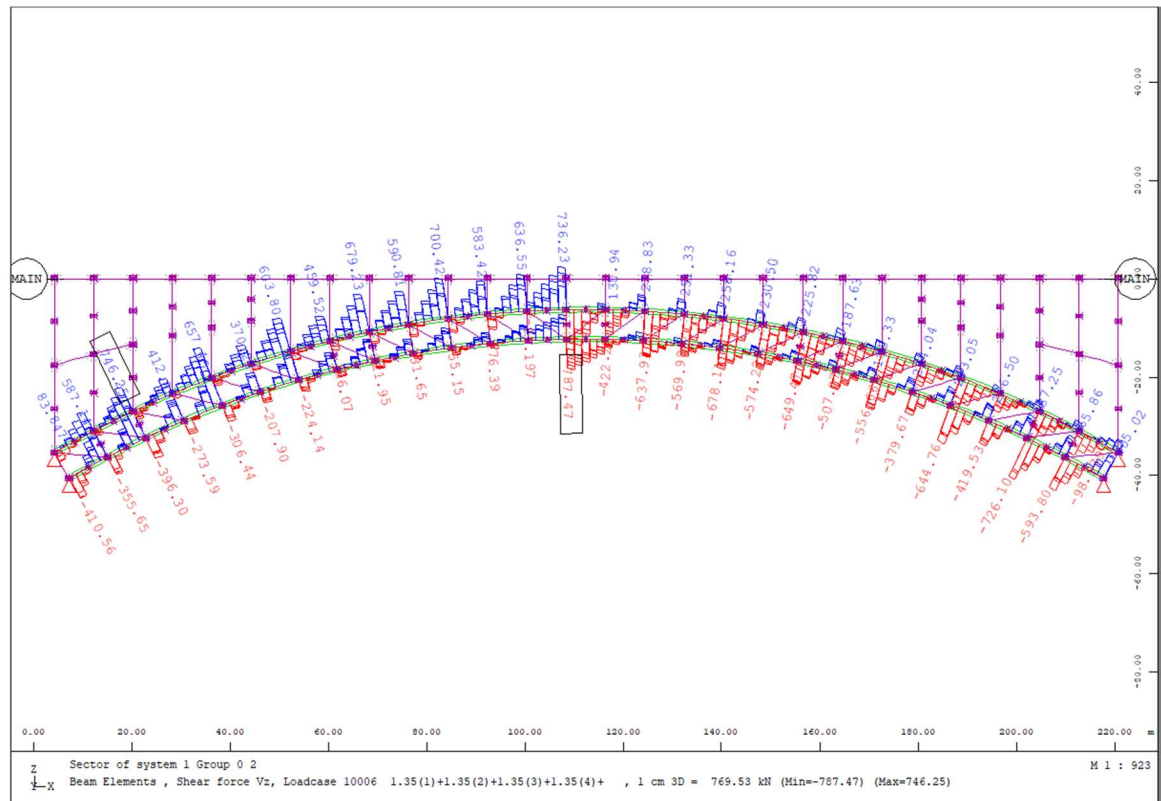
Εικόνα 4.4 Διάγραμμα ροπής ως προς τον ισχυρό άξονα My



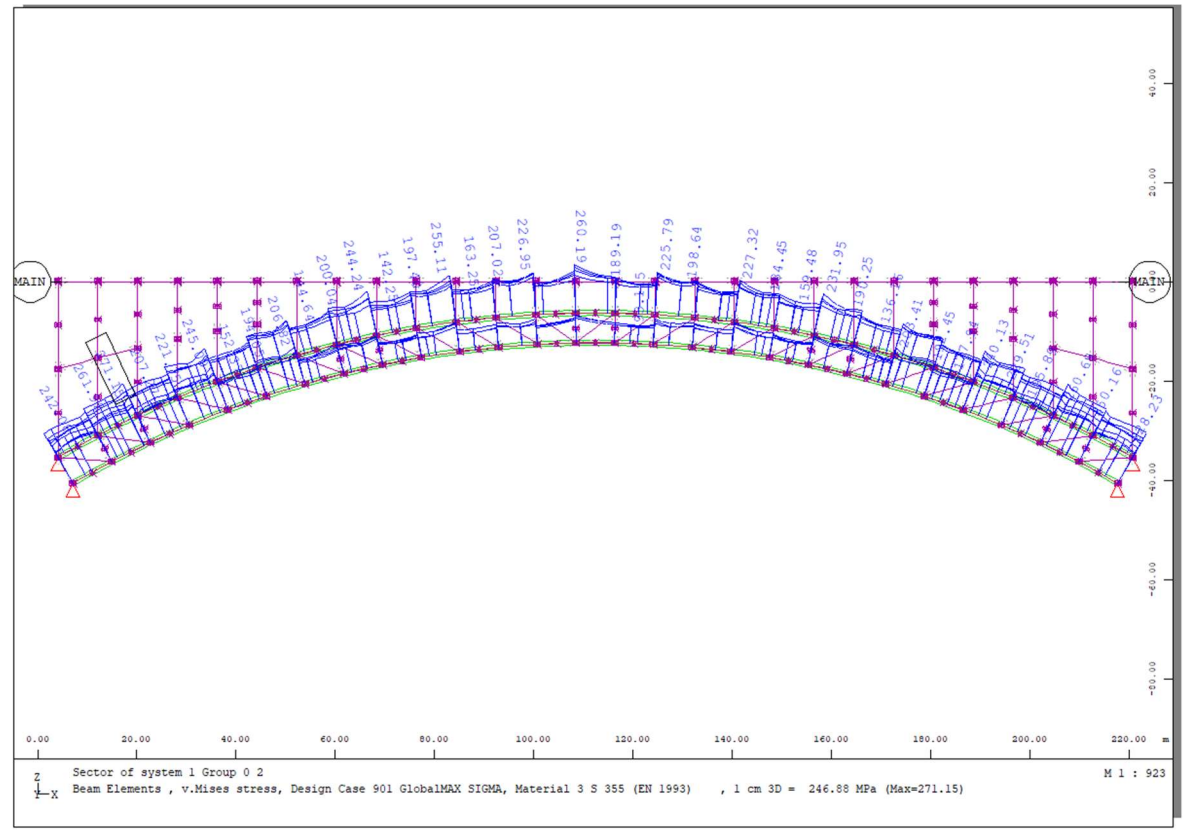
Εικόνα 4.5 Διάγραμμα ροπής Mz



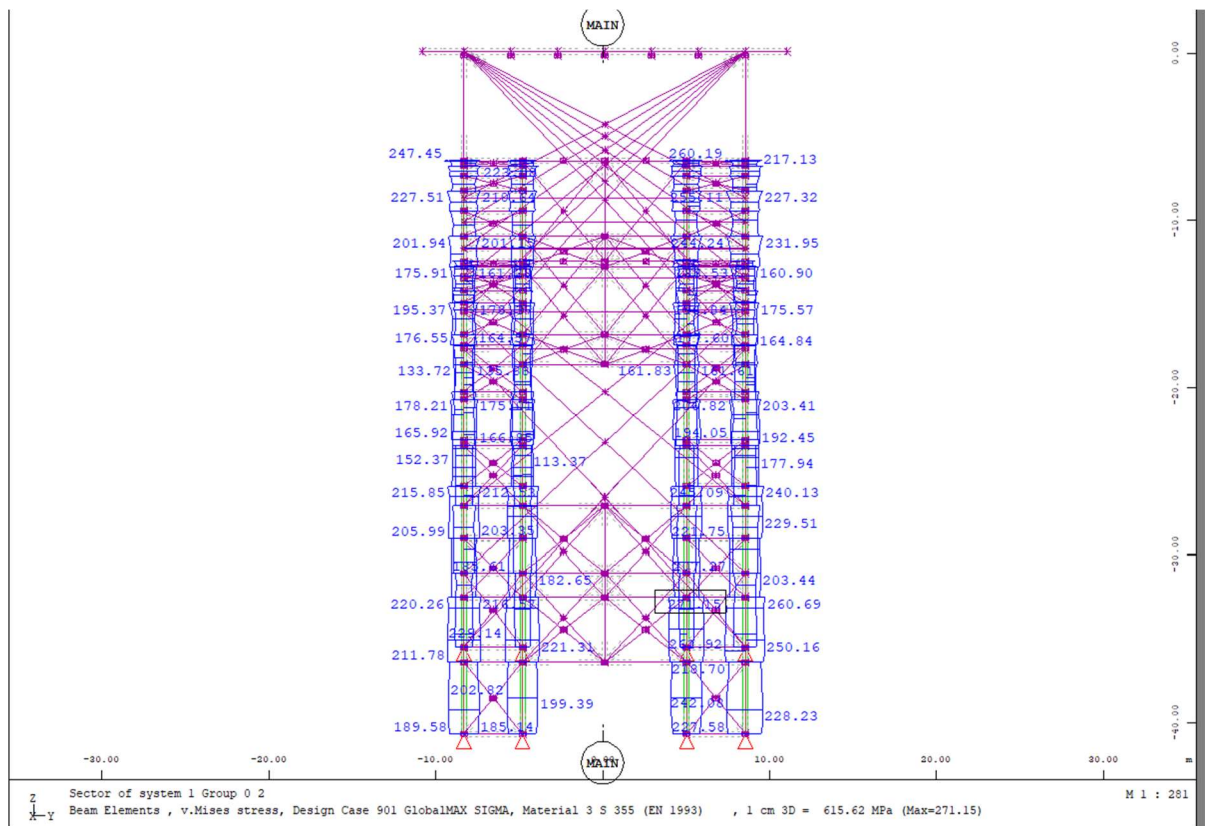
Εικόνα 4.6 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vy



Εικόνα 4.7 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz



Εικόνα 4.8α Περιβάλλουσα τάσεων von Mises



Εικόνα 4.8β Περιβάλλουσα τάσεων von Mises

Συνεπώς, ο έλεγχος τάσεων επαρκεί, αφού η μέγιστη τάση είναι **271,15 MPa** < 355 MPa. Βαθμός εκμετάλλευσης: **76,40%**.

Όσον αφορά τον έλεγχο λυγισμού των μελών, ο συντελεστής μήκους λυγισμού είναι 1 για όλα τα μέλη και εισάγεται χειροκίνητα στο πρόγραμμα όπως και η κατηγορία διατομής μέλους. Από τα αποτελέσματα του ελέγχου προκύπτει πως το πιο κρίσιμο μέλος είναι το 4026, με πιο κρίσιμο τον συνδυασμό LC10004

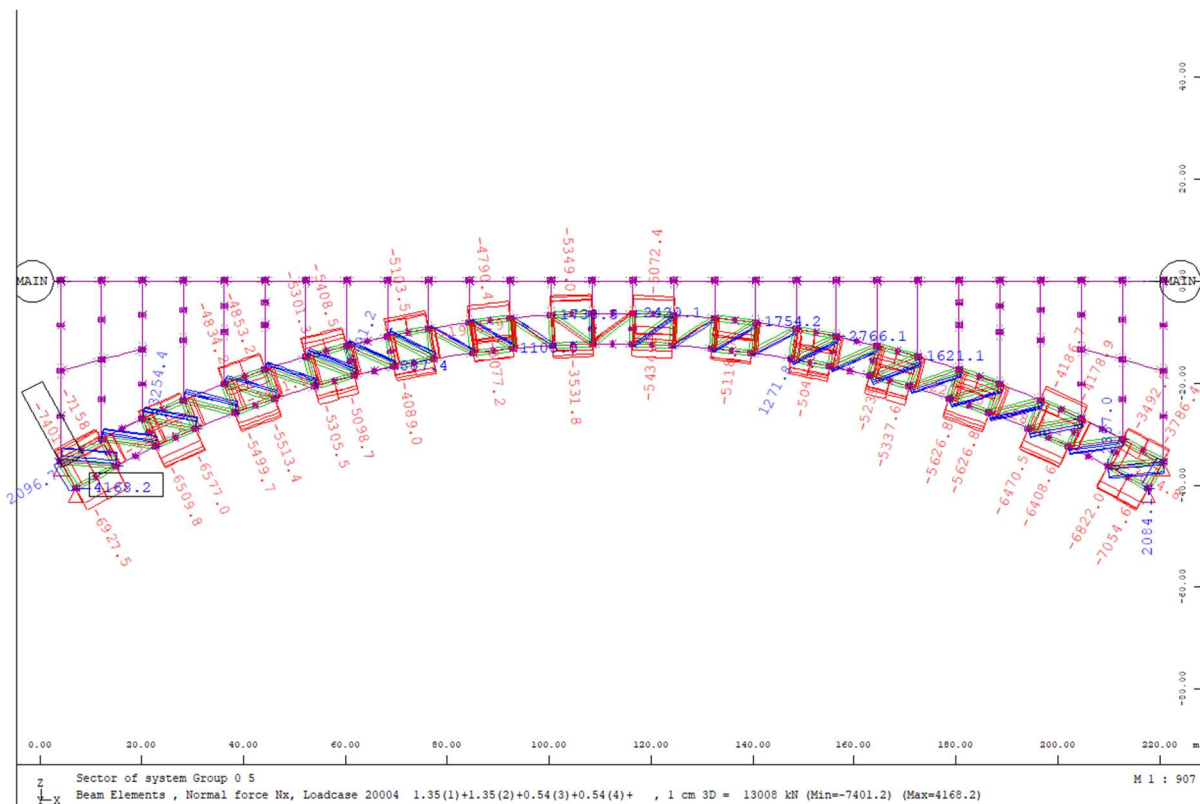
Το μέλος περνάει τον έλεγχο αφού $n_{my} = 0,800$ και $n_{mz} = 0,790$.

Όπου n_{my} , n_{mz} έλεγχος καμπτικού λυγισμού περί άξονα y και z αντίστοιχα

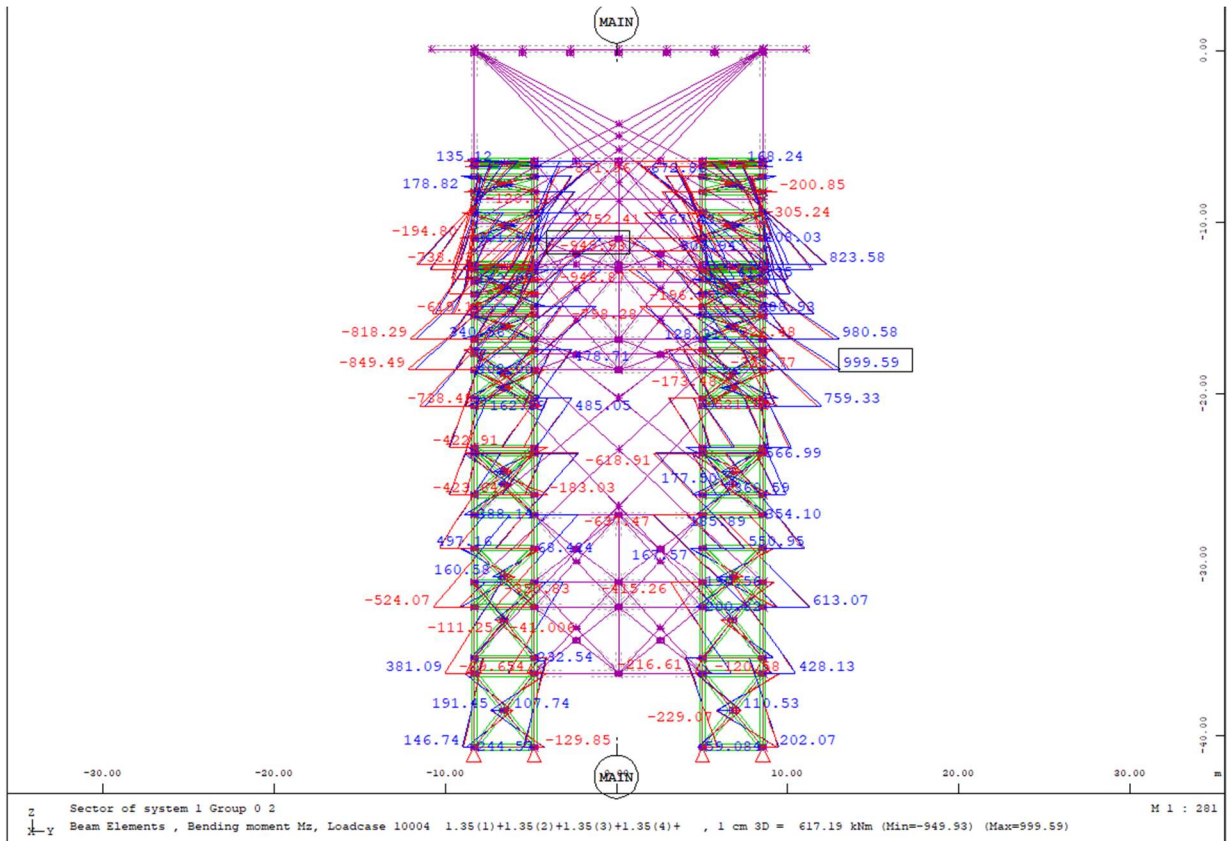
4.3.2 Δευτερεύοντα μέλη τόξου

Κυκλική διατομή CHS 610 X 25, κατηγορία 1.

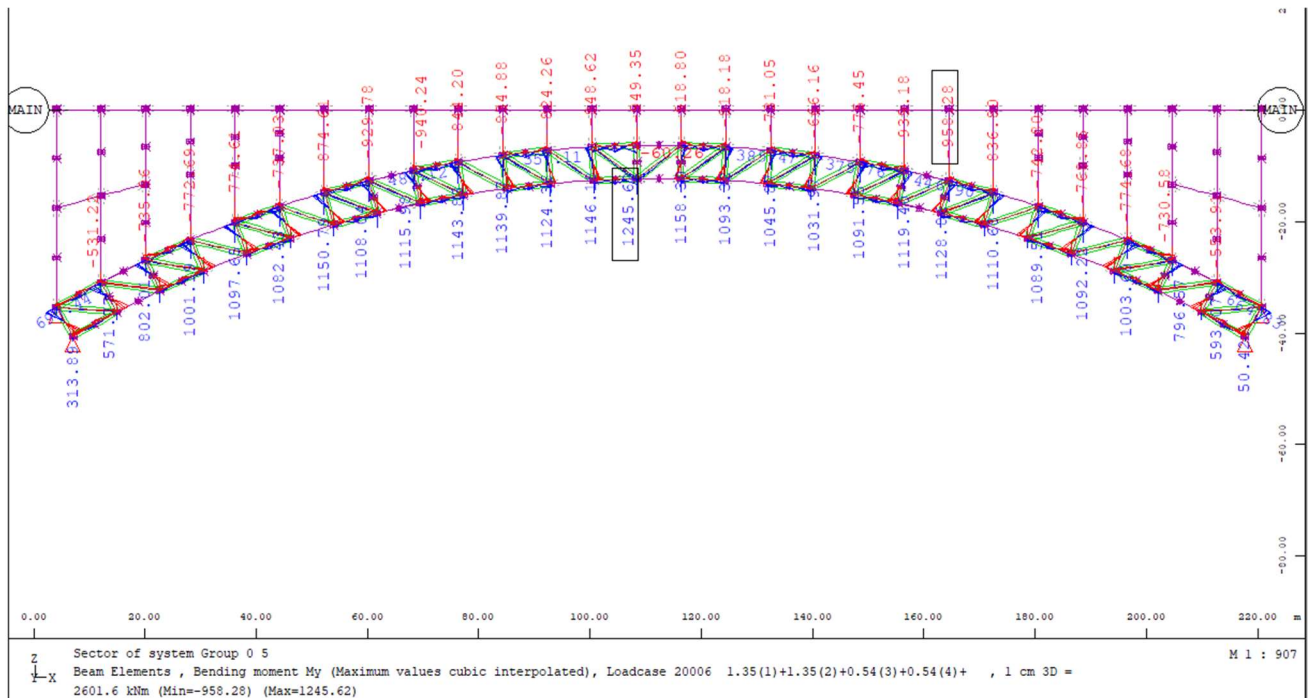
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών καθώς και διάγραμμα περιβάλλουσας τάσεων von Mises.



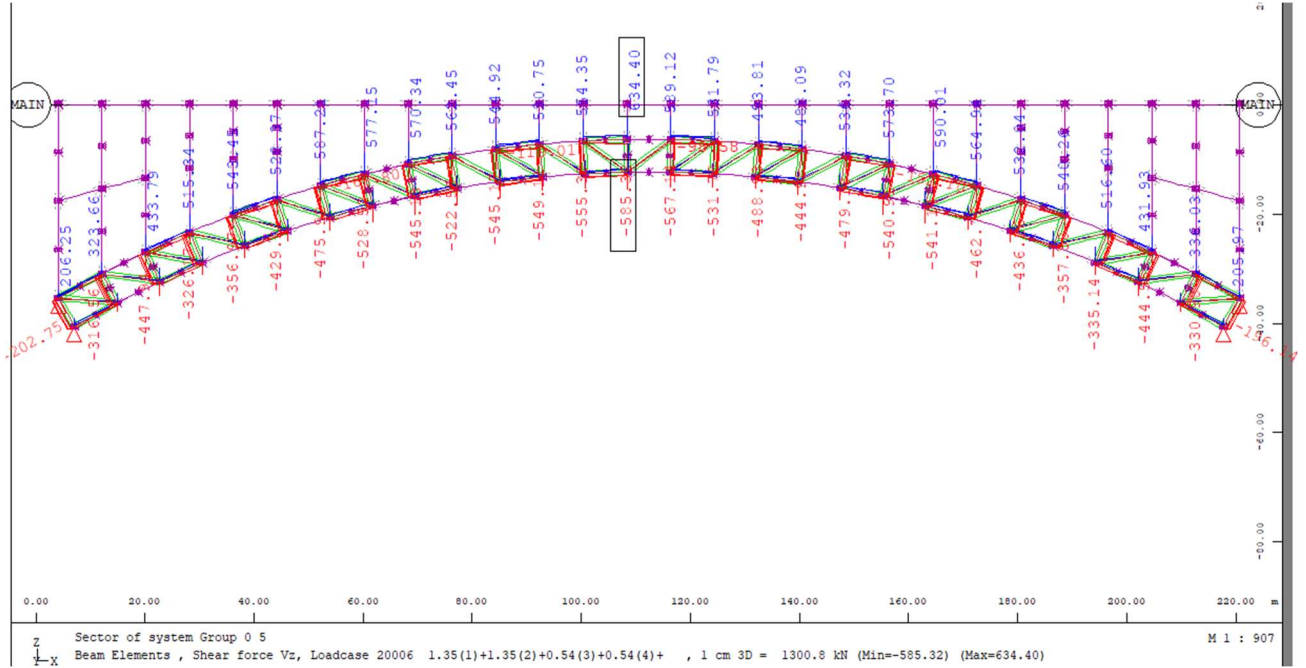
Εικόνα 4.10 Διάγραμμα αξονικής δύναμης N



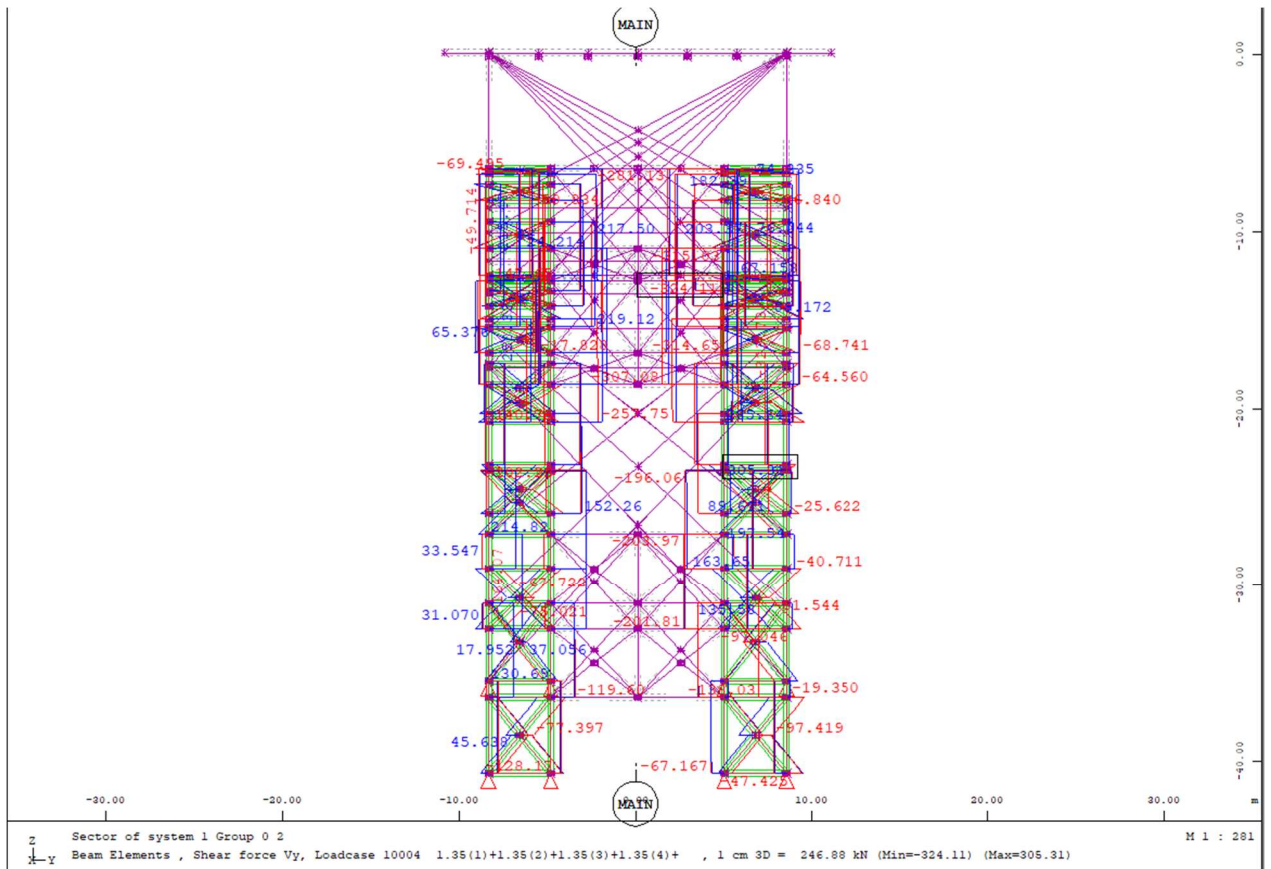
Εικόνα 4.11 Διάγραμμα ροπής περί τον ισχυρό άξονα My



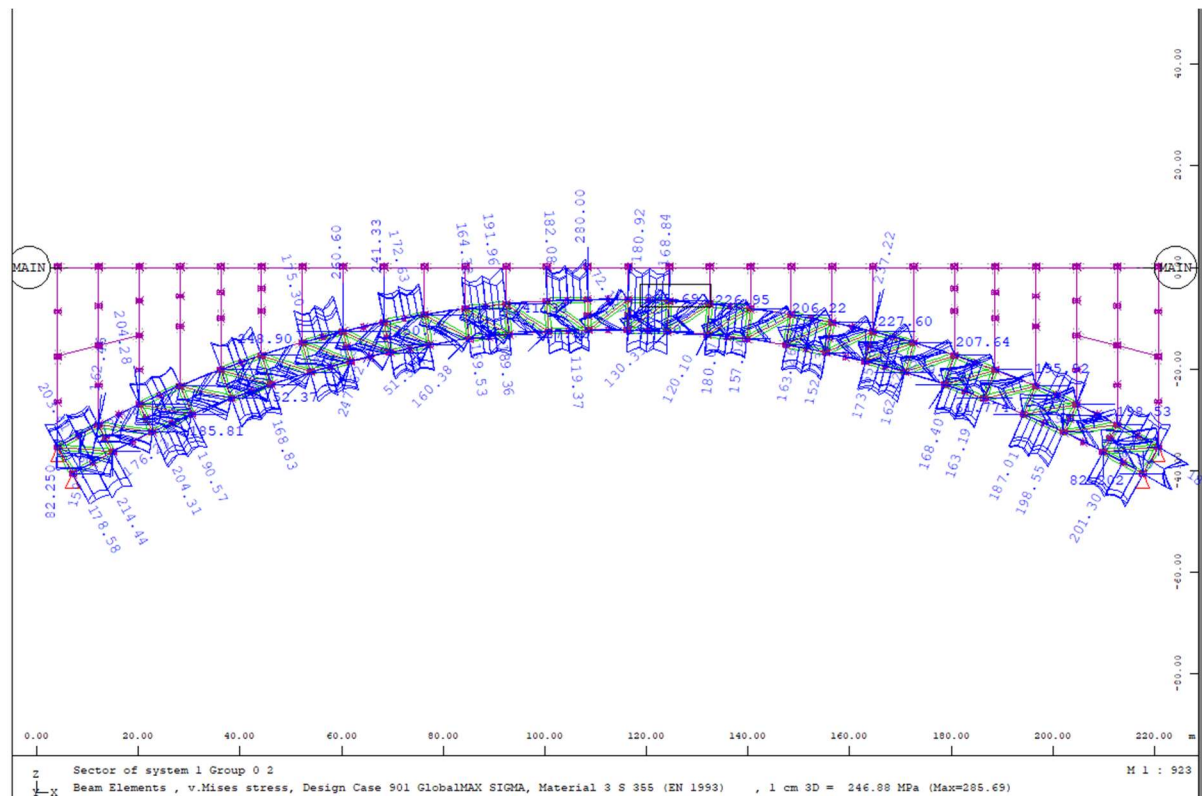
Εικόνα 4.12 Διάγραμμα ροπής Mz



Εικόνα 4.13 Διάγραμμα τεμνουσών Vz



Εικόνα 4.14 Διάγραμμα τεμνουσών Vy



Εικόνα 4.15 Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises

Συνεπώς, ο έλεγχος τάσεων επαρκεί, αφού η μέγιστη τάση είναι **285,69 MPa** < 355 MPa. Βαθμός εκμετάλλευσης: **80,50 %**.

Όσον αφορά τον έλεγχο λυγισμού των μελών, ο συντελεστής μήκους λυγισμού είναι 1 για όλα τα μέλη και εισάγεται χειροκίνητα στο πρόγραμμα όπως και η κατηγορία διατομής μέλους. Από τα αποτελέσματα του ελέγχου προκύπτει πως το πιο κρίσιμο μέλος είναι το 5115, με πιο κρίσιμο τον συνδυασμό LC10003.

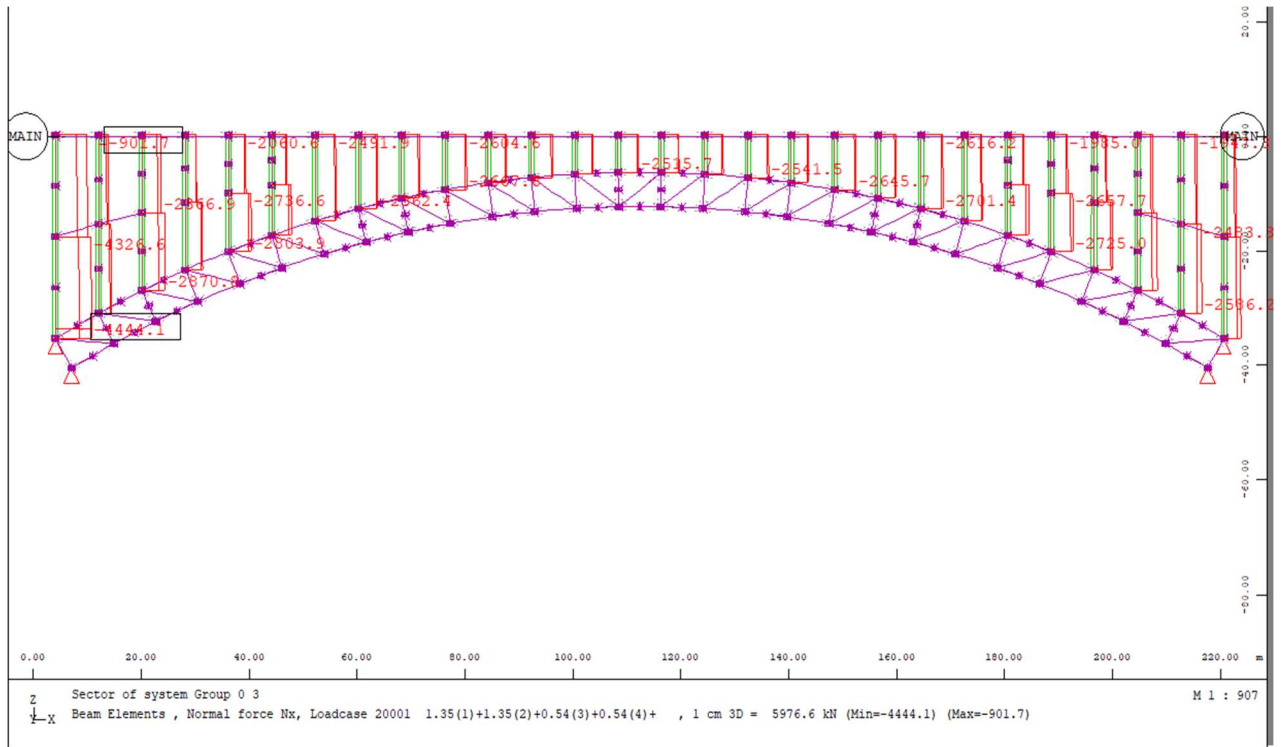
Το μέλος περνάει τον έλεγχο αφού $n_{my} = 0,702$ και $n_{mz} = 0,706$.

Όπου n_{my} , n_{mz} έλεγχος καμπτικού λυγισμού περί άξονα y και z αντιστοίχα

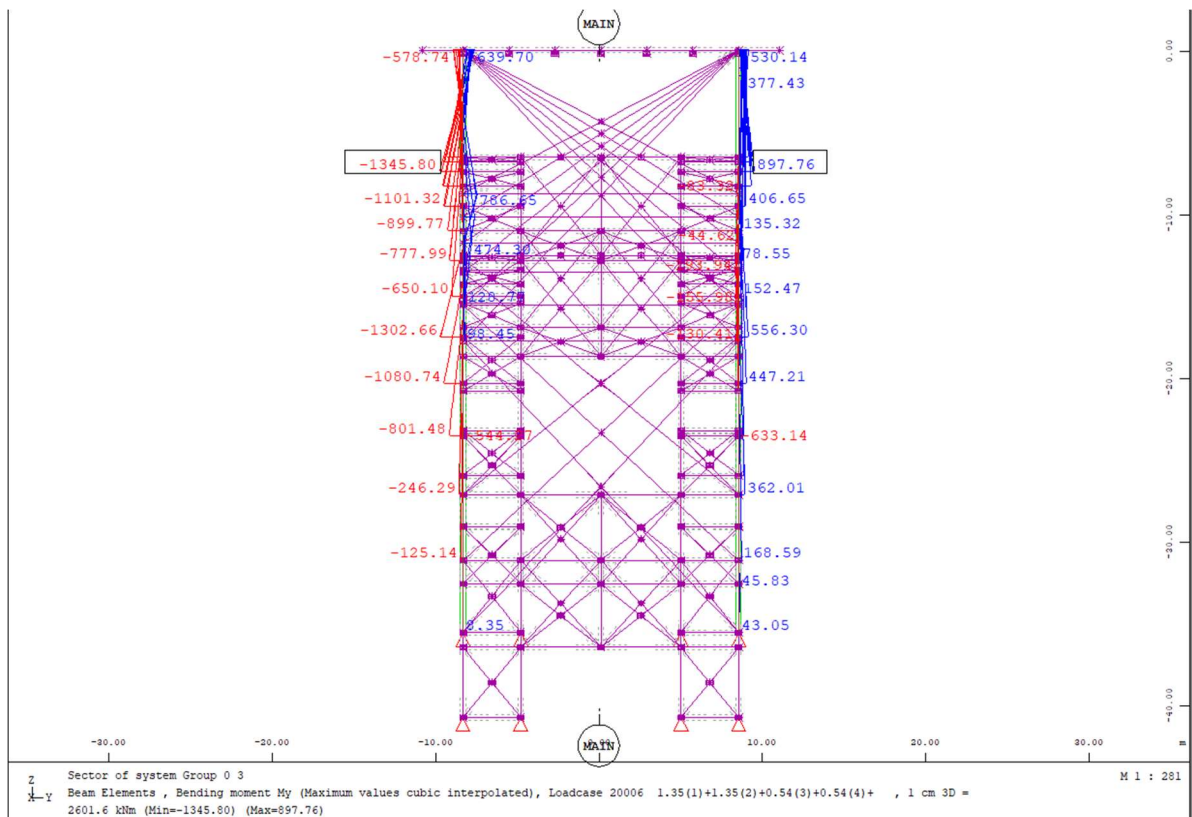
4.3.3 Ορθοστάτες (μέλη υποστυλωμάτων)

Ορθογωνική διατομή **SHS 650 X 650 X 25**, κατηγορία 1.

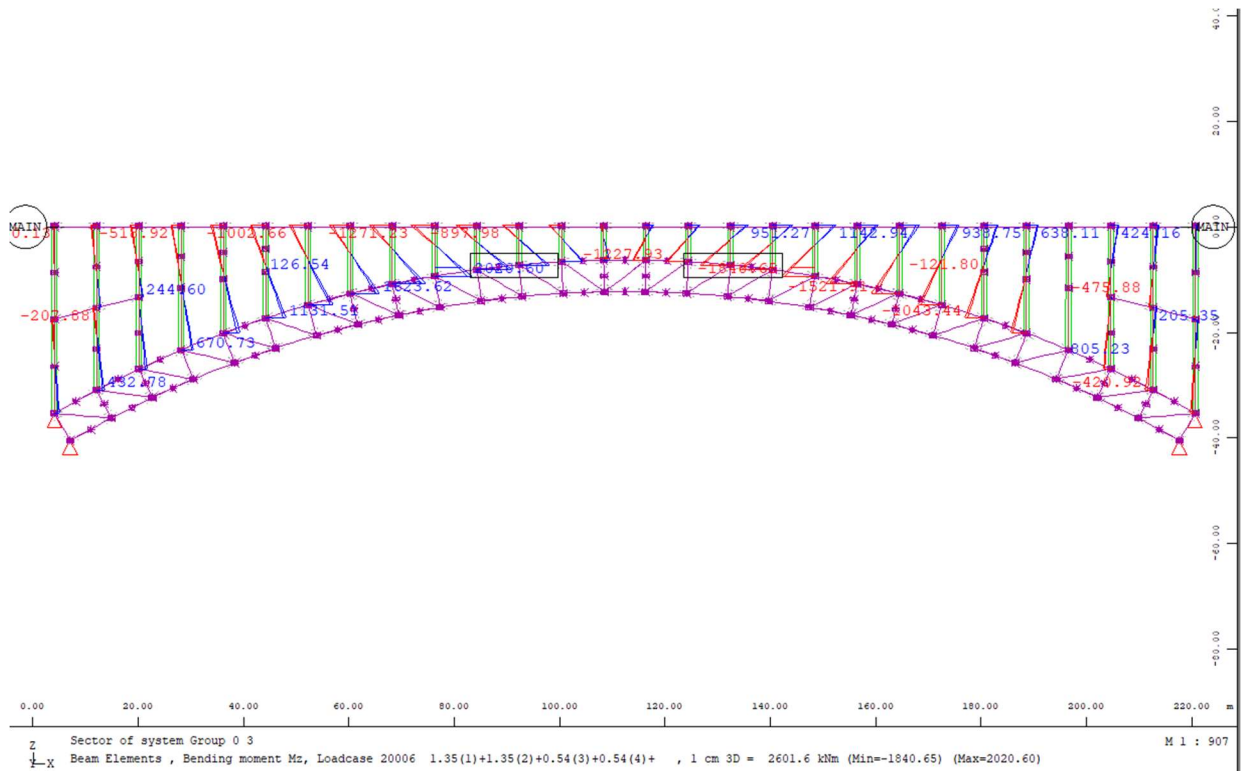
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών καθώς και διάγραμμα περιβάλλουσας τάσεων von Mises.



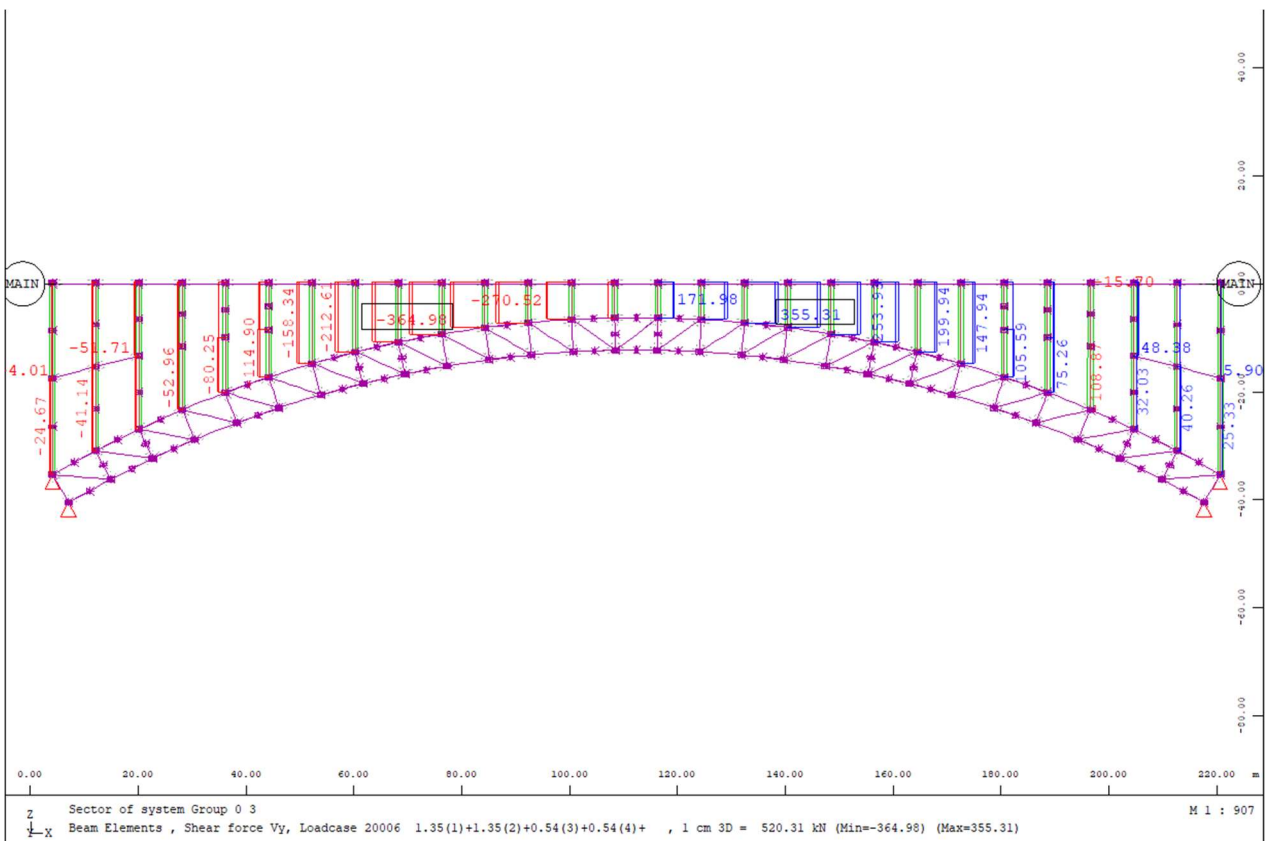
Εικόνα 4.16 Διάγραμμα αξονικής δύναμης N



Εικόνα 4.17 Διάγραμμα ροπής περί τον ισχυρό άξονα My



Εικόνα 4.18 Διάγραμμα ροπής Mz



Εικόνα 4.19 Διάγραμμα τεμνουσών Vy

Συνεπώς, ο έλεγχος τάσεων επαρκεί, αφού η μέγιστη τάση είναι **295,86 MPa** < 355 MPa. Βαθμός εκμετάλλευσης: **83,30%** .

Όσον αφορά τον έλεγχο λυγισμού των μελών, ο συντελεστής μήκους λυγισμού είναι 1 για όλα τα μέλη εκτός από αυτά που συναντάμε τα χιαστί αντιανέμια SHS 400X400X16 όπου για τον λυγισμό στην διεύθυνση Y ο συντελεστής είναι 0,5 και επιπλέον οι πρώτες 3 ακριανές σειρές υποστυλωμάτων συνδέονται στο μέσο τους κατά X με SHS 400X400X16 και λαμβάνεται συντελεστής 0,5 για λυγισμό στον Z άξονα. Οι συντελεστές εισάγονται χειροκίνητα στο πρόγραμμα όπως και η κατηγορία διατομής μέλους. Από τα αποτελέσματα του ελέγχου προκύπτει πως το πιο κρίσιμο μέλος είναι το 3042, με πιο κρίσιμο τον συνδυασμό LC10005.

Το μέλος περνάει τον έλεγχο αφού $n_{my} = 0,562$ και $n_{mz} = 0,597$.

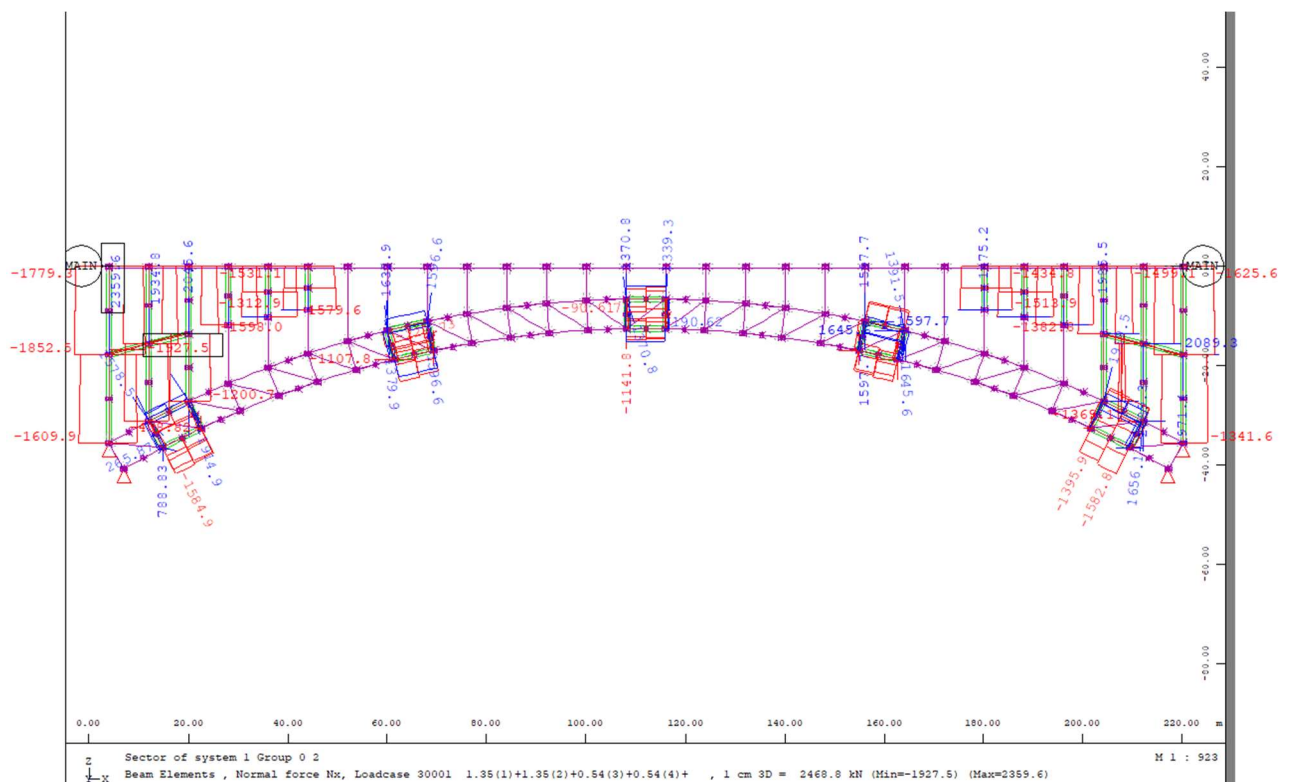
Όπου n_{my} , n_{mz} έλεγχος καμπτικού λυγισμού περί άξονα y και z αντίστοιχα

4.3.4 Αντιανέμια

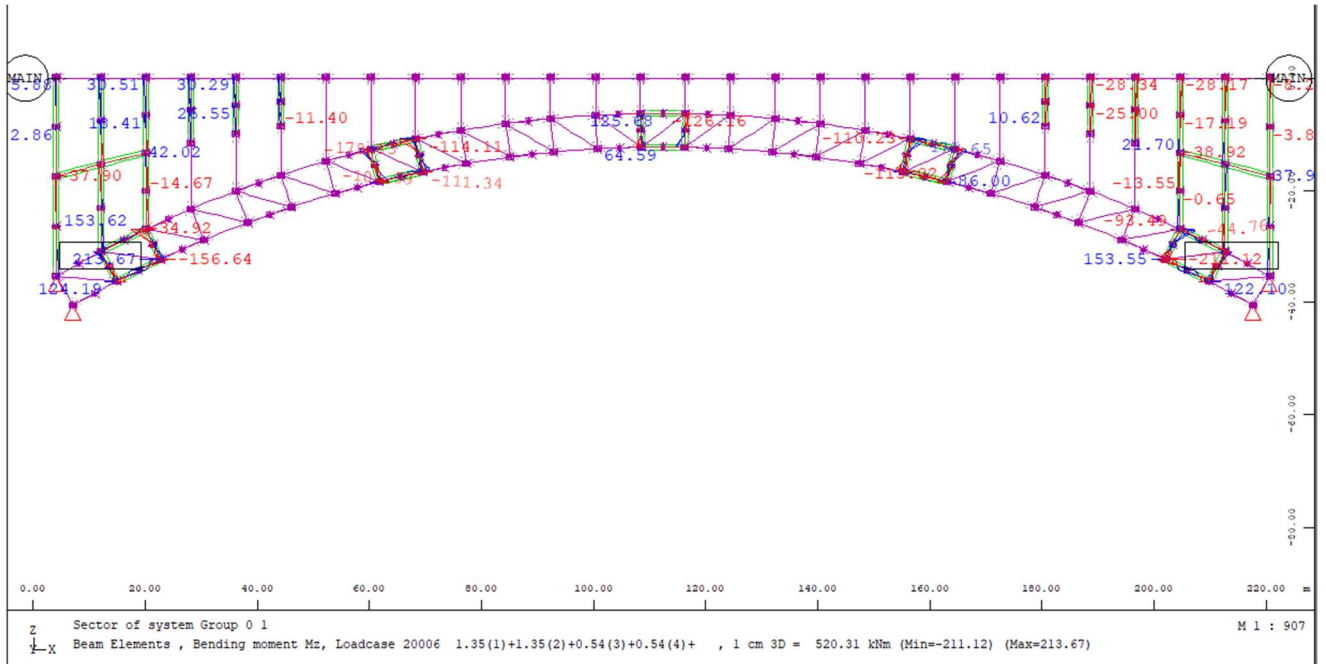
Τετραγωνική διατομή **SHS 400 X 400 X16** για τα μέλη ανάμεσα στους ορθοστάτες, κατηγορία 1

Κυκλική διατομή **CHS 457 X 16** για τα μέλη του δικτυώματος που συνδέουν τα τόξα, κατηγορία 1

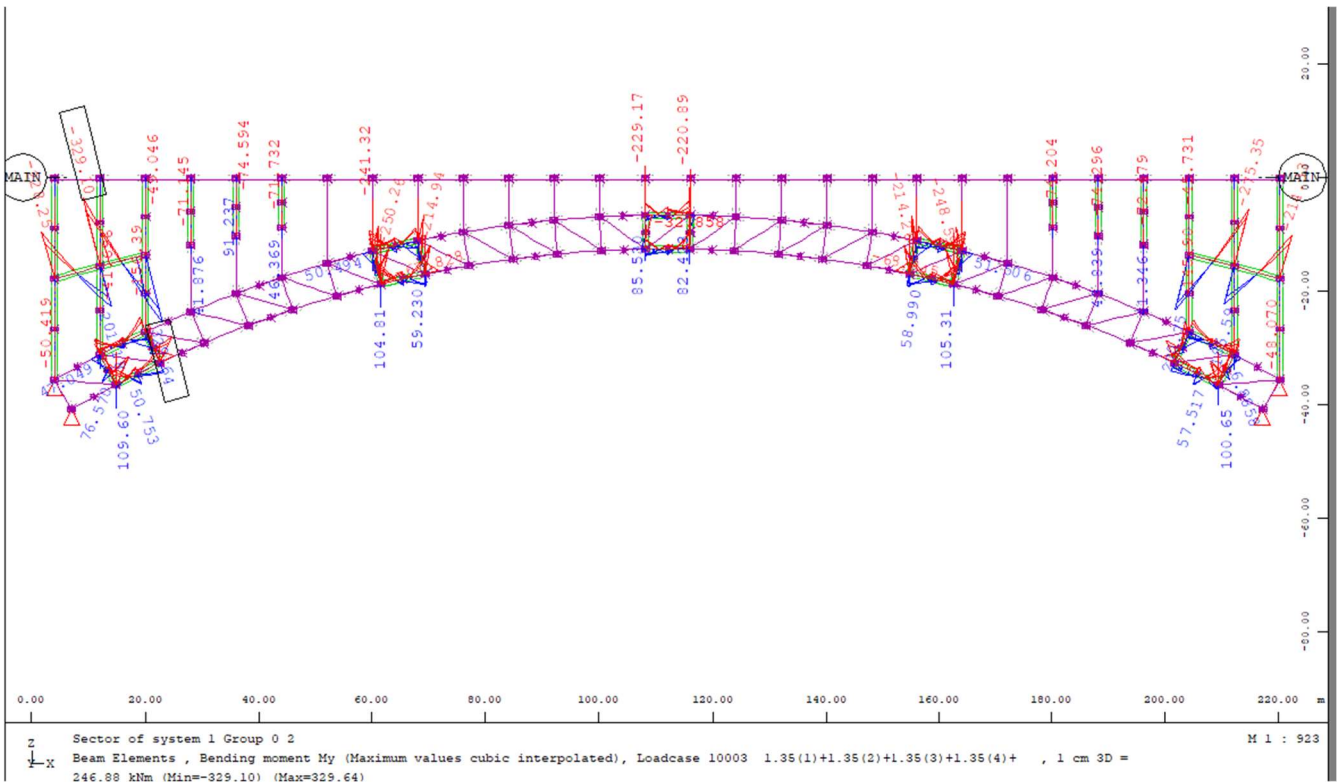
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών καθώς και διάγραμμα περιβάλλουσας τάσεων von Mises.



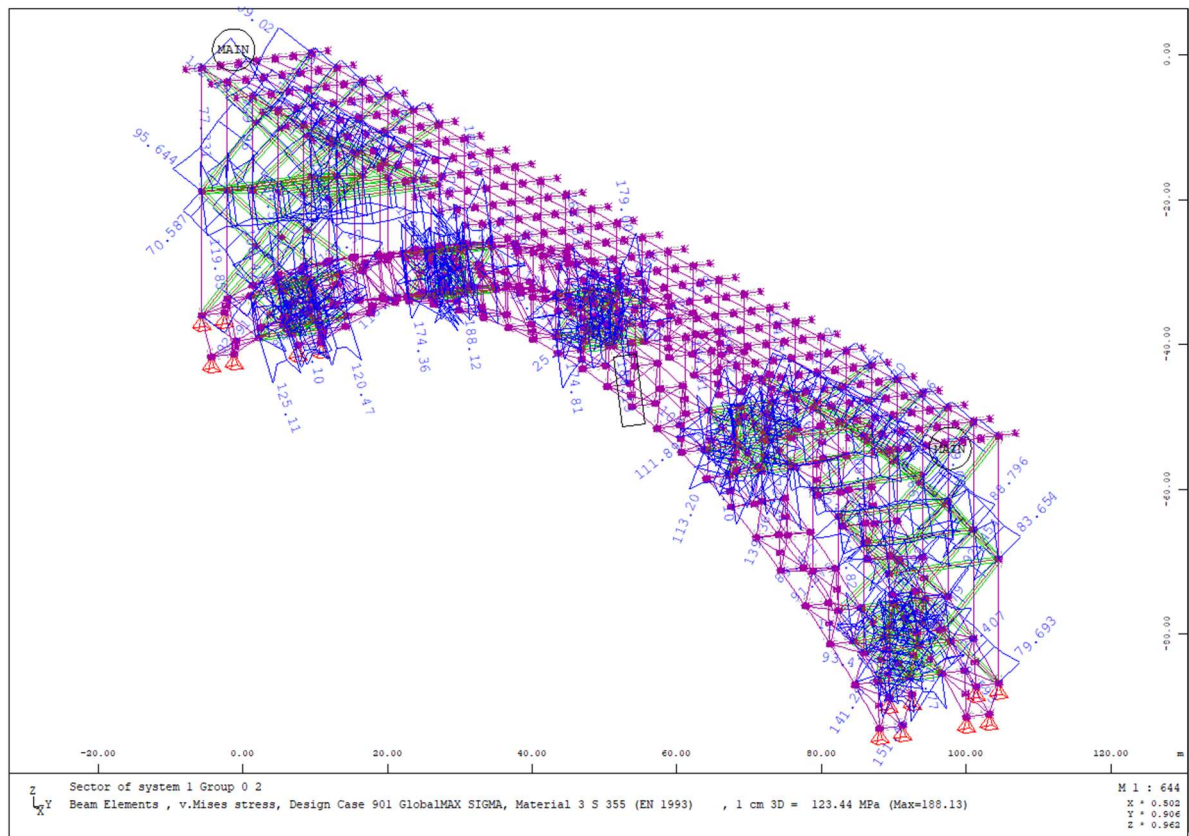
Εικόνα 4.22 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N



Εικόνα 4.23 Διάγραμμα ροπής Mz



Εικόνα 4.24 Διάγραμμα ροπής περί τον ισχυρό άξονα My



Εικόνα 4.25 Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises

Συνεπώς, ο έλεγχος τάσεων επαρκεί, αφού η μέγιστη τάση είναι **188,13** < 355 MPa. Βαθμός εκμετάλλευσης: **53,00%**.

Όσον αφορά τον έλεγχο λυγισμού των μελών, ο συντελεστής μήκους λυγισμού είναι 1 για όλα τα μέλη, εκτός από τα χιαστί μέλη που είναι 0,5 και εισάγεται χειροκίνητα στο πρόγραμμα όπως και η κατηγορία διατομής μέλους. Από τα αποτελέσματα του ελέγχου προκύπτει πως το πιο κρίσιμο μέλος είναι το 504, με πιο κρίσιμο τον συνδυασμό **LC30004**.

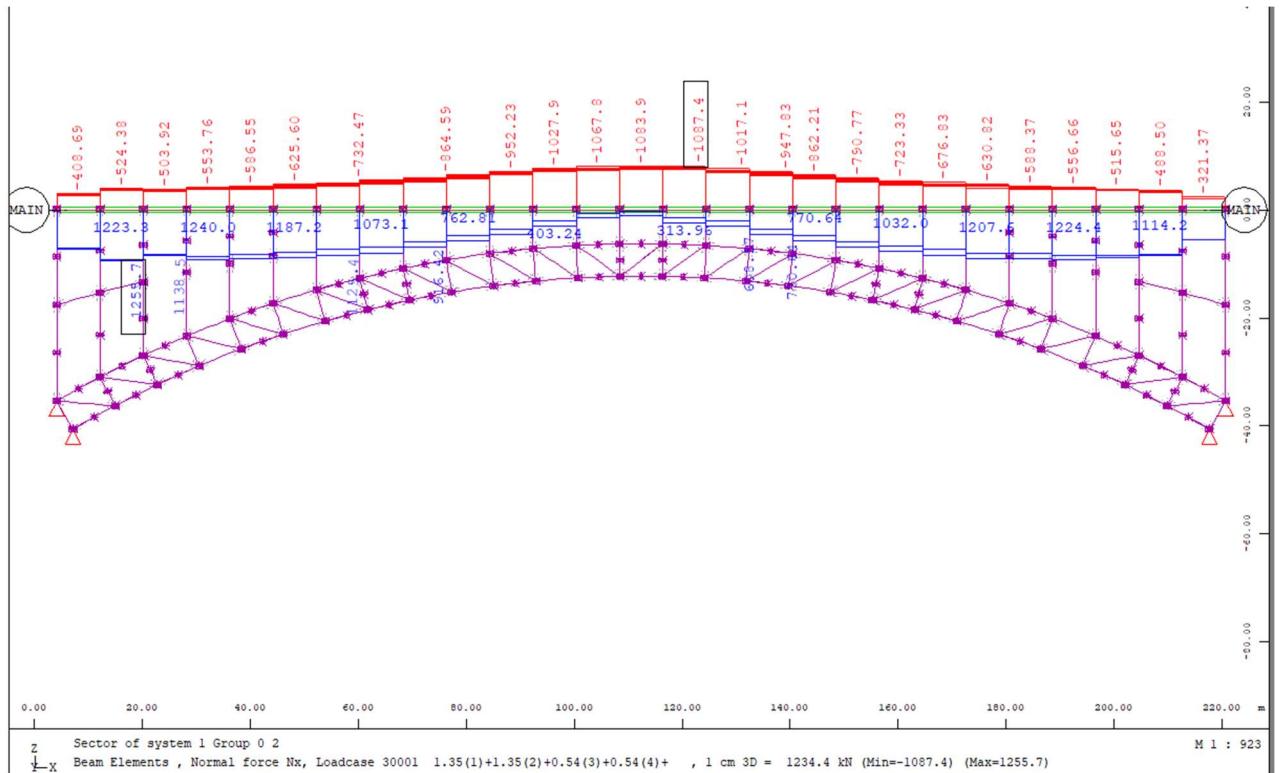
Το μέλος περνάει τον έλεγχο αφού $n_{my} = 0,777$ και $n_{mz} = 0,776$.

Όπου n_{my} , n_{mz} έλεγχος καμπτικού λυγισμού περί άξονα y και z αντίστοιχα

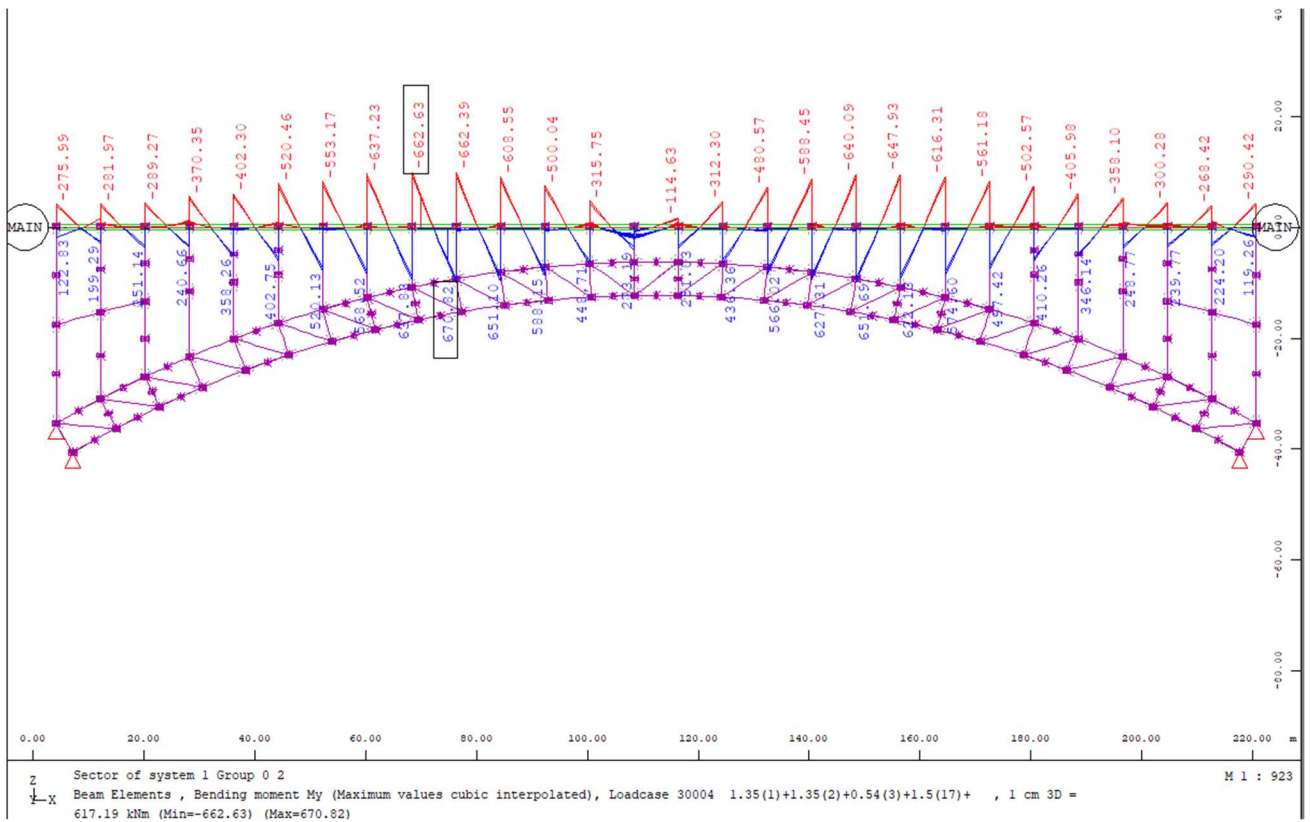
4.3.5 Μηκίδες

Διατομή τύπου HEA500 με πεπλατυσμένο κάτω πέλμα, κατηγορία 1

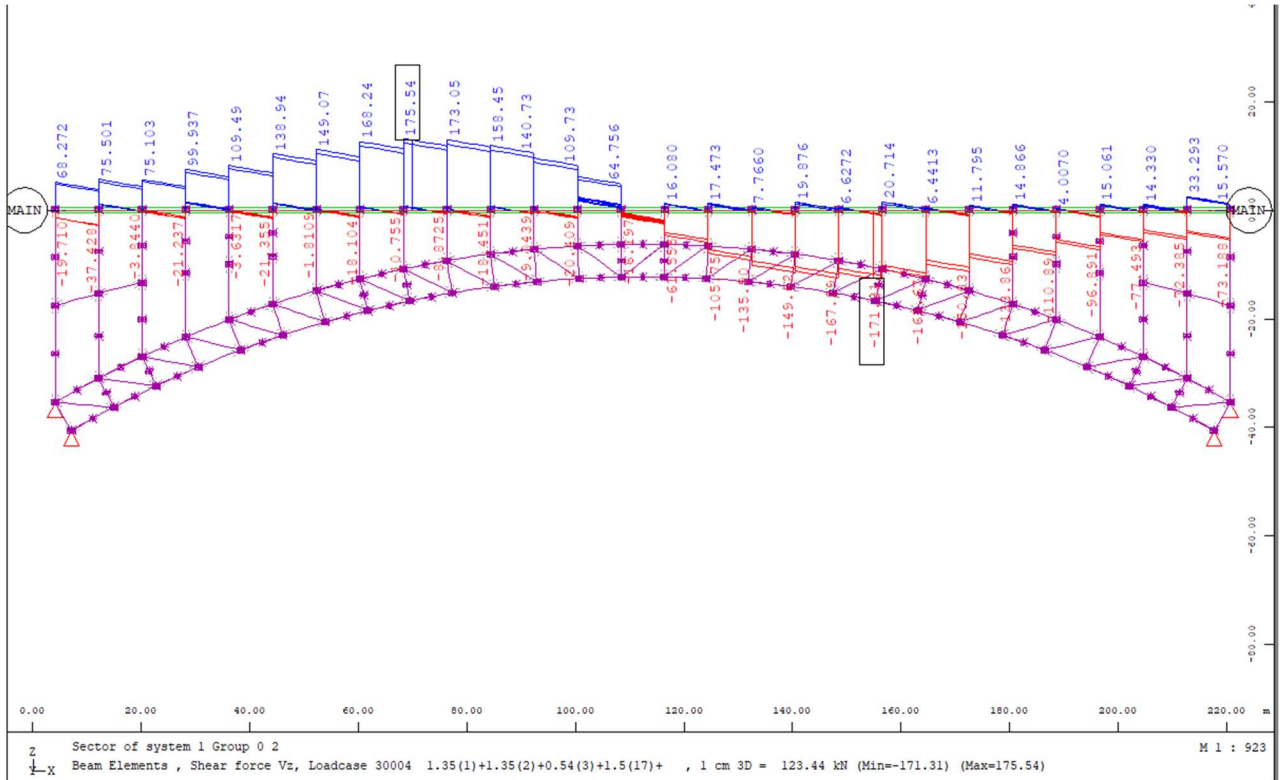
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών καθώς και διάγραμμα περιβάλλουσας τάσεων von Mises:



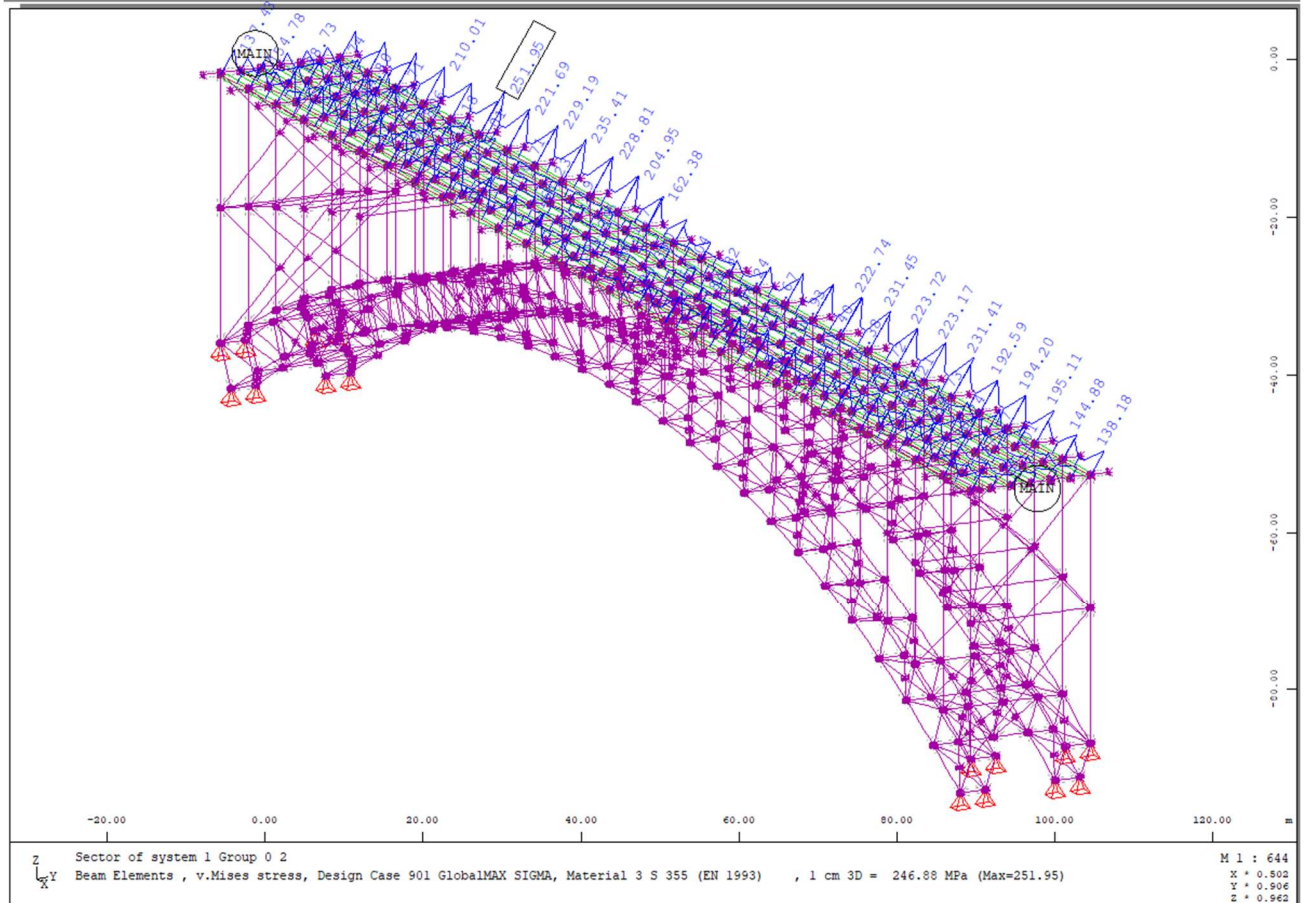
Εικόνα 4.26 Διάγραμμα αξονικής δύναμης N



Εικόνα 4.27 Διάγραμμα ροπής περί τον ισχυρό άξονα My



Εικόνα 4.28 Διάγραμμα τεμνουσών Vz



Εικόνα 4.29 Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises

Συνεπώς, ο έλεγχος τάσεων επαρκεί, αφού η μέγιστη τάση είναι (από τον συνδυασμό Ic30003) **251,95 MPa** < 355 MPa. Βαθμός εκμετάλλευσης: **71,00%** .

Όσον αφορά τον έλεγχο λυγισμού των μελών, ο συντελεστής μήκους λυγισμού είναι 1 για όλα τα μέλη και εισάγεται χειροκίνητα στο πρόγραμμα όπως και η κατηγορία διατομής μέλους. Από τα αποτελέσματα του ελέγχου προκύπτει πως το πιο κρίσιμο μέλος είναι το 6147, με πιο κρίσιμο τον συνδυασμό LC10006.

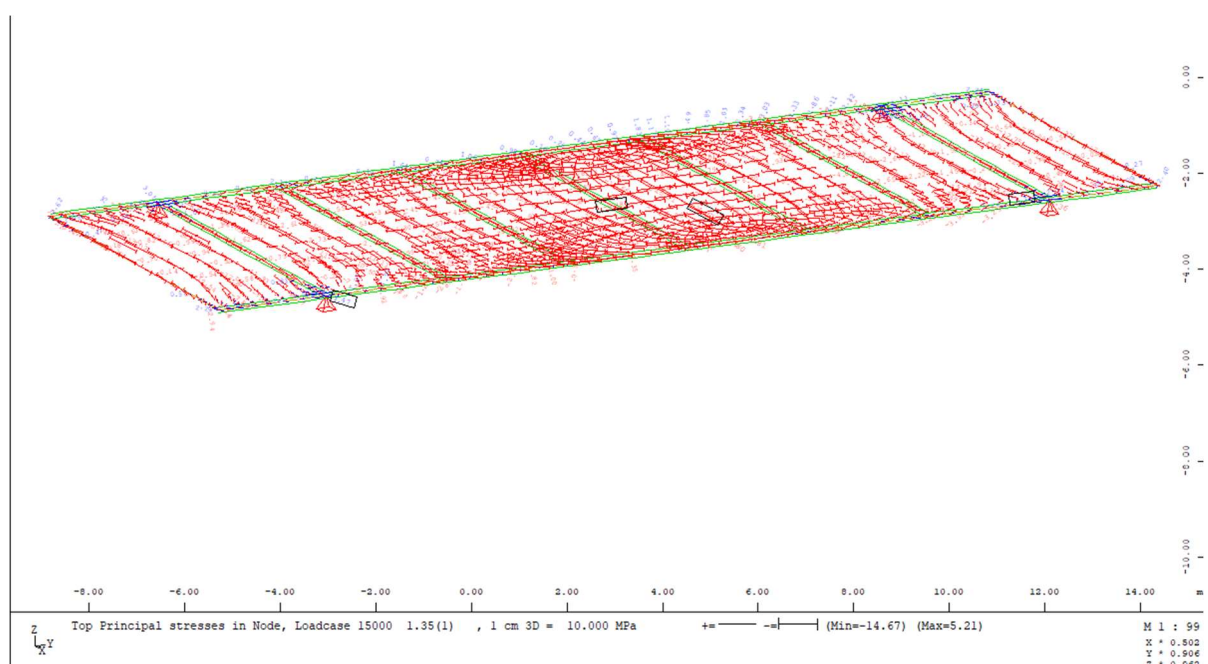
Το μέλος περνάει τον έλεγχο αφού **$n_{my} = 0,760$** και **$n_{mz} = 0,429$** .

Όπου n_{my} , n_{mz} έλεγχος καμπτικού λυγισμού περί άξονα y και z αντίστοιχα

4.4 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

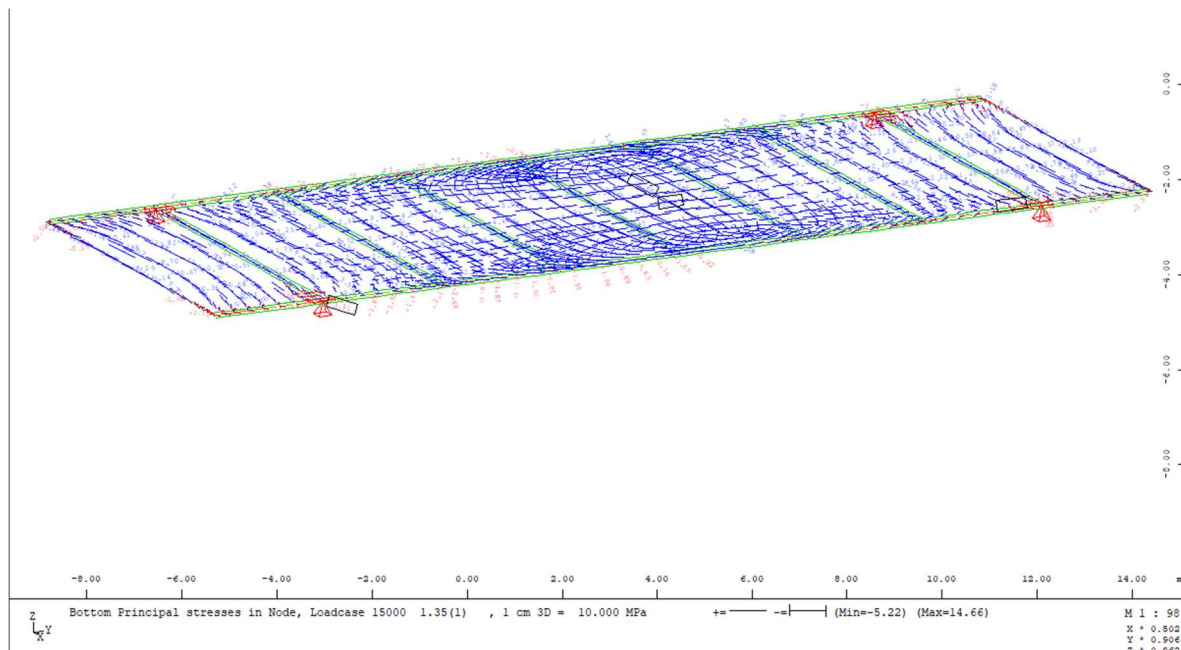
Η πλάκα σκυροδέματος μοντελοποιείται και αυτή στο sofistik, με κρισιμότερη την εγκάρσια διεύθυνση, το μοντέλο είναι μια τυπική διατομή αποτελούμενη από 2 διαδοκίδες, τις μηκίδες (21,8m X 8m) και την πλάκα πάχους 330mm με 50mm επικάλυψη.

Γίνεται έλεγχος της πλάκας σε θλιπτικές τάσεις κατά την κάμψη της σύμμικτης διατομής και διαστασιολόγηση. Υπολογίζονται οι απαιτήσεις σε οπλισμό κάμψης σύμφωνα με τον EN1992-1-1 αλλά τα τοποθετούμενα σίδερα υπολογίζονται σε συνδυασμό με τις απαιτήσεις από διαμήκη διάτμηση στο Κεφάλαιο 4.2.2.



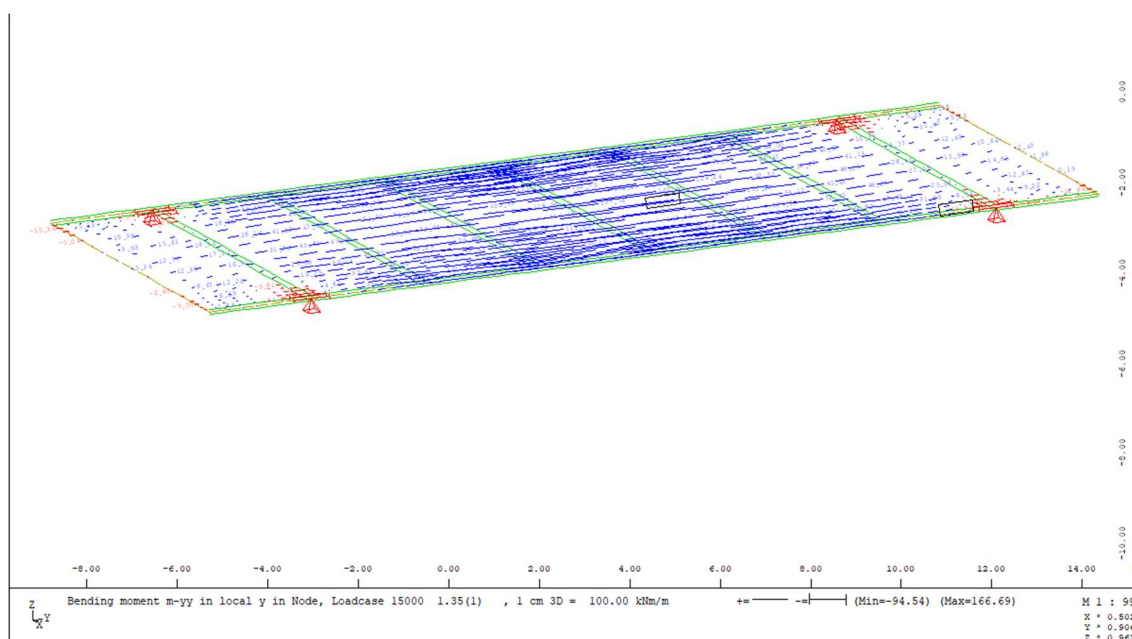
Εικόνα 4.30 Τάσεις στην άνω ίνα της πλάκας για κάμψη

Ο έλεγχος ορθών τάσεων ικανοποιείται μιας και η μέγιστη τάση στην άνω ίνα της πλάκας είναι **14,67 MPa** < $0,85 \cdot f_{cd} / 1,5 = 19,83 \text{ MPa}$.

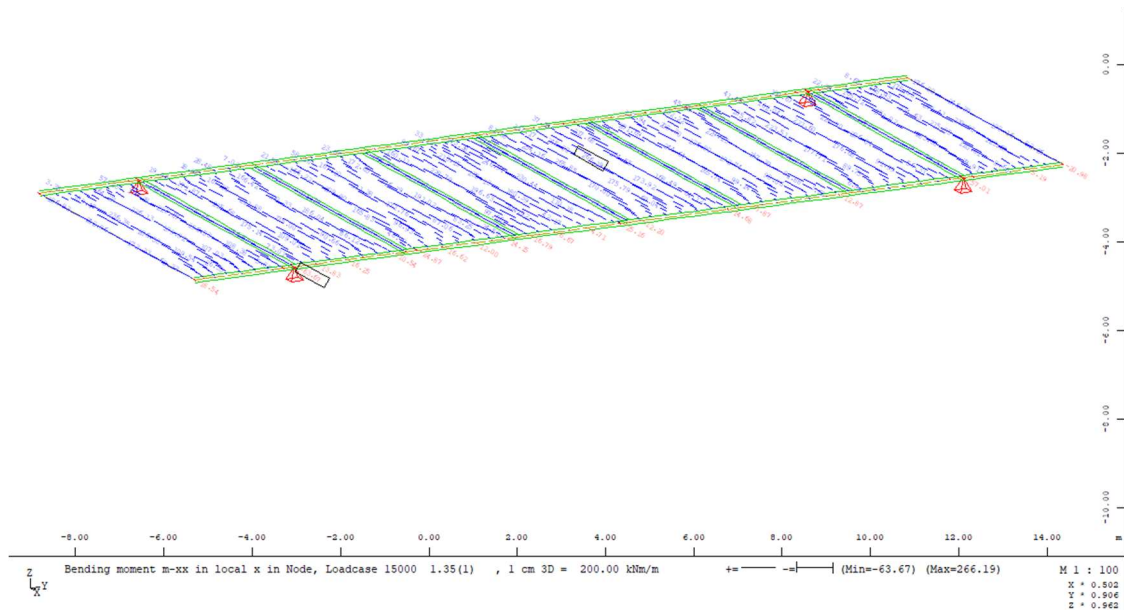


Εικόνα 4.31 Τάσεις στην κάτω ίνα της πλάκας για κάμψη

Όσον αφορά την όπλιση της πλάκας παρουσιάζονται παρακάτω τα διαγράμματα ροπών καθώς και τα αποτελέσματα από την ανάλυση της πλάκας στο περιβάλλον του sofistik, αναφορικά με τον απαιτούμενο οπλισμό.



Εικόνα 4.32 Ροπές στην διαμήκη διεύθυνση της πλάκας



Εικόνα 4.33 Ροπές στην εγκάρσια διεύθυνση της πλάκας

Ο απαιτούμενος οπλισμός που προκύπτει από την ανάλυση του προγράμματος, είναι , για την κάτω ίνα 22,50 cm²/m στη διαμήκη διεύθυνση και 14,8 cm²/m στην εγκάρσια, για την άνω ίνα 6,7 cm²/m στη διαμήκη διεύθυνση και 8,2 cm²/m στην εγκάρσια.

Τέλος, μετά και από τον διατμητικό έλεγχο της διαδοκίδας, προκύπτει ότι:

$$A_{bottom} = \max (45,35 ; 45,35/2 + 22,50) = 45,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

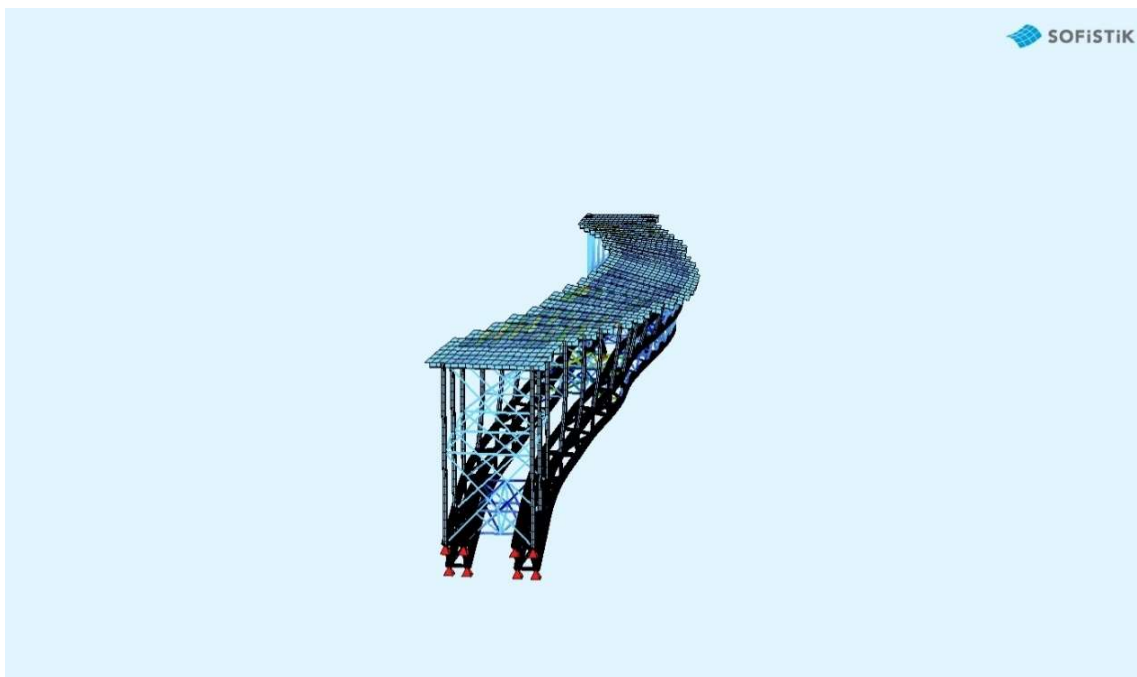
$$A_{top} = \max (22,68 ; 22,68/2 + 8,200) = 22,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Συνεπώς και υπέρ της ασφαλείας τοποθετούνται και στις 2 διευθύνσεις της πλάκας,

Φ25/10 κάτω και Φ25/15 πάνω.

4.5 ΚΑΘΟΛΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ

Έχοντας κάνει πλέον έλεγχο τον μελών του τόξου ξεχωριστά πρέπει να ελέγξουμε και τον καθολικό λυγισμό των τόξων. Εφαρμόζεται η Γενική Μέθοδος σύμφωνα με τον EN1993, η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται μόνο για φόρτιση εντός επιπέδου (ίδιων βαρών και φορτίων κυκλοφορίας). Στο τρισδιάστατο αναλυτικό μοντέλο εκτελείται γραμμική ανάλυση λυγισμού για φόρτιση εντός επιπέδου προκειμένου να αντιμετωπιστούν τα προβλήματα αστάθειας εκτός επιπέδου. Έτσι απ' τη γραμμική ανάλυση λυγισμού λαμβάνεται ο κρίσιμος συντελεστής α_{crit} που προκύπτει απ την πρώτη ιδιομορφή λυγισμού. Λαμβάνονται επίσης βάση του EN1993 γεωμετρικές ατέλειες $\alpha = 0.49$ που προκύπτουν για καμπύλη λυγισμού c. Παρακάτω παρουσιάζεται η 1^η ιδιομορφή όπως αυτή προέκυψε από το sofistik.



Εικόνα 4.1 1^η Ιδιομορφή καθολικού λυγισμού

Υπολογισμοί ελέγχου:

$$a_{crit} = 6,531$$

$$a_{ult} = 1,25$$

- $\lambda = \sqrt{\frac{a_{ult}}{a_{crit}}} = 0,44$
- $\Phi = 0,5 * [1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,652$
- $X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,885$

Όπου:

- a_{crit} : είναι ο μεγεθυντικός συντελεστής των φορτίων που δίνουν την 1η ιδιομορφή
- a_{ult} : είναι ο μεγεθυντικός συντελεστής για τον οποίο η κρίσιμη διατομή φτάνει την αντοχή της.
- λ : είναι η ανοιγμένη λυγηρότητα του συστήματος
- Φ : είναι συντελεστής υπολογισμού του μειωτικού συντελεστή λυγισμού “ χ ”
- X : είναι ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού

Ο έλεγχος λυγισμού ικανοποιείται μέσω της σχέσης: $X * a_{ult} / 1,1 = 1,01 > 1$

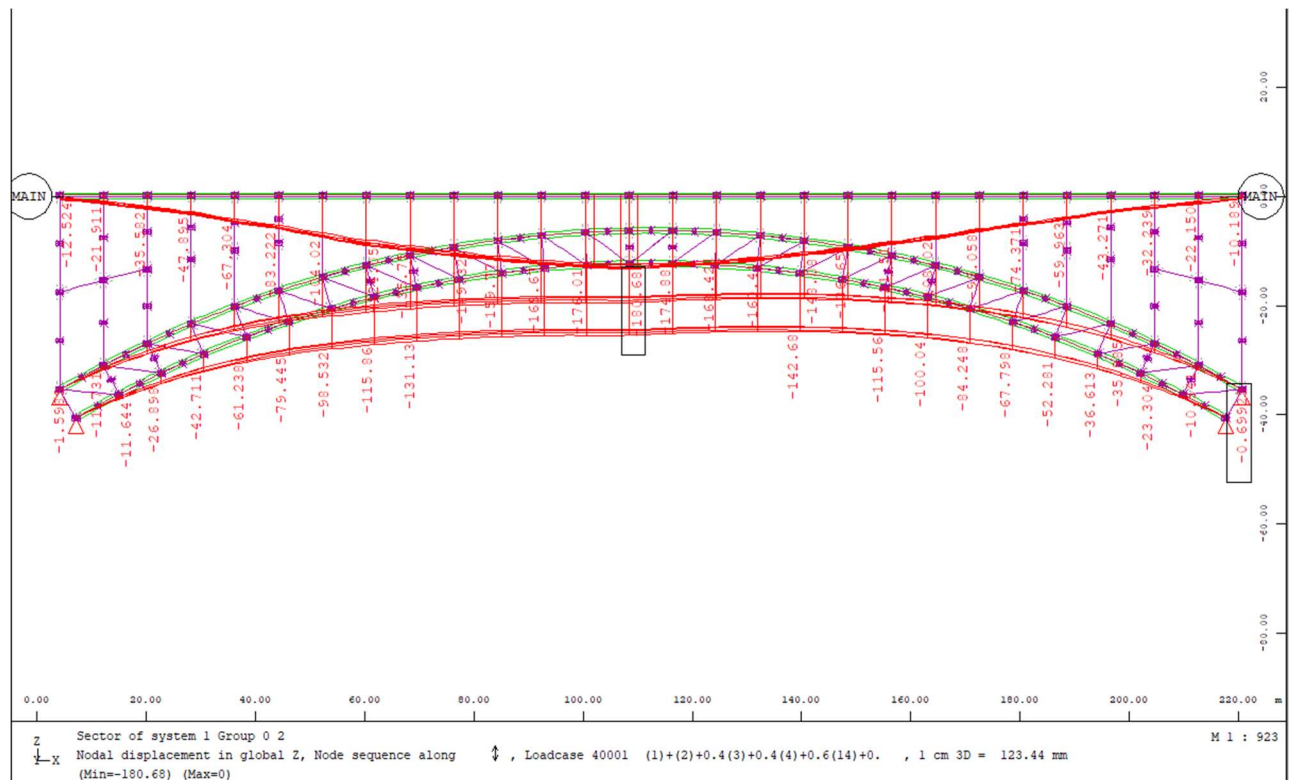
4.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟΥ

Το χαλυβδόφυλλο κατά τη φάση σκυροδέτησης πρέπει να έχει επαρκή αντοχή ώστε να φέρει με ασφάλεια το ίδιο βάρος του ($0,2 \text{ kN/m}^2$), το βάρος του νωπού σκυροδέματος ($26 \cdot 0,43 \text{ kN/m}^2$) και των κατασκευαστικών φορτίων ($0,75 \text{ kN/m}^2$). Άρα προκύπτει: φορτίο σκυροδέτησης **$q_d = 11,35 \text{ kN/m}^2$** . Η τιμή της αντοχής προκύπτει για θεώρηση λειτουργίας του χαλυβδόφυλλου ως δοκού πολλών ανοιγμάτων εδραζόμενης στις μηκίδες κάτι που πρακτικά δεν ισχύει γιατί γίνεται διακοπή του χαλυβδόφυλλου για να έχουμε ελευθερία τοποθέτησης των ήλων στο μήκος της διαδοκίδας. Για να πετύχουμε αυτή τη λειτουργία και να είμαστε πιο ασφαλείς στη φάση κατασκευής, κάνουμε σταδιακή σκυροδέτηση προκειμένου να προλάβει η πλάκα να πάρει τις πρώτες αντοχές.

Από τους πίνακες του κατασκευαστή προκύπτει ότι για άνοιγμα $2,75 \text{ m}$ (μέγιστο άνοιγμα στη δική μας περίπτωση $2,8 \text{ m}$): **$q_{lim} = 13,99 \text{ kN/m}^2$** .

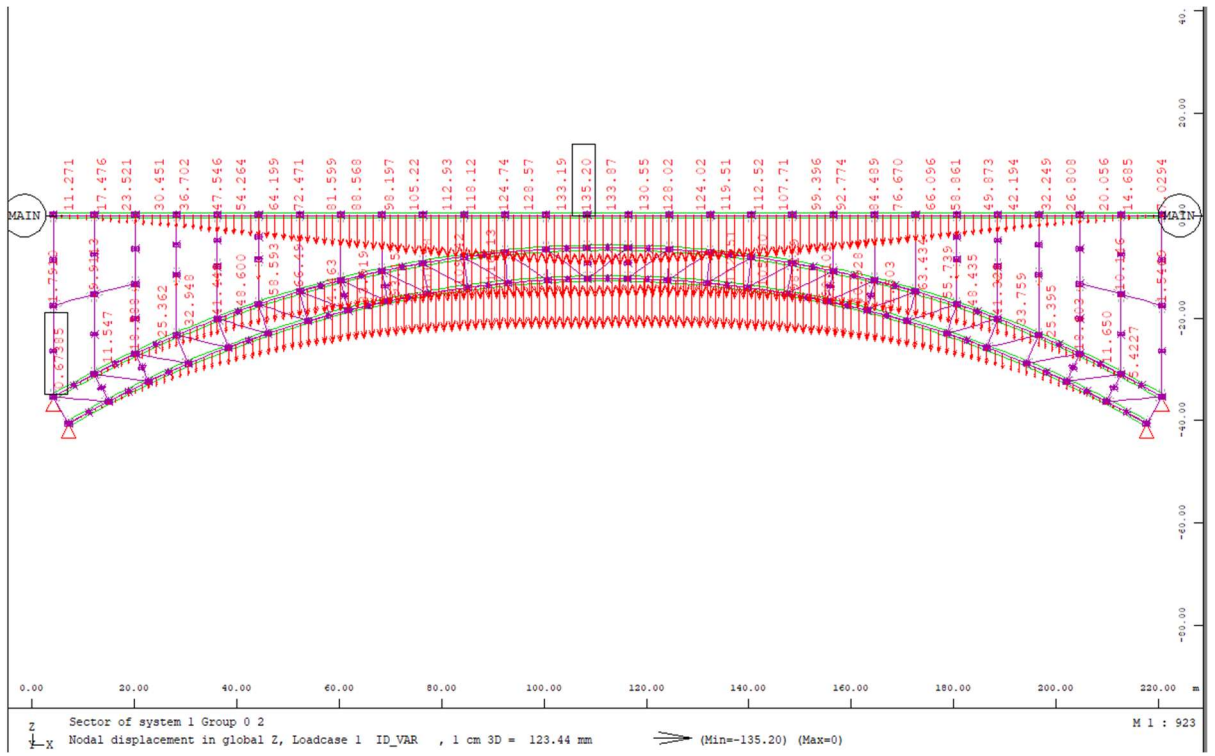
5. ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ο έλεγχος για την Ο.Κ.Λ. γίνεται μέσω του ελέγχου βελών κάμψης. Πιο συγκεκριμένα, λόγω των βελών που εμφανίζονται στον φορέα κυρίως από τη φάση της σκυροδέτησης είναι απαραίτητη η εφαρμογή αντιβέλους ώστε στη φάση λειτουργίας με την συμβολή και των άλλων φορτιών να εμφανίζονται σχετικά μικρά βέλη. Στη φάση λειτουργίας τα μέγιστα βέλη προκύπτουν απ' τον συχνό συνδυασμό και με διάταξη των κινητών φορτιών ώστε η ένταση στο τόξο που προκαλείται να είναι η μέγιστη. Εφαρμόζεται αντιβέλος όσο οι μετακινήσεις που προκύπτουν απ' τα ίδια βάρη, ώστε να προκύψει το επιθυμητό τελικό βέλος. Απ' τις εικόνες που ακολουθούν προκύπτει $\delta_{\text{τελ}} = \delta_{\text{συχνού}} - \delta G = -180,68\text{mm} + 135,20\text{mm} = 46,38\text{mm}$ το οποίο αντιστοιχεί σε ένα λόγο $L/5000$, όπου $L = 224\text{m}$ συνολικό μήκος καταστρώματος, το οποίο θεωρείται μια αμελητέα τιμή.

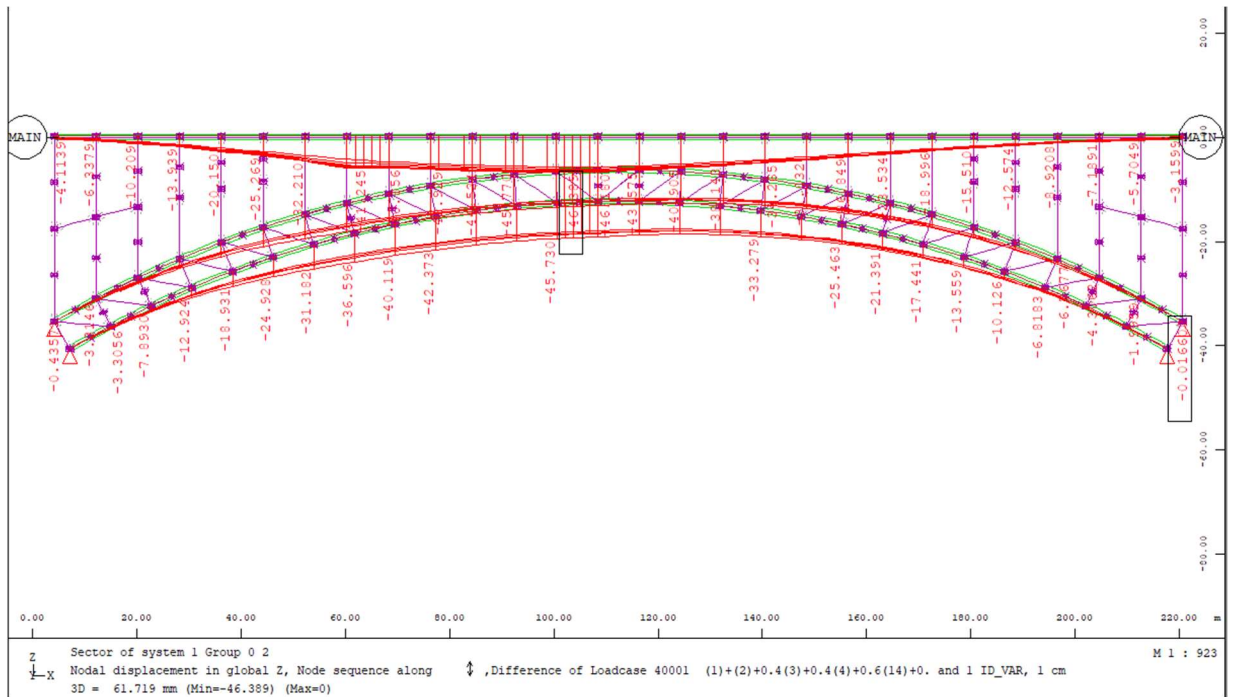


Εικόνα 5.1 Βέλη συνδυασμού $G + 0,4Q_{ud1} + 0,75Q_{ts} + 0,5W$

Παρακάτω παρουσιάζονται τα βέλη από την αρνητική φόρτιση του φορέα με το ιδίον βάρος του, τα αντιβέλη δηλαδή, καθώς και τα τελικά βέλη του φορέα, μετά την εφαρμογή των αντιβελών.



Εικόνα 5.2 Βέλη από το ίδιο βάρος της κατασκευής



Εικόνα 5.3 Τελικά βέλη

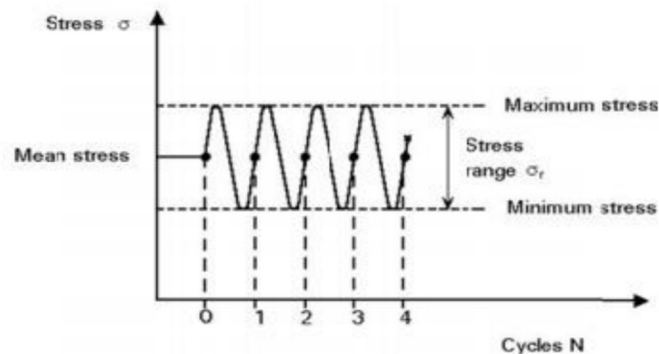
6. ΚΟΠΩΣΗ

6.1 ΓΕΝΙΚΑ

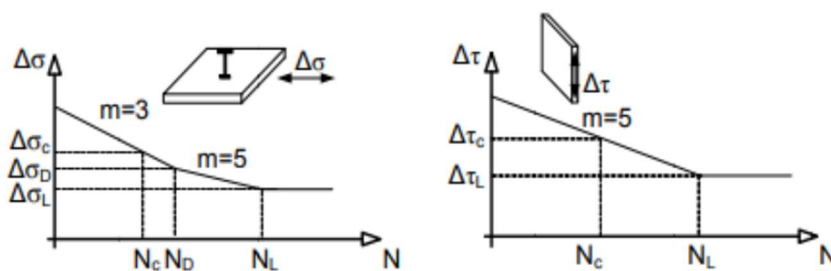
Η κόπωση αφορά τη διαδικασία κατά την οποία υπάρχει συσσώρευση βλαβών λόγω μιας επαναλαμβανόμενης φόρτισης κατά την οποία εμφανίζονται και διευρύνονται ρωγμές στα στοιχεία. Αποτέλεσμα των ρωγμών, αν δεν γίνει αποκατάσταση μπορεί να είναι μέχρι και η κατάρρευση. Μέλη που έχουν συγκέντρωση τάσεων (συγκολλήσεις, διάνοιξη οπών) είναι ευαίσθητα σε κόπωση και πρέπει να γίνεται εκτενέστερος έλεγχος σε αυτά τα κρίσιμα σημεία. Οι γέφυρες αποτελούν απ' τις κατασκευές που είναι πιο ευαίσθητες σε κόπωση λόγω επαναλαμβανόμενων φορτίσεων σε βάθος χρόνου.

6.2 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΟΠΩΣΗ

Η αντοχή σε κόπωση δεν εξαρτάται από τα όρια διαρροής των διατομών αλλά από το εύρος τάσεων και τους κύκλους φόρτισης N (Εικόνα 7.1a). Η αντοχή σε κόπωση δίνεται από καμπύλες κόπωσης ή καμπύλες Wohler (Εικόνα 7.1b) οι οποίες συνδέουν το εύρος των τάσεων με τους κύκλους φόρτισης. Η συμβατική αντοχή σε κόπωση είναι το εύρος των τάσεων $\Delta\sigma_c$, $\Delta\tau_c$ για $N_c = 2 \cdot 10^6$.



Εικόνα 6.1 Ιστορία φόρτισης



Εικόνα 6.2 Καμπύλες κόπωσης

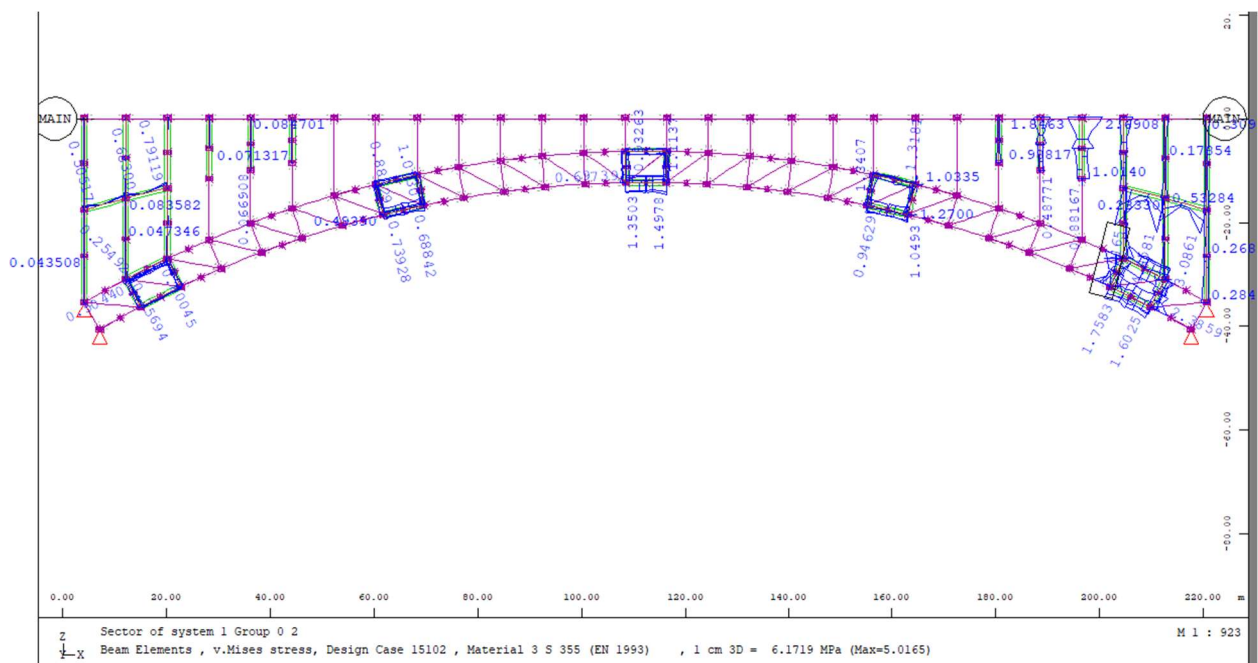
6.3 Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες

Ανάλογα με τη διαμόρφωση των κατασκευαστικών λεπτομερειών σύμφωνα με τον EN1993-1-9 διακρίνονται οι κατηγορίες κατασκευαστικών λεπτομερειών οι οποίες αφορούν ένα εύρος τάσεων για $N=2*106$ κύκλους φόρτισης. Ακολουθούν αναλυτικά οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες που λήφθηκαν υπόψη στην παρούσα μελέτη.

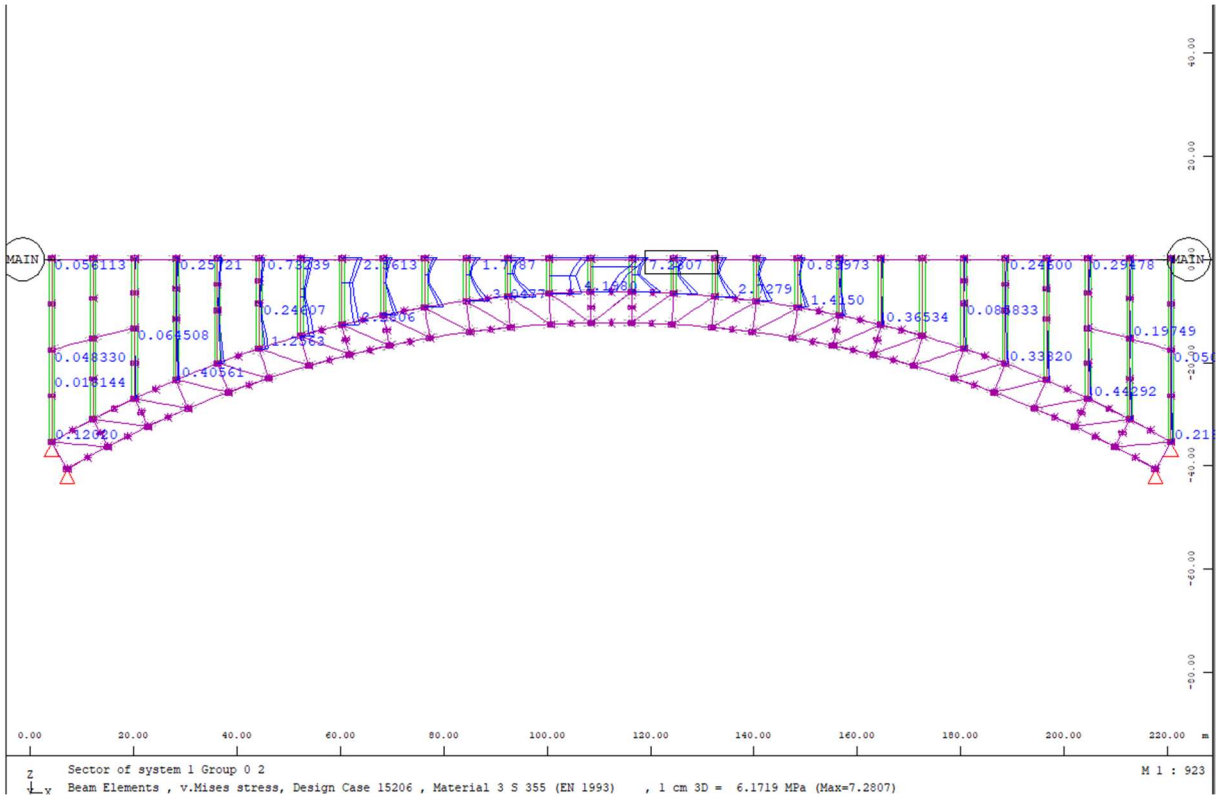
Από τους πίνακες του κεφ.8 του EN1993-1-9, επιλέγονται οι οι εξής ελάχιστες απαιτούμενες κατηγορίες για τις λεπτομέρειες κόπωσης των μελών της γέφυρας:

- ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ: κατηγορία λεπτομέρειας 71
- ΚΥΡΙΩΣ ΜΕΛΗ ΤΟΞΟΥ: κατηγορία λεπτομέρειας 45
- ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΜΕΛΗ ΤΟΞΟΥ: κατηγορία λεπτομέρειας 45
- ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΑ ΧΙΑΣΤΙ: κατηγορία λεπτομέρειας 71
- ΜΗΚΗΔΕΣ: κατηγορία λεπτομέρειας 71
- ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ: κατηγορία λεπτομέρειας 80
- ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΗΛΟΙ: κατηγορία λεπτομέρειας 90

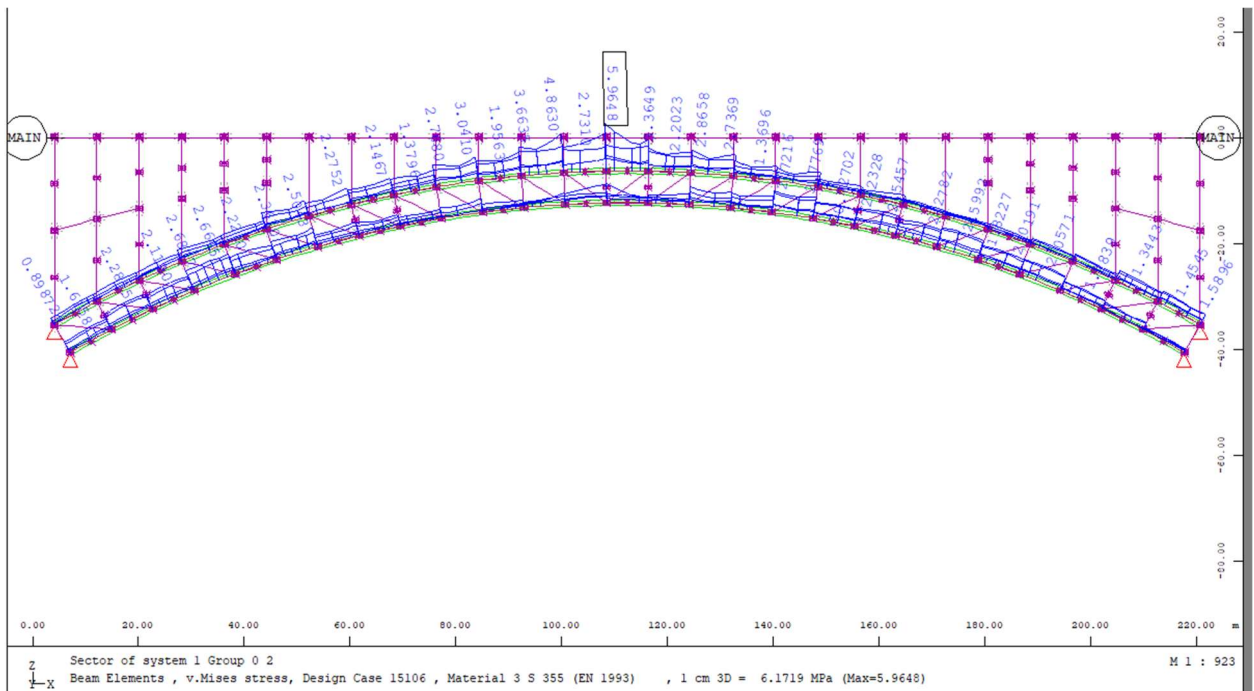
Δημιουργήθηκαν 18 διαφορετικοί συνδυασμοί κόπωσης και παρακάτω παρουσιάζονται οι μέγιστες τάσεις που προκύπτουν από τον δυσμενέστερο συνδυασμό για κάθε ομάδα μελών του φορέα.



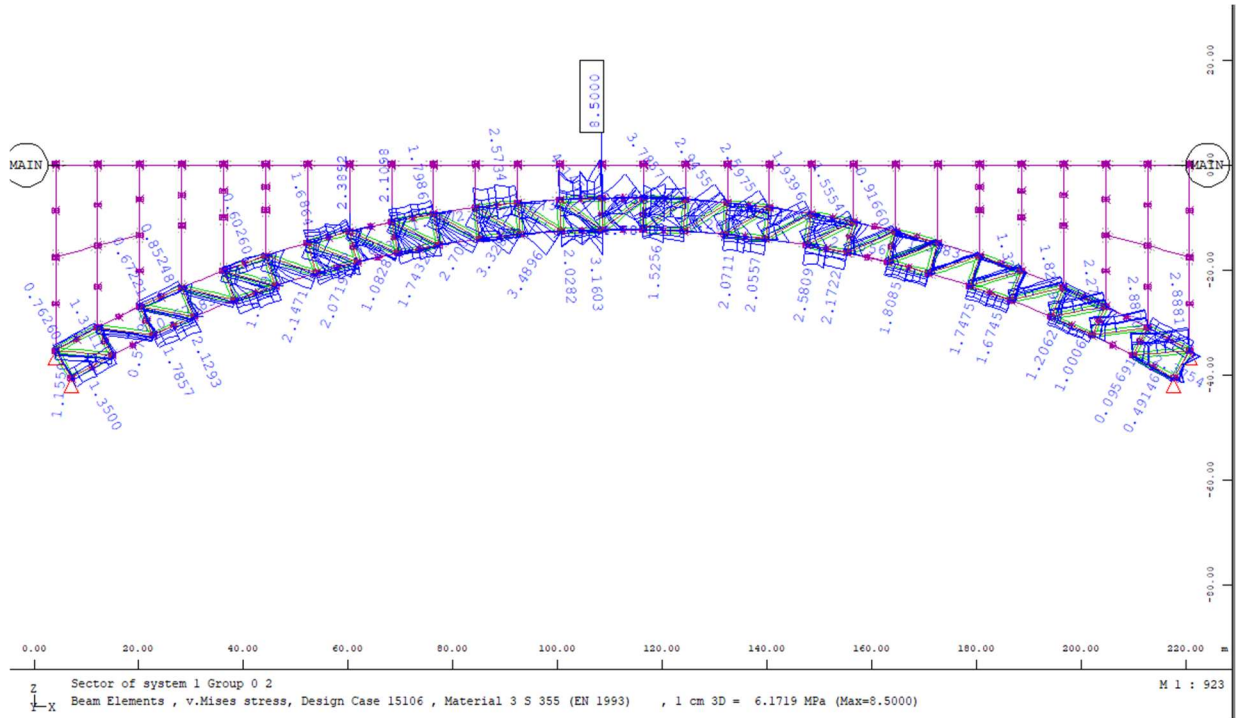
Εικόνα 6.3 Μέγιστες τάσεις από τα φορτία κόπωσης στην ομάδα των αντιανέμων μελών



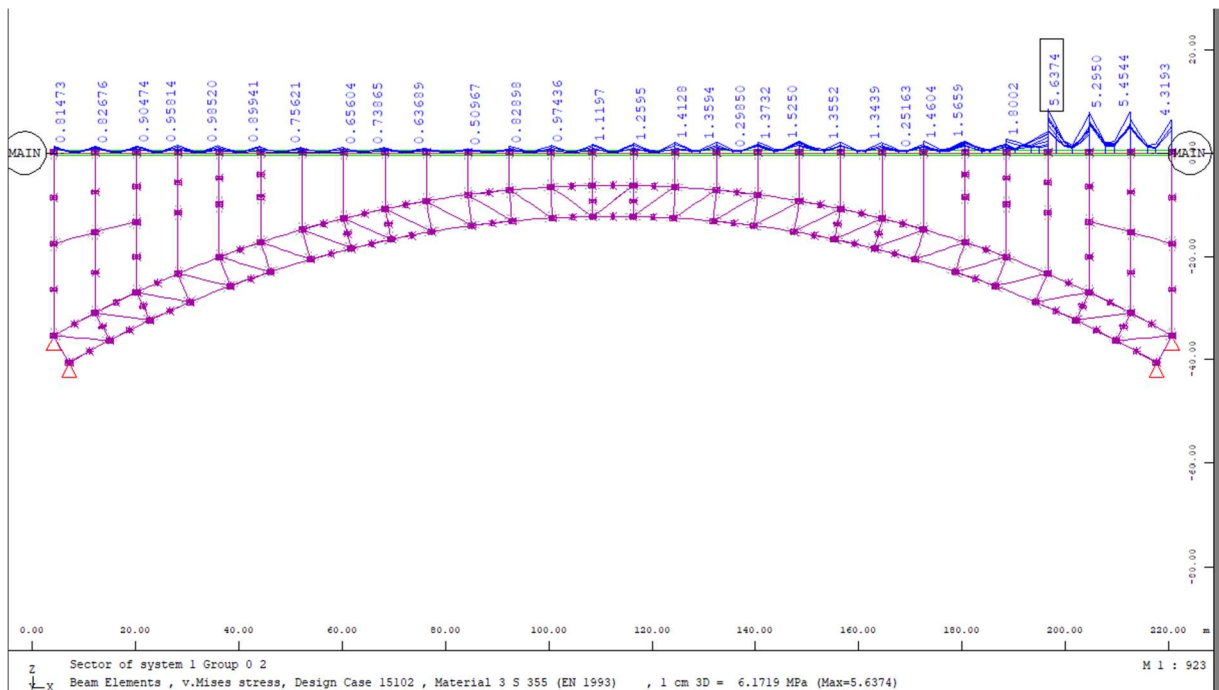
Εικόνα 6.4 Μέγιστες τάσεις από τα φορτία κόπωσης στην ομάδα των μελών υποσυλωμάτων



Εικόνα 6.5 Μέγιστες τάσεις από τα φορτία κόπωσης στην ομάδα των κυρίων μελών του τόξου



Εικόνα 6.6 Μέγιστες τάσεις από τα φορτία κόπωσης στην ομάδα των δευτερευόντων μελών του τόξου



Εικόνα 6.7 Μέγιστες τάσεις από τα φορτία κόπωσης στην ομάδα των μελών μηκίδων

Για την διαδοκίδα, έχουμε τις εξής τάσεις:

ΡΟΠΗ ΚΟΠΩΣΗΣ (kNcm)	ΤΑΣΕΙΣ ΚΟΠΩΣΗΣ (MPa)
147000	0,79
147000	0,33
147000	2,41
147000	12,53

Συμπερασματικά, η κόπωση κρίνεται, μη κρίσιμη για την γέφυρα μιας και οι τάσεις σε όλα τα μέλη είναι πολύ μικρές.

Ορίζεται συντελεστής ισοδύναμης βλάβης: $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 1.98 \leq \lambda_{max} = 2$

Όπου:

- λ_1 = συντελεστής για το μήκος κρίσιμης γραμμής επιρροής
- λ_2 = συντελεστής για τον όγκο κυκλοφορίας
- λ_3 = συντελεστής για τη διάρκεια ζωής της γέφυρας
- λ_4 = συντελεστής για την κυκλοφορία σε άλλες λωρίδες
- $\lambda_{max} = 2$

$$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \frac{L - 10}{70} = 1,5$$

$$\lambda_2 = \frac{Qm_1}{Q_0} * \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{1/m} = 1,32$$

Όπου:

- Qm_1 = 480 μέσο μικτό βάρος φορτηγών στην αργή λωρίδα σε kN
- Q_0 = 480 kN βάρος οχήματος κόπωσης
- $N_0 = 0.5 * 10^6$
- $N_{obs} = 2 * 10^6$ συνολικός αριθμός φορτηγών στην αργή λωρίδα ανά έτος

$$\lambda_3 = \left(\frac{tLd}{100} \right)^{1/m} = 1$$

Όπου:

tLd = διάρκεια σχεδιασμού της γέφυρας, συνήθως 100 έτη

$m = 5$

$\lambda_4 = 1$ απλοποιητικά

Ο έλεγχος γίνεται με την εξής εξίσωση: $\gamma f_f * \frac{\Delta \sigma_{\varepsilon,2}}{\Delta \sigma_c}$
 $\gamma M_{f,a}$

$\gamma F_f = 1.0$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας δράσεων

$\gamma M_{f,a} = 1.15$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας αντιστάσεων με ανοχή βλαβών

Για τους ήλους οι διατμητικές τάσεις από τα φορτία κόπωσης, είναι $\Delta \tau_l = 5,2$ kN/cm

άρα η τάση ελέγχου για τους διατμητικούς ήλους είναι:

$$\Delta \tau_p = \frac{\Delta \tau_l}{n * A_d} = 8,24 \text{ kN/cm}^2$$

Ο βαθμός εκμετάλλευσης των μελών είναι ο εξής:

- ✓ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ: 30%
- ✓ ΚΥΡΙΩΣ ΜΕΛΗ ΤΟΞΟΥ: 22%
- ✓ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΜΕΛΗ ΤΟΞΟΥ: 41%
- ✓ ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΑ ΧΙΑΣΤΙ: 16%
- ✓ ΜΗΚΙΔΕΣ: 18%
- ✓ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ: 29%
- ✓ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΗΛΟΙ: 52%

7. ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΙΜΟΤΗΤΑ

7.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η παραγωγή των μελών της γέφυρας θα γίνεται ως εξής, για τα κύρια μέλη του δικτύματος (CHS 1400X35), κατασκευάζονται μέλη από 16 έως 20 μέτρα καθαρό μήκος, ανάλογα τη θέση τους, με γνώμονα την θέση μηδενισμού ροπών από το ένα σημείο στο επόμενο. Τα δευτερεύοντα / ενδιάμεσα μέλη του τόξου (CHS 610X25) κατασκευάζονται με το μήκος που προβλέπεται από τα σχέδια ανάλογα το μέλος, εγκάρσια μέλη σταθερά 3,5m , κάθετα μέλη 6m και διαγώνια μέλη με μήκος που διαφέρει και εξαρτάται από το αντίστοιχο στοιχείο, των κυρίως μελών, στη θέση αυτή. Οι μηκίδες (HEA500 moded) παράγονται με μήκος τόσο ακριβώς όσο προβλέπεται στα σχέδια δηλαδή 8m. Όλα τα μέλη των αντιανέμιων συνδέσμων (SHS 400X400X 16 & CHS 457X16) παράγονται με μήκος όσο ακριβώς αναφέρεται στα σχέδια, ανάλογα την θέση στην οποία βρίσκονται, το οποίο είναι μεταβλητό. Οι διαδοκίδες, παράγονται και αυτές με το μήκος των σχεδίων δηλαδή τα 21,8m. Τέλος για τα υποστυλώματα, και συγκεκριμένα, αυτά με μήκος άνω των 25 μέτρων, υπάρχουν δυο λύσεις. Το μέγιστο μήκος των υποστυλωμάτων είναι 35,52m, ένα πολύ μεγάλο μήκος, που όμως υπάρχει η δυνατότητα να μεταφερθεί αυτούσιο. Αδυναμία στην μεταφορά, μπορεί να δημιουργήσει η προσβασιμότητα στην περιοχή του έργου. Δηλαδή να επικρατούν τέτοιες συνθήκες, όπου να απαιτούνται αρκετές επεμβάσεις για πραγματοποιηθεί μια τέτοια μεταφορά. Στην περίπτωση αυτή προτείνεται η παραγωγή αυτών των υποστυλωμάτων, σε δυο τμήματα και να υπάρξει μια αποκατάσταση συνέχειας μετά το μέσον τους προς παρειά του καταστρώματος(π.χ. το υποστύλωμα των 35.52m μπορεί να κατασκευαστεί σε 2 τμήματα των 23m και των 12.52m αντίστοιχα).

Όλα τα μέλη παράγονται στις προαναφερθείσες διαστάσεις τους και μεταφέρονται αυτούσια στον χώρο του έργου. Μοναδικό πρόβλημα στην μεταφορά, ίσως αποτελεί το μεγάλο μήκος των υποστυλωμάτων και των διαδοκίδων, όπου ίσως χρειαστεί αναθεώρηση στην μελέτη οδοποιίας για ενδεχόμενη περιστασιακή διάνοιξη, ώστε να μπορούν να μεταφερθούν όλα τα στοιχεία με απόλυτη ασφάλεια.

Σημαντική σημείωση: για τα κυρίως μέλη του τόξου, λόγω της μεγάλης διαμέτρου τους, θα γίνει η τοποθέτηση κυκλικών stiffeners κατά την παραγωγή τους ανά ένα τρίτο του μήκους τους, πάχους 15mm.

Όλα τα μήκη στοιχείων που συνδέονται κάθετα με άλλο μέλος είναι κεντροβαρικά μήκη.

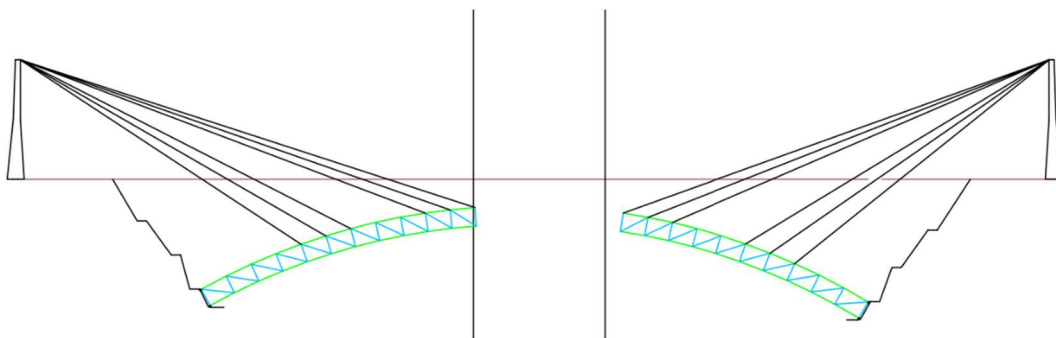
7.2 ΑΝΕΓΕΡΣΗ ΦΟΡΕΑ

Τα κυρίως μέλη του τόξου, αφού φτάσουν στο εργοτάξιο, συγκολλούνται στα κύρια μέλη του τόξου τα δευτερεύοντα μέλη του δικτύματος. Στη συνέχεια κοχλιώνονται τα κύρια μέλη τόξου μεταξύ τους στις προκαθορισμένες από τα σχέδια θέσεις τους, με σκοπό την δημιουργία συνολικά 5 τμημάτων του τόξου, προβολικού μήκους περίπου 44,8m το καθένα. Τέλος, συγκολλούνται οι βάσεις των υποστυλωμάτων πάνω στα κύρια μέλη του τόξου. Επιπλέον συγκολλούνται οι βάσεις των υποστυλωμάτων και στις διαδοκίδες όπως φαίνεται παρακάτω.

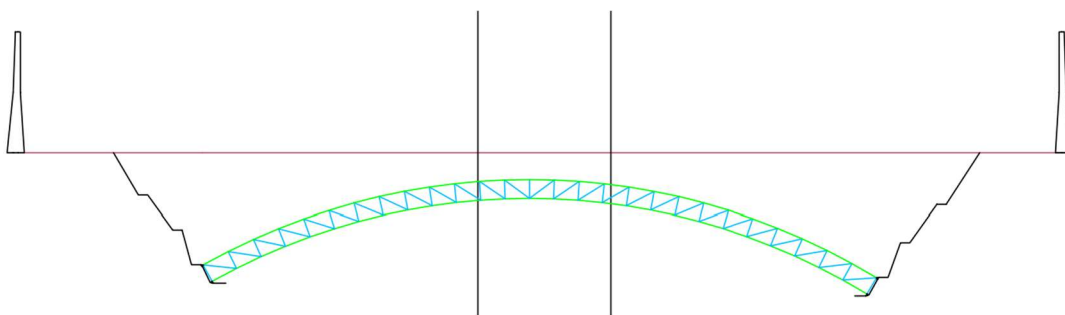
Αυτά τα τμήματα συναρμολογημένα πλέον στο εργοτάξιο θα ανεγερθούν σταδιακά στις θέσεις τους μέσω γερανών και μεταλλικών πυλώνων, που θα τα συγκρατούν με συρματόσχοινα. Πρώτα θα ανεγερθούν τα ακραία εκατέρωθεν τμήματα της γέφυρας, στη συνέχεια τα δύο επόμενα εκατέρωθεν τμήματα και τέλος το μεσαίο και τελευταίο τμήμα, για να πάρει το τόξο πλέον την τελική του μορφή και την λειτουργία του ως τόξο θλιπτήρα. Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικά αυτή η διαδικασία.



Εικόνα 7.1 1^η Φάση ανέγερσης τόξου

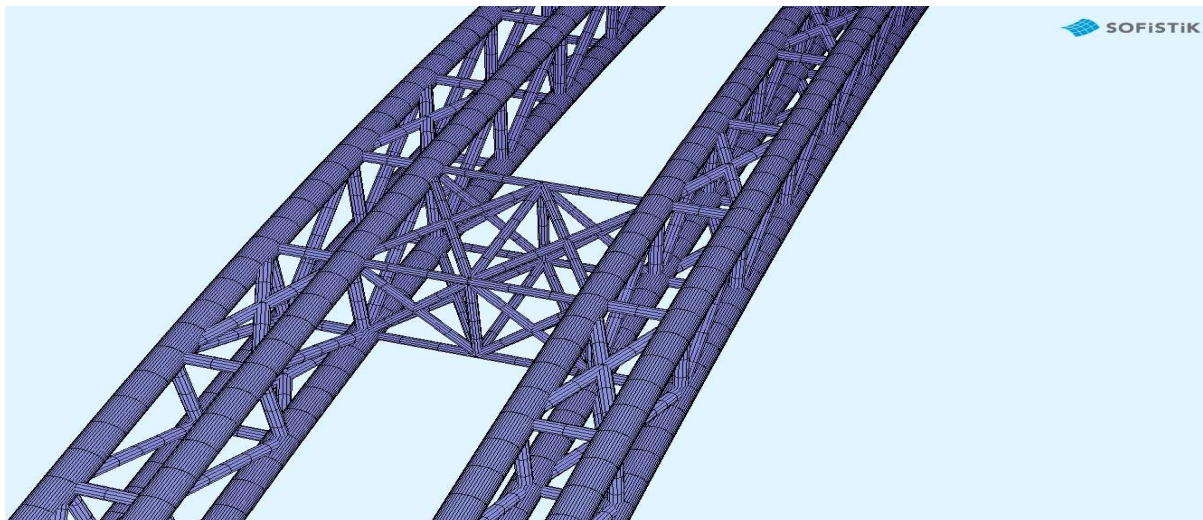


Εικόνα 7.2 2^η Φάση ανέγερσης τόξου



Εικόνα 7.3 3^η Φάση ανέγερσης τόξου

Κάθε φορά που γίνεται η ανέγερση δυο παράλληλων τμημάτων τότε αυτά, ενώνονται μεταξύ τους μέσω των αντιανέμιων δικτυωμάτων, τα οποία έχουν συναρμολογηθεί συγκολλητά, με την σειρά τους στο εργοτάξιο. Η σύνδεση των αντιανέμιων δικτυωμάτων με τα τόξα γίνεται με συγκολλήσεις.



Εικόνα 7.4 Αντιανέμιο δικτύωμα που ενώνει τα 2 τοξωτά δικτυώματα

Στη συνέχεια ξεκινώντας από τις άκρες της γέφυρας τοποθετούνται σταδιακά τα υποστυλώματα (κουμπώνουν στις βάσεις που έχουμε ήδη στα κύρια μέλη του τόξου) και κοχλιωτά συνδέονται στο τόξο. Εν συνεχεία, πατάνε πάνω σε αυτά οι διαδοκίδες που κουμπώνουν με τρόπο παρόμοιο στα υποστυλώματα και κοχλιώνονται, ενώ παράλληλα, τοποθετούνται και οι μηκίδες, ανάμεσα στις διαδοκίδες (κοχλιωτά).

Το επόμενο βήμα είναι η διάστρωση του χαλυβδόφυλλου και η σταδιακή σκυροδέτηση του καταστρώματος με βήμα ένα άνοιγμα την φορά (8m). Σημειώνεται ότι οι οπλισμοί κάθε τμήματος που σκυροδετείται προεξέχουν 1,2m, ώστε να αγκυρωθούν στο επόμενο τμήμα, σε κάθε τμήμα δημιουργείτε αρμός διαστολής-διακοπής και τοποθετούνται waterstops και υλικό πλήρωσης του αρμού.

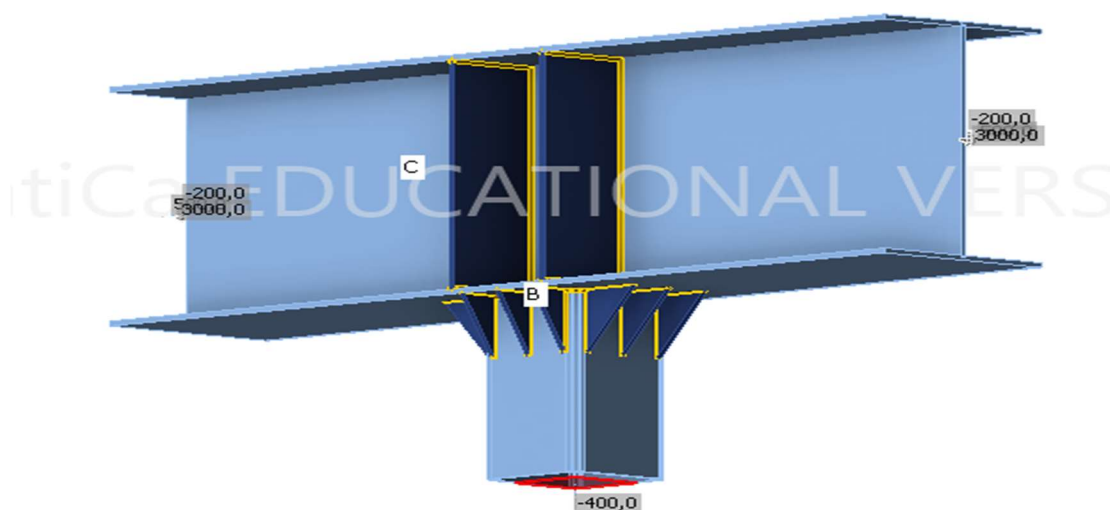
Τέλος, σκυροδετούνται τα πεζοδρόμια, τοποθετούνται τα κράσπεδα και τα στηθαία ασφαλείας και διαστρώνονται οι ασφαλτικές στρώσεις, γίνεται η διαγράμμιση και τοποθετείτε ο φωτισμός και η σήμανση.

Οι πύργοι που παρουσιάζονται παραπάνω διαθέτουν συρματόσχοινα που τους κρατάνε και τα οποία μπορούν να ρυθμίζουν την εντασή τους ανάλογα με τη φάση κατασκευής. Επιπλέον κατά την κατασκευή χρησιμοποιούνται πύργοι και πλατφόρμες ικριωμάτων.

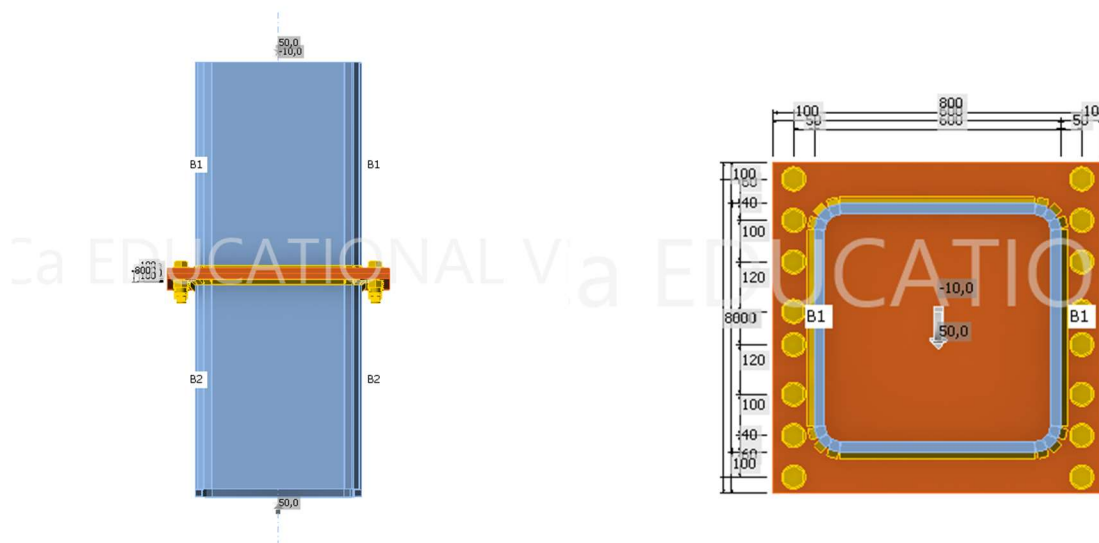
8. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

Σε αυτό το κεφάλαιο θα γίνει μια παρουσίαση κάποιων συγκολλητών και κοχλιωτών συνδέσεων της γέφυρας. Ο σχεδιασμός, η ανάλυση των και ο έλεγχος των συνδέσεων έχει γίνει με το πρόγραμμα IdeaStatica, εκτός από την μετωπική σύνδεση κυρίων μελών δικτυώματος που έχει γίνει σε περιβάλλον Robot Structural Analysis. Πιο αναλυτικά:

8.1 Σύνδεση Υποστυλώματος-Διαδοκίδας-αποκατάσταση υποστυλώματος

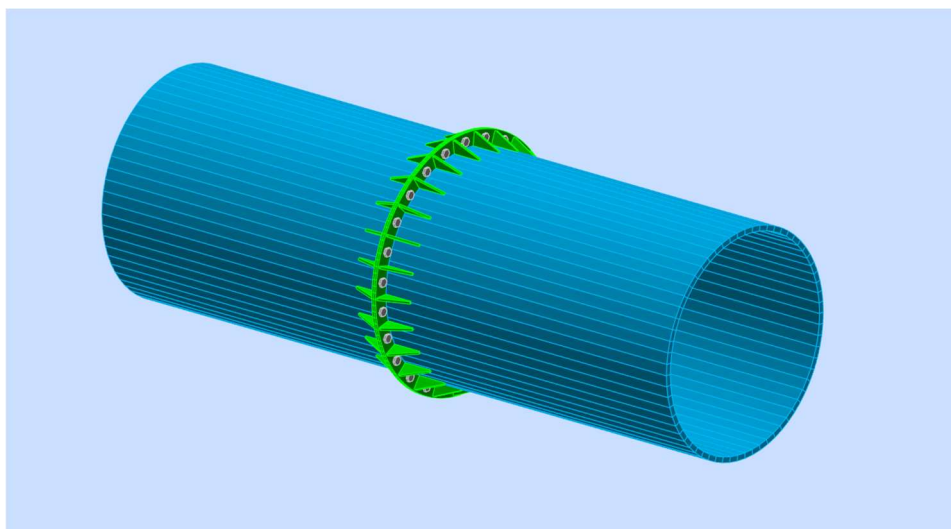


Εικόνα 8.1 Σύνδεση Διαδοκίδας με τμήμα υποστυλώματος

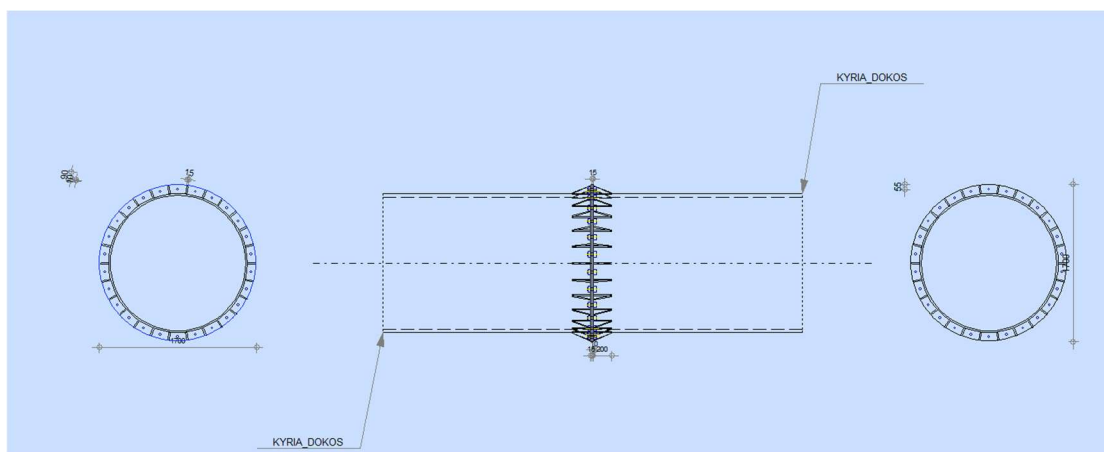


Εικόνα 8.2 Αποκατάσταση υποστυλώματος στην περιοχή της διαδοκίδας και του κυρίου μέλους τόξου

8.2 Μετωπική Σύνδεση Κυρίων Μελών Τόξου

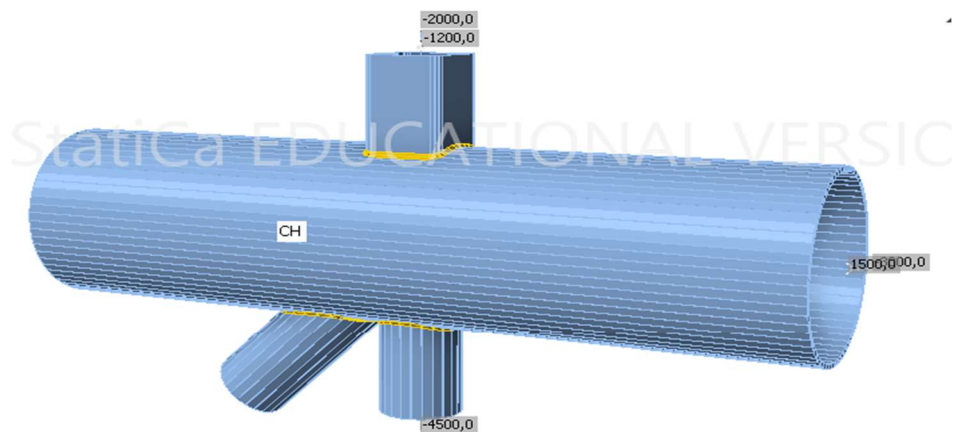


Εικόνα 8.3 Μετωπική Σύνδεση κυρίων μελών τόξου



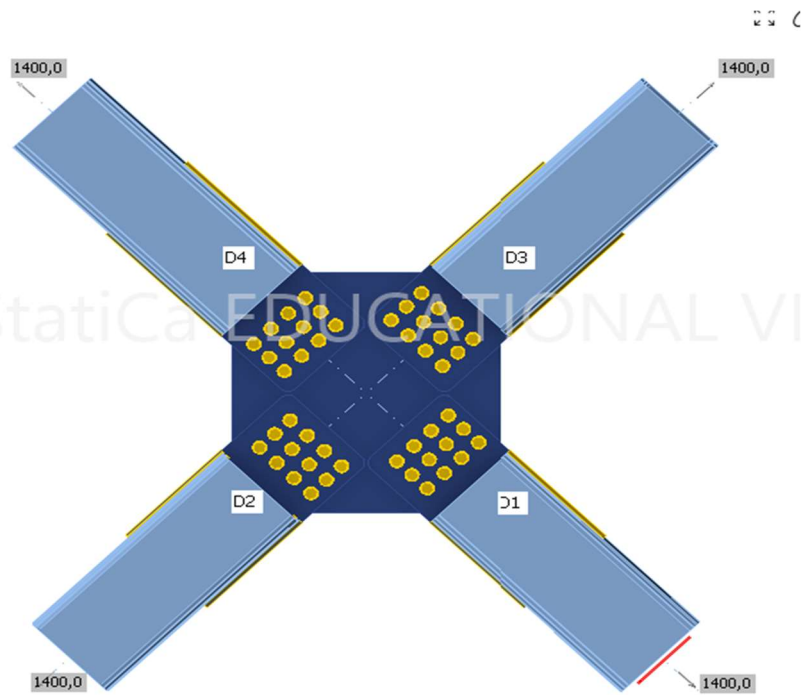
Εικόνα 8.4 Σκαρίφημα μετωπικής σύνδεσης

8.3 Σύνδεση Μελών τόξου



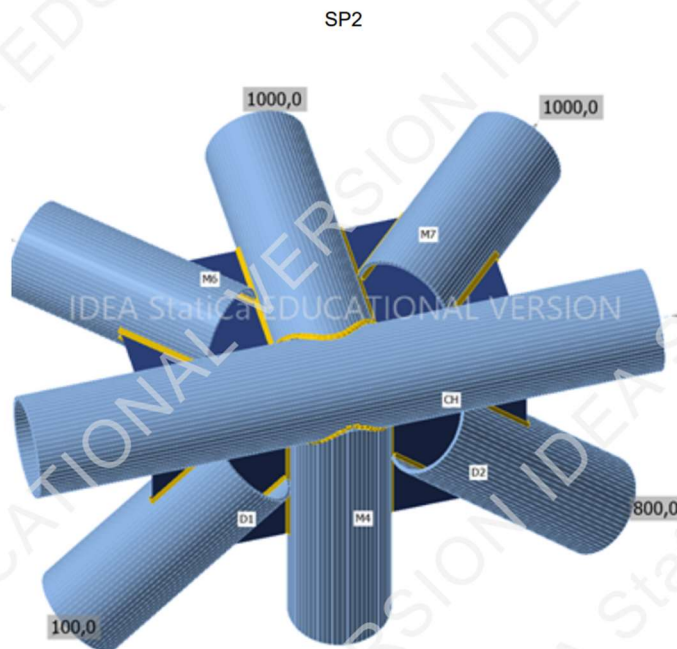
Εικόνα 8.5 Σύνδεση κύριας δοκού με δευτερεύοντα μέλη και τμήμα υποστυλώματος

8.4 Σύνδεση Χιαστί Αντιανέμων

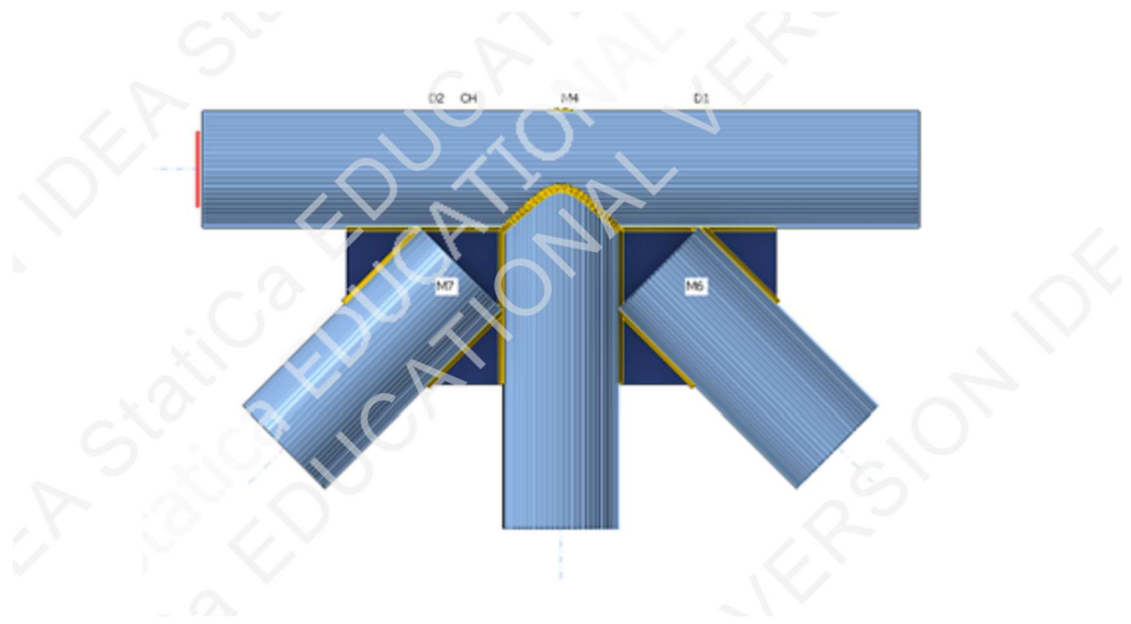


Εικόνα 8.6 Σύνδεση χιαστί αντιανέμων των υποστυλωμάτων

8.5 Σύνδεση Αντινέμων δικτυωμάτων



Εικόνα 8.7α Σύνδεση Αντιανέμων δικτυωμάτων

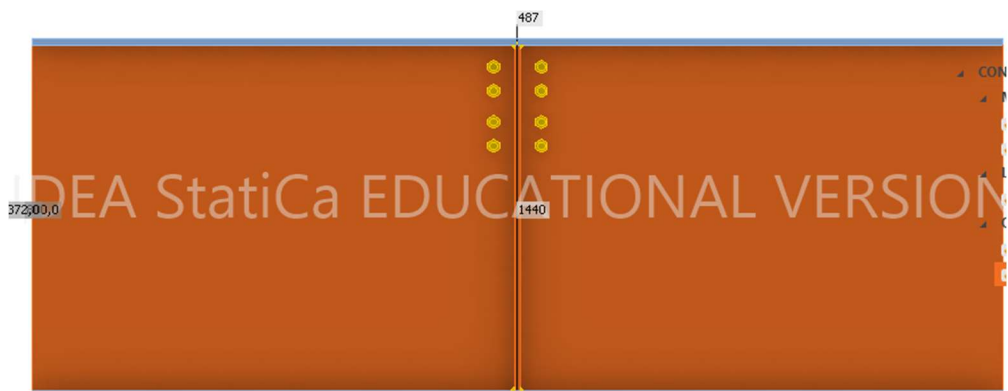


Εικόνα 8.7β Σύνδεση Αντιανέμιων δικτυωμάτων

8.6 Σύνδεση μηκίδας – διαδοκίδας



Εικόνα 8.8α Σύνδεση μηκίδας - διαδοκίδας



Εικόνα 8.8β Σύνδεση μηκίδας – διαδοκίδας

9. ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΕΙΣ – ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΤΙΜΟΛΟΓΙΟΥ NET	ΜΟΝΑΔΕΣ	ΤΙΜΗ ΜΟΝΑΔΑΣ	ΠΟΣΟΤΗΤΑ	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΔΑΠΑΝΗ (€)
A. ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΑ					
Υπόβαση πάχους 0.10 (Π.Τ.Π. Ο-150)	Γ-1.2	m2	1,06	2.029,30	2.151,06 €
Βάση πάχους 0.10 (Π.Τ.Π. Ο-155)	Γ-2.2	m2	1,18	2.029,30	2.394,57 €
Ασφαλτική προεπάλειψη	Δ-3	m2	1,05	4.058,60	4.261,53 €
Ασφαλτική συγκολλητική επάλειψη	Δ-4	m2	0,43	4.058,60	1.745,20 €
Ασφαλτική στρώση κυκλοφορίας συμπτυκνωμένου πάχους 0.05μ με χρήση κοινής ασφάλτου	Δ-8.1	m2	7,23	4.058,60	29.343,68 €
Αντιολησθηρή στρώση ασφαλτικής σκυρομαστίχης πάχους 30μμ με κοινή ασφαλτο	Δ-10.1	m2	5,62	4.058,60	22.809,33 €
Προσωρινή Διαγράμμιση Οδοστρώματος	E-17.1	m2	3,10	152,00	471,20 €
Τελική Διαγράμμιση Οδοστρώματος με υλικό υψηλής αντοχής και ανακλαστικότητας	E-17.2	m2	16,50	201,60	3.326,40 €
B. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΑ & ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ - ΕΙΔΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΕΝΤΟΙΧΙΖΟΜΕΝΑ ΤΕΜΑΧΙΑ, ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΕΣ ΕΡΓΑΣΙΕΣ					
Κατασκευές από σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37 και C35/45	B-4.4	m3	135,00	2.471,68	333.677,07 €
Χαλύβδινοι οπλισμοί κατηγορίας B500C (S500s)	38.20.02	kg	1,07	367.910,72	393.664,47 €
Δομικά πλέγματα B500C (S500s)	38.20.03	kg	1,01	13.305,60	13.438,66 €
Ξυλότυποι συνήθων χυτών κατασκευών	38.03	m2	14,7	600,00	8.820,00 €
Αποστατήρες σιδηροπλισμού σκυροδεμάτων	38.45	m2	2,20	800,00	1.760,00 €
Φέροντα στοιχεία από σιδηροδοκούς ή κοιλοδοκούς ύψους ή πλευράς > 160 mm	OIK 61.06	kg	2,8	6.103.863,40	17.090.817,52 €
Επιστεγάσεις με λαμαρίνα πάχους 1,00 mm, με τραπεζοειδείς πτυχώσεις	OIK 7231	m2	14,00	4.883,20	68.364,80 €
Πρόχυτα κράσπεδα από σκυρόδεμα	OΔO-2921	m	8,00	448,00	3.584,00 €
Σφράγιση οριζόντιων αρμών με ελαστομερή ασφαλτική μαστίχη εφαρμοζόμενη εν θερμώ	ΥΔΡ-6370	m	3,20	440,00	1.408,00 €



10. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

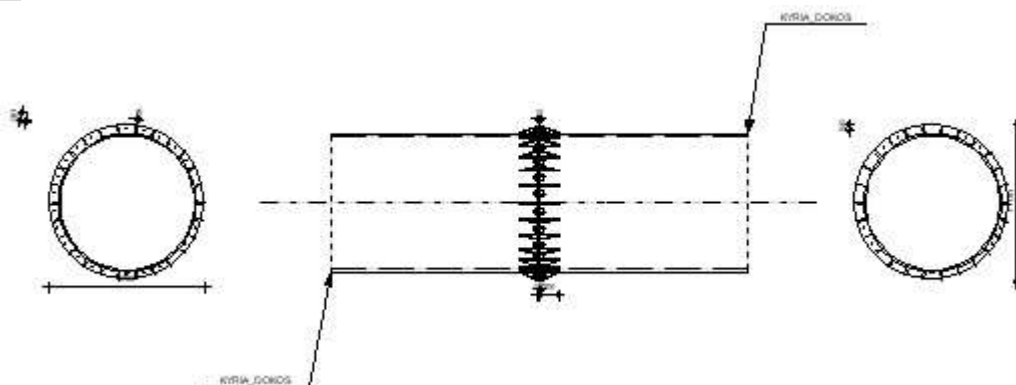
1. Ι. Βάγιας, Α. Ηλιόπουλος, Π. Θανόπουλος <<Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και οπλισμένο Σκυρόδεμα>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
2. Ι. Βάγιας <<Σύμμικτες Κατασκευές από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Ι. Βάγιας <<Σιδηρές Κατασκευές Ανάλυση και Διαστασιολόγηση>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, <<Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής>>
5. EN1990, Ευρωκώδικας <<Βάσεις Σχεδιασμού>> CEN, Βρυξέλλες
6. EN1991, Ευρωκώδικας <<Δράσεις Σχεδιασμού>> CEN, Βρυξέλλες
7. DIN1055-4, Γερμανικός Κανονισμός <<Δράσεις Ανέμου>>
8. EN1992, Ευρωκώδικας <<Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα>> CEN, Βρυξέλλες
9. EN1993, Ευρωκώδικας <<Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα>> CEN, Βρυξέλλες
10. EN1994, Ευρωκώδικας <<Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών από Χάλυβα και Σκυρόδεμα>> CEN, Βρυξέλλες
11. EN1998, Ευρωκώδικας << Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών>>
12. Wikipedia <<Glenn Canyon Bridge>>
13. Wikipedia <<Arched Bridges>>
14. Britannica <<Arched Bridges>>

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

Α. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Α1 ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΞΟΥ

	Robot Structural Analysis Professional 2023	
	Calculation of the Hollow Section End Plate splices connection EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + SN044a	



General

Connection no.: 2
 Connection name: HS End Plate

Right beam

Section: KYRIA_DOKOS
 $d_1 = 1500$ [mm] Height of beam section
 $t_1 = 37$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $A_1 = 1700,58$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 Material: S355
 $f_{y1} = 355,00$ [MPa] Resistance
 $f_{u1} = 490,00$ [MPa] Tensile resistance

Left beam

Section: KYRIA_DOKOS
 $d_2 = 1500$ [mm] Height of beam section
 $t_2 = 37$ [mm] Thickness of the web of beam section
 $A_2 = 1700,58$ [cm²] Cross-sectional area of a beam
 Material: S355
 $f_{y2} = 355,00$ [MPa] Resistance
 $f_{u2} = 490,00$ [MPa] Tensile resistance

Plate

$d_p = 1700$ [mm] Plate length
 $t_p = 15$ [mm] Plate thickness
 Material: S355
 $f_{yp} = 355,00$ [MPa] Design resistance
 $f_{up} = 490,00$ [MPa] Tensile resistance

Stiffener

$l_s =$	200	[mm]	Stiffener length
$h_s =$	90	[mm]	Stiffener height
$t_s =$	15	[mm]	Stiffener thickness
$c_{1s} =$	10	[mm]	Cut
$c_{2s} =$	10	[mm]	Cut

Bolts

Connection category D

Class =	10.9		Bolt class
$d =$	30	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	33	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	5,61	[cm ²]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	7,07	[cm ²]	Area of bolt section
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Bolt tensile resistance
$n_b =$	26		Number of bolt columns
$e_1 =$	55	[mm]	Level of first bolt
$p_1 =$	192	[mm]	Vertical spacing

Welds

$a_w =$	15	[mm]
$a_s =$	15	[mm]

Material factors

$\gamma_{M0} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Partial safety factor	[2.2]

Loads

Case: Manual calculations.

Ultimate limit state

$N_{Ed1} =$	-34000,00	[kN]	Axial force
$N_{Ed2} =$	-34000,00	[kN]	Axial force

Only axial forces are taken into account for the connection verification

Results

Results for one side of connection (geometry and loads are symmetrical)

Section

$N_{c,Rd} =$	60370,43	[kN]	Compression capacity	$N_{c,Rd} = A_i \cdot f_y$
$ N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$	-34000,00 < 60370,43		verified	(0,56)

Welds

Fillet welds connecting a plate with the member and stiffeners

$A_w =$	1408,86	[cm ²]	Weld area	$A_w = \pi \cdot d_1 \cdot a_w + h_s \cdot n_s \cdot 2 \cdot a_s$
$\sigma =$	-241,33	[MPa]	Normal stress in a weld	N_{Ed} / A_w
$\sigma_{\perp} =$	-170,65	[MPa]	Normal perpendicular stress in the weld	$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$
$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	-170,65 < 352,80		verified	(0,48)
$\tau_{\perp} =$	-170,65	[MPa]	Perpendicular tangent stress	$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$
$\beta_w =$	0,90		Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	341,29 < 435,56		verified	(0,78)

Fillet welds connecting a stiffeners with the member

$A_w =$	1560,00	[cm ²]	Weld area	$A_w = n_s \cdot l_s \cdot 2 \cdot a_s$
$\tau_{II} =$	-108,60	[MPa]	Perpendicular tangent stress	$\tau_{II} = N_{Ed,s} / A_w$

$A_w =$	1560,00	[cm ²]	Weld area	$A_w = n_s \cdot l_s \cdot 2 \cdot a_s$
$\beta_w =$	0,90		Correlation coefficient	[Table 4.1]
$\sqrt{[3 \cdot \tau_{II}^2] \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})}$	188,10	<	435,56	verified (0,43)

Connection conforms to the code Ratio 0,78

A2 ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

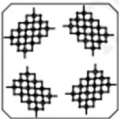

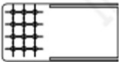
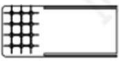
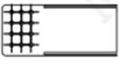
Project item CON1

Design

Name	CON1
Description	
Analysis	Stress, strain/ loads in equilibrium

Bill of material

Manufacturing operations

Name	Plates [mm]	Shape	Nr.	Welds [mm]	Length [mm]	Bolts	Nr.
SP1	P48,0x1000,0-1000,0 (S 355)		1			M33 10.9	48
CPL6	P30,0x850,0-420,0 (S 355)		1	Double fillet: a = 12,0	1600,0	M33 10.9	12
CPL2	P30,0x850,0-420,0 (S 355)		1	Double fillet: a = 12,0	1600,0	M33 10.9	12
CPL3	P30,0x950,0-420,0 (S 355)		1	Double fillet: a = 12,0	1800,0	M33 10.9	12
CPL4	P30,0x950,0-420,0 (S 355)		1	Double fillet: a = 12,0	1800,0	M33 10.9	12

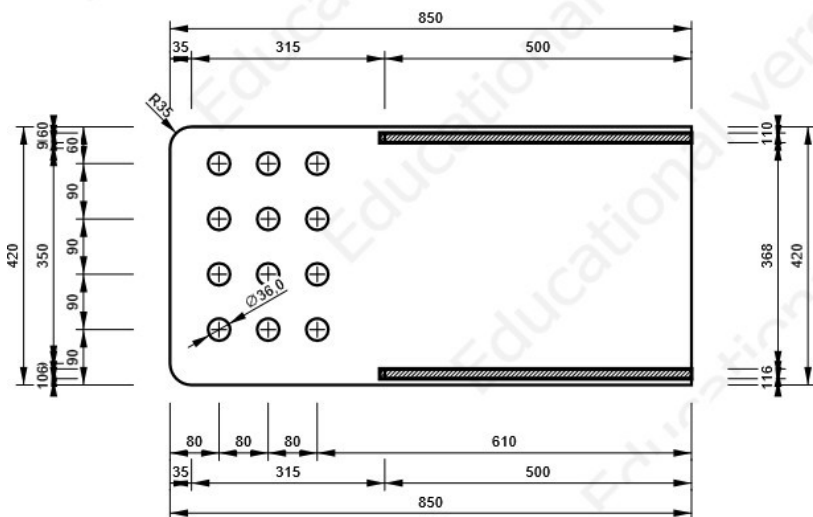
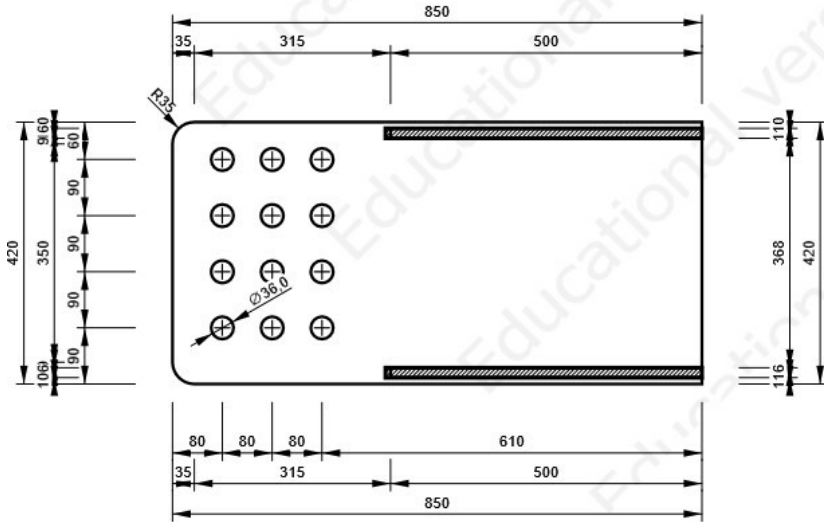
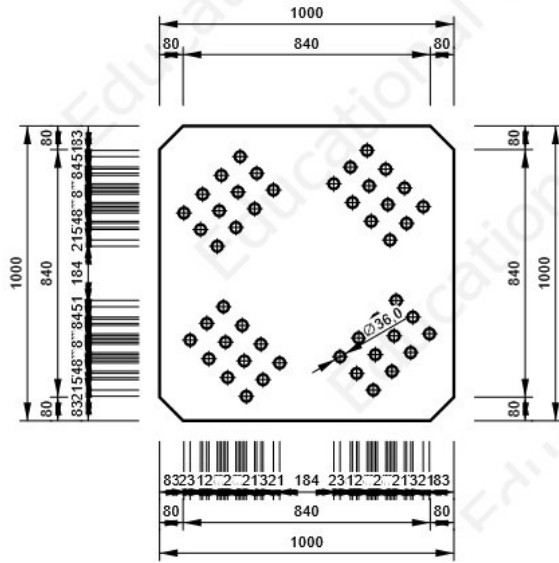
Welds

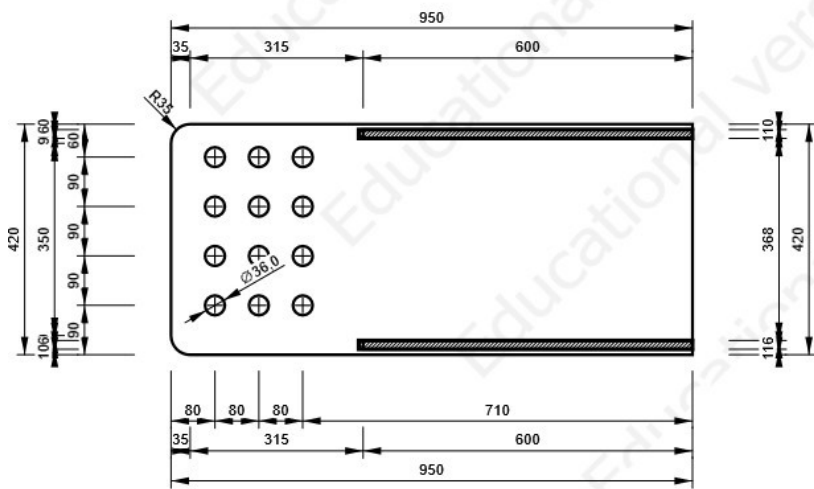
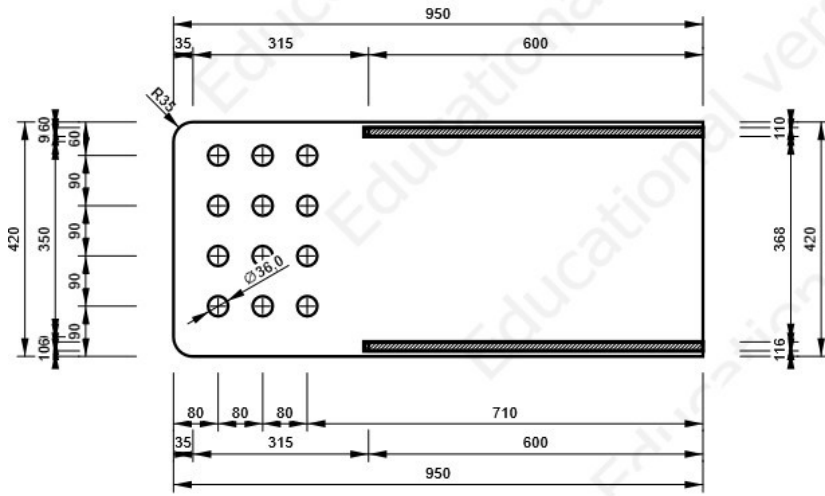
Type	Material	Throat thickness [mm]	Leg size [mm]	Length [mm]
Double fillet	S 355	12,0	17,0	6800,0

Bolts

Name	Grip length [mm]	Count
M33 10.9	78	48

Drawing SP1





CON1

Analysis: Stress, strain/ loads in equilibrium Members

Geometry

Name	Cross-section	β - Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
D1	1 - SHS400/400/16.0	0,0	-45,0	0,0	0	0	0
D2	1 - SHS400/400/16.0	180,0	-45,0	0,0	0	0	0
D3	1 - SHS400/400/16.0	0,0	45,0	0,0	0	0	0
D4	1 - SHS400/400/16.0	180,0	45,0	0,0	0	0	0



Material

Steel S 355 (EN)
Bolts M33 10.9

Load effects (forces in equilibrium)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	D1 / End	2200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2 / End	-2200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D3 / End	-2200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D4 / End	2200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,4 < 5,0%	OK
Loc. deformation	0,1 < 3%	OK
Bolts	98,3 < 100%	OK
Welds	98,1 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	
GMNA	Not calculated	

Code settings

Item	Value	Unit	Reference
Safety factor γ_{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Safety factor γ_c	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Safety factor γ_{Inst}	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Joint coefficient β_j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Effective area - influence of mesh size	0,10	-	
Friction coefficient - concrete	0,25	-	EN 1993-1-8
Friction coefficient in slip-resistance	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limit plastic strain	0,05	-	EN 1993-1-5
Detailing	Yes		
Distance between bolts [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distance between bolts and edge [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete breakout resistance check	Both		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Use calculated ab in bearing check.	Yes		EN 1993-1-8: tab 3.4
Cracked concrete	Yes		EN 1992-4
Local deformation check	Yes		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Local deformation limit	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	No		Analysis with large deformations for hollow section joints
Braced system	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

A3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ






Project item CON2

Design

Name	CON2
Description	ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ-ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ
Analysis	Stress, strain/ loads in equilibrium

Bill of material

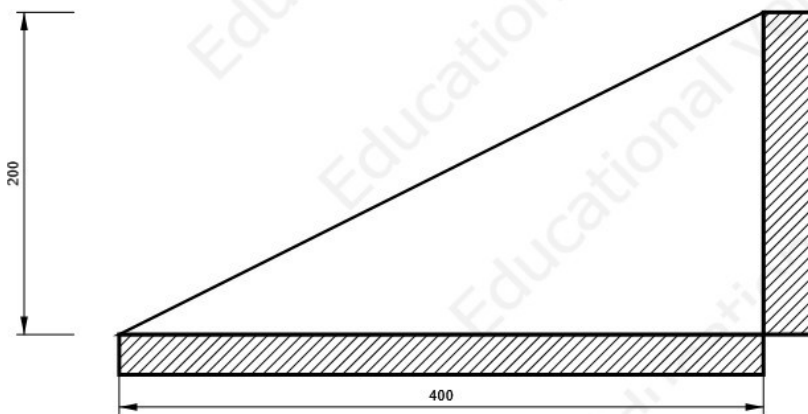
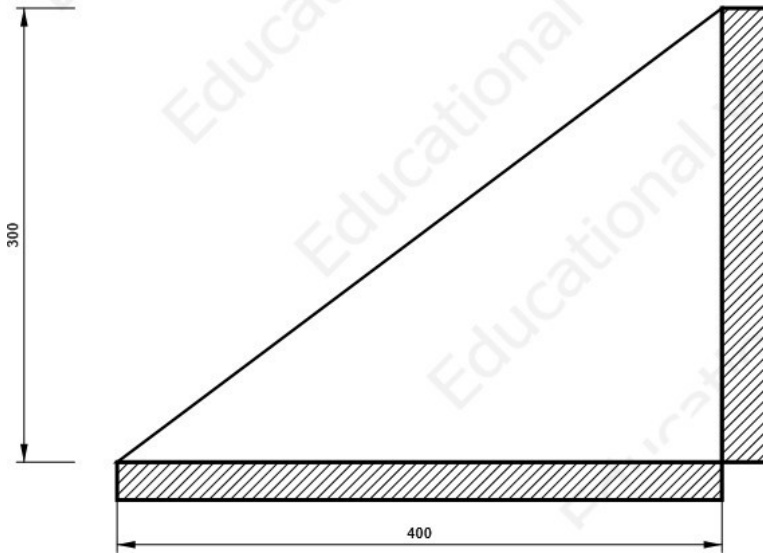
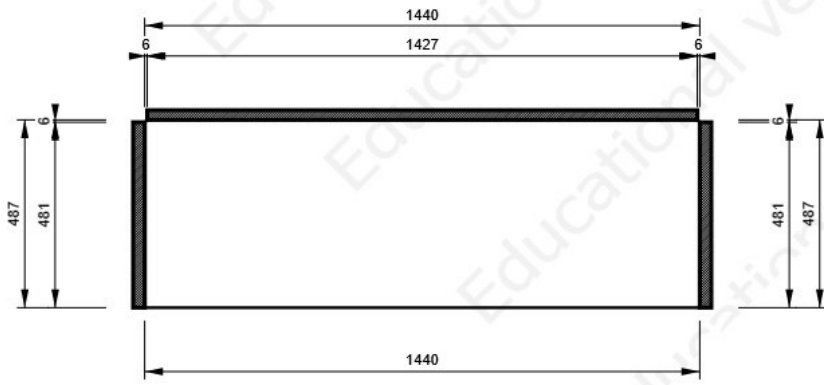
Manufacturing operations

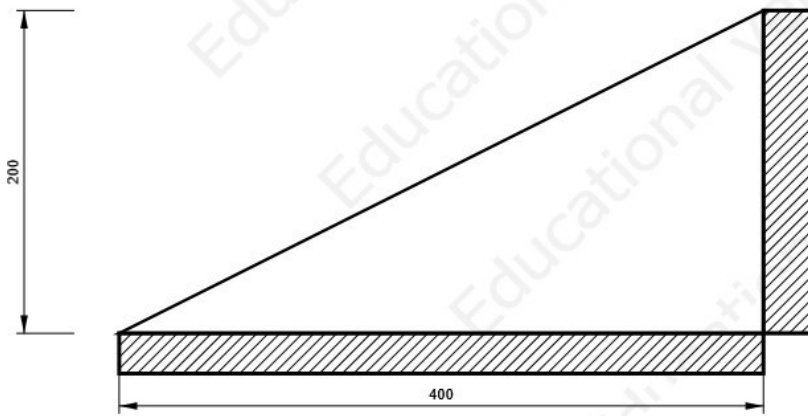
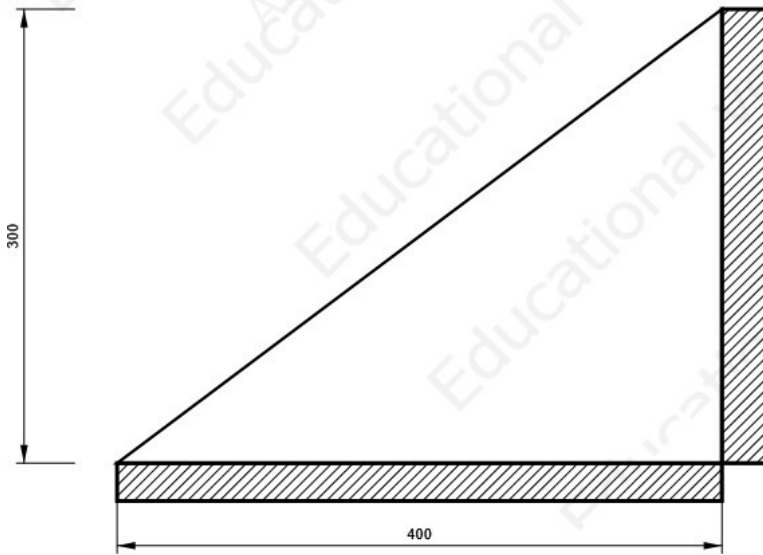
Name	Plates [mm]	Shape	Nr.	Welds [mm]	Length [mm]	Bolts	Nr.
STIFF1	P30,0x487,5-1440,0 (S 355)		4	Double fillet: a = 15,0	9559,2		
CUT1				Double fillet: a = 20,0	2210,6		
RIB1	P24,0x300,0-400,0 (S 355)		3	Double fillet: a = 5,0	2100,0		
RIB2	P24,0x200,0-400,0 (S 355)		3	Double fillet: a = 5,0	1800,0		
RIB3	P24,0x300,0-400,0 (S 355)		3	Double fillet: a = 5,0	2100,0		
RIB4	P24,0x200,0-400,0 (S 355)		3	Double fillet: a = 5,0	1800,0		

Welds

Type	Material	Throat thickness [mm]	Leg size [mm]	Length [mm]
Double fillet	S 355	15,0	21,2	9559,2
Double fillet	S 355	20,0	28,3	2210,6
Double fillet	S 355	5,0	7,1	7800,0

Drawing





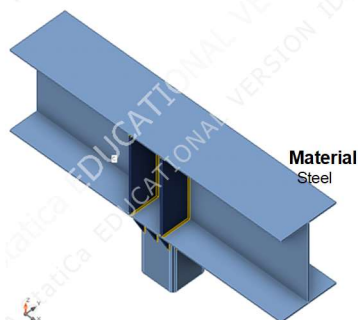
CON2

DIADOKIDA-YPOSTHLWMA

Analysis: Stress, strain/ loads in equilibrium Members

Geometry

Name	Cross-section	β - Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
C	5 - I1500	0,0	0,0	0,0	0	0	0
B	4 - SHS600/600/25.0	0,0	-90,0	0,0	0	0	0



S 355 (EN)

Load effects (forces in equilibrium)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	C / Begin	0,0	2000,0	0,0	0,0	-5000,0	0,0
	C / End	0,0	-2000,0	0,0	0,0	5000,0	0,0
	B / End	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	1,0 < 5,0%	OK
Loc. deformation	0,0 < 3%	OK
Welds	98,1 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	
GMNA	Not calculated	

Code settings

Item	Value	Unit	Reference
Safety factor γ_{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Safety factor γ_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Safety factor γ_C	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Safety factor γ_{Inst}	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Joint coefficient β_j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Effective area - influence of mesh size	0,10	-	
Friction coefficient - concrete	0,25	-	EN 1993-1-8
Friction coefficient in slip-resistance	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limit plastic strain	0,05	-	EN 1993-1-5
Detailing	Yes		
Distance between bolts [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distance between bolts and edge [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete breakout resistance check	Both		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Use calculated a_b in bearing check.	Yes		EN 1993-1-8: tab 3.4
Cracked concrete	Yes		EN 1992-4
Local deformation check	Yes		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Local deformation limit	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	No		Analysis with large deformations for hollow section joints
Braced system	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

A4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΜΗΚΙΔΑΣ – ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ

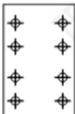
Project item CON4


Design

Name	CON4
Description	
Analysis	Stress, strain/ loads in equilibrium

Bill of material

Manufacturing operations

Name	Plates [mm]	Shape	Nr.	Welds [mm]	Length [mm]	Bolts	Nr.
EP1	P20,0x300,0-490,0 (S 355)		1	Double fillet: a = 12,0	1067,0	M33 10.9	8

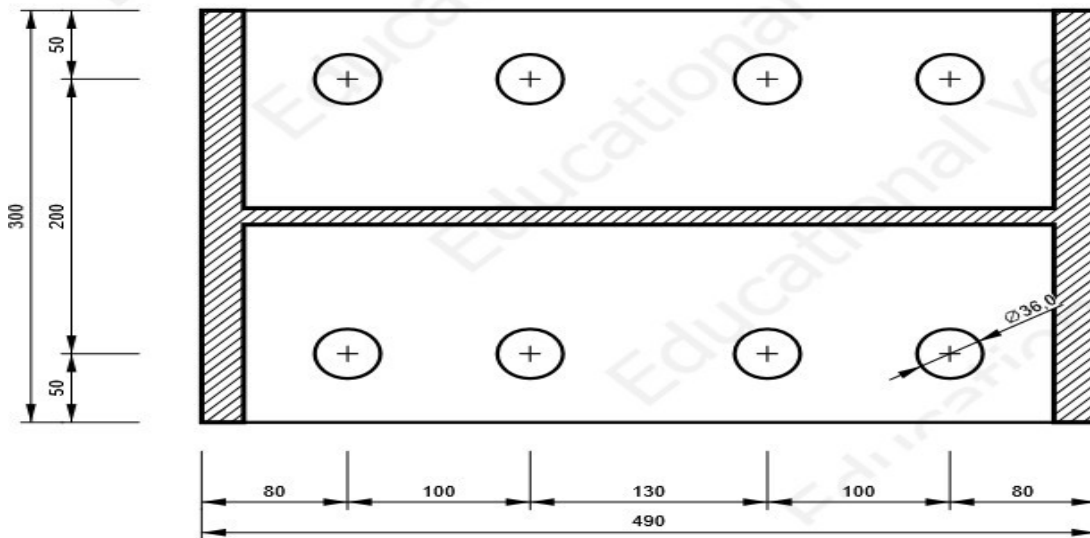
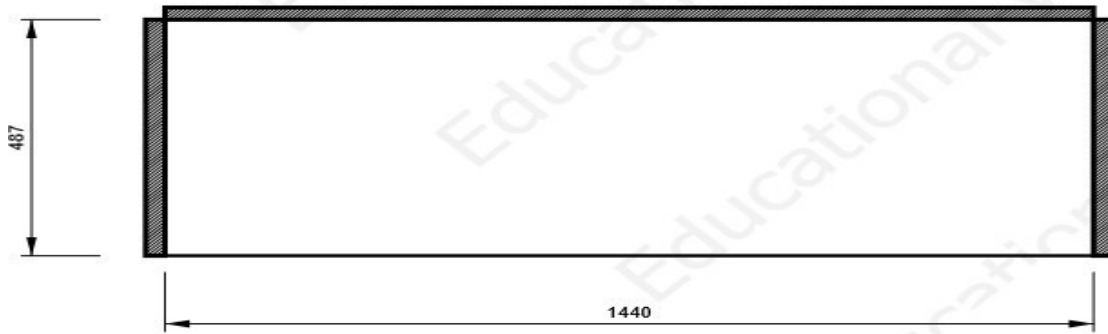
STIFF1	P24,0x487,5-1440,0 (S 355)		1	Double fillet: a = 10,0	2415,0		
--------	----------------------------	---	---	-------------------------	--------	--	--

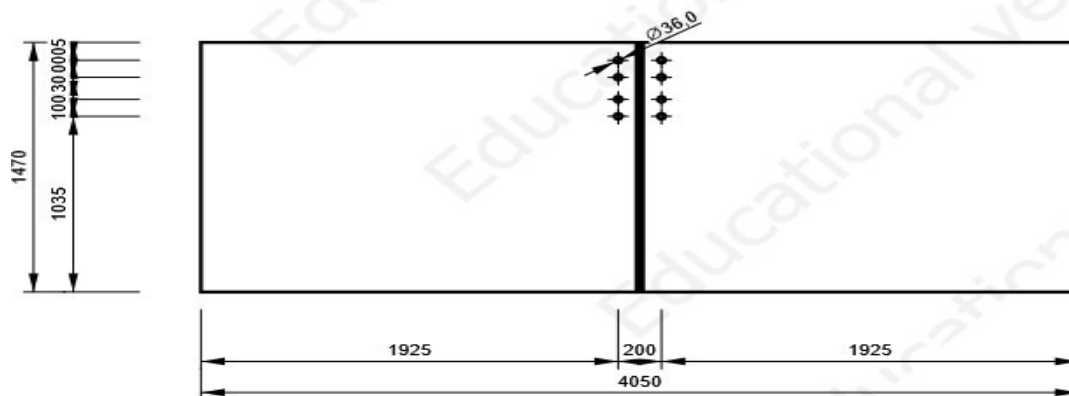
Welds

Type	Material	Throat thickness [mm]	Leg size [mm]	Length [mm]
Double fillet	S 355	12,0	17,0	1067,0
Double fillet	S 355	10,0	14,1	2415,0

Bolts

Name	Grip length [mm]	Count
M33 10.9	45	8





Summary

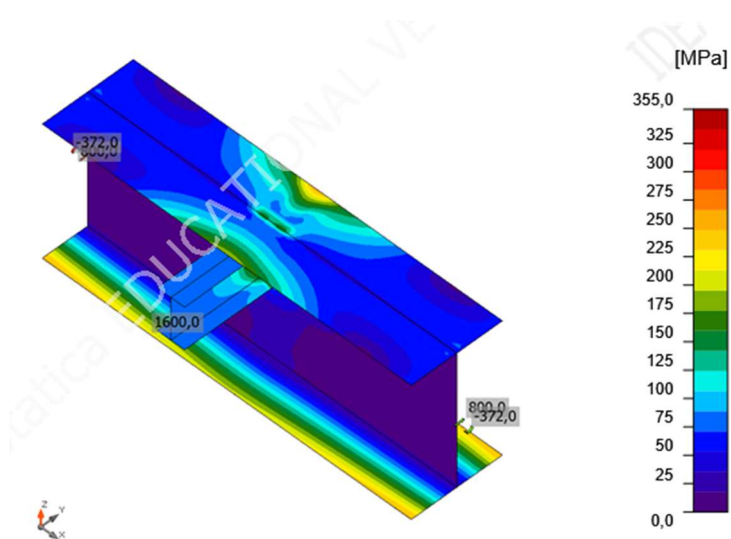
Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,6 < 5,0%	OK
Bolts	90,1 < 100%	OK
Welds	98,0 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

Name	t_p [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pI} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Status
B-bfl 1	30,0	LE1	247,9	0,0	0,0	OK
B-tfl 1	30,0	LE1	246,8	0,0	0,0	OK
B-w 1	25,0	LE1	355,4	0,2	190,3	OK
B1-bfl 1	23,0	LE1	355,3	0,2	0,0	OK
B1-tfl 1	23,0	LE1	355,4	0,2	0,0	OK
B1-w 1	12,0	LE1	210,6	0,0	0,0	OK
EP1	20,0	LE1	356,2	0,6	190,3	OK
STIFF1	24,0	LE1	207,3	0,0	0,0	OK

Design data

Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 355	355,0	5,0



Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{tt} [%]	U_{ts} [%]	U_{tts} [%]	Detailing	Status
	B1	M33 10.9 - 1	LE1	442,3	16,5	292,1	88,5	5,9	69,2	OK	OK
	B2	M33 10.9 - 1	LE1	444,9	16,2	287,7	89,0	5,8	69,4	OK	OK
	B3	M33 10.9 - 1	LE1	253,6	9,2	262,2	50,7	3,5	39,6	OK	OK
	B4	M33 10.9 - 1	LE1	251,4	8,9	262,2	50,3	3,4	39,2	OK	OK
	B5	M33 10.9 - 1	LE1	450,3	12,5	383,9	90,1	4,5	68,9	OK	OK
	B6	M33 10.9 - 1	LE1	450,2	12,2	385,2	90,1	4,4	68,8	OK	OK
	B7	M33 10.9 - 1	LE1	265,7	3,3	262,2	53,2	1,3	39,2	OK	OK
	B8	M33 10.9 - 1	LE1	264,9	3,6	262,2	53,0	1,4	39,2	OK	OK

Design data

Grade	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M33 10.9 - 1	499,7	778,6	277,6

Detailing check

•Ductility, rotation capacity: Plate EP1 is too thick. Thickness should be lesser or equal to 19,9 mm. (EN 1993-1-8 – Equation 6.32)

Welds

Item	Edge	T_w [mm]	L [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	U_t [%]	U_{tc} [%]	Detailing	Status
EP1	B1-bfl 1	▲ 12,0 L	299	LE1	426,6	0,0	219,3	142,2	-156,3	97,9	60,4	OK	OK
		▲ 12,0 L	299	LE1	284,3	0,0	-53,4	30,4	-158,3	65,3	31,3	OK	OK
EP1	B1-tfl 1	▲ 12,0 L	299	LE1	289,5	0,0	-55,9	-28,8	-161,5	66,5	32,8	OK	OK
		▲ 12,0 L	299	LE1	422,7	0,0	214,4	-138,5	-158,3	97,0	61,3	OK	OK
EP1	B1-w 1	▲ 12,0 L	465	LE1	254,8	0,0	118,4	122,6	-44,1	58,5	32,1	OK	OK
		▲ 12,0 L	465	LE1	238,4	0,0	122,3	-118,1	0,5	54,7	33,2	OK	OK
B-bfl 1	STIFF1	▲ 10,0 L	486	LE1	80,8	0,0	-0,2	-0,2	-46,7	18,6	13,3	OK	OK
		▲ 10,0 L	486	LE1	80,8	0,0	-0,2	0,2	46,7	18,6	13,3	OK	OK
B-w 1	STIFF1	▲ 10,0 L	1437	LE1	426,9	0,0	198,5	209,8	-60,1	98,0	47,1	OK	OK
		▲ 10,0 L	1437	LE1	426,9	0,0	217,0	-205,8	51,8	98,0	46,3	OK	OK
B-tfl 1	STIFF1	▲ 10,0 L	486	LE1	259,7	0,0	-15,5	-15,2	148,9	59,6	33,9	OK	OK
		▲ 10,0 L	486	LE1	259,7	0,0	-14,2	14,6	-149,0	59,6	33,8	OK	OK

B. ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΚΡΙΣΙΜΩΝ ΜΕΛΩΝ

DIPLOMATIKI

Steel Buckling Resistance (Beams)

Buckling Resistance of Members [ID 504, LC 30004]

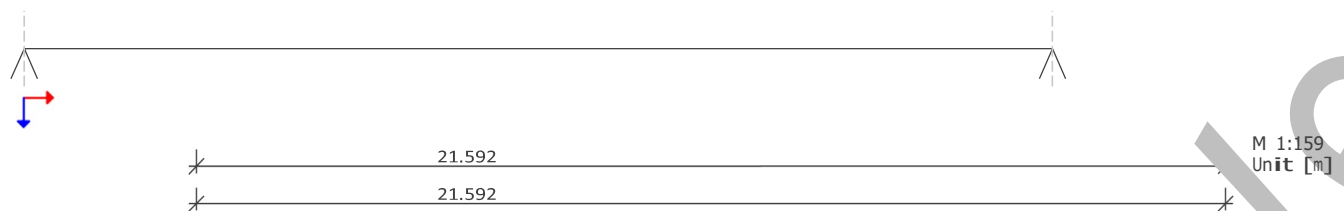
EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

ϕ_z [kNm/rad] 8.97E+05 ϕ_y
[kNm/rad] 4.00E+06 ϕ_x
[kNm/rad] 6.89E+05

2.31E+05
5.50E+05
3.08E+05

u_z [kN/m] 4.45E+04
 u_y [kN/m] ϕ_b 7.91E+04
[kNm³] -

2.31E+05
1.47E+04
-



Start/End Supports

Design Element 504

Design Element Support Conditions

Start/End

Position	ϕ_b [kNm ³]	u_y [kN/m]	u_z [kN/m]	ϕ_x [kNm/rad]	ϕ_y [kNm/rad]	ϕ_z [kNm/rad]
Start	0.00E+00	7.91E+04	4.45E+04	6.89E+05	4.00E+06	8.97E+05
End	0.00E+00	1.47E+04	2.31E+05	3.08E+05	5.50E+05	2.31E+05

Position beam start, beam end

Continuous

ϕ_x [kNm/m/rad]	u_y [kN/m ²]	u_z [kN/m ²]
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]
504	0.000	-1500.2	-2.64	5.06	10.31	24.29	-28.57
	1.542	-1502.7	-2.64	1.97	10.31	29.71	-24.51
	3.085	-1505.2	-2.64	-1.12	10.31	30.36	-20.44
	4.627	-1507.7	-2.64	-4.21	10.31	26.25	-16.38
	6.169	-1510.2	-2.64	-7.30	10.31	17.37	-12.31
	7.712	-1512.7	-2.62	-10.39	10.31	3.72	-8.25
	9.254	-1515.2	-2.64	-13.48	10.31	-14.69	-4.21
	10.796	-1517.7	-2.64	-16.58	10.31	-37.87	-0.14
	10.796	-1548.4	-3.60	7.97	-1.70	-0.06	-17.27
	12.339	-1550.9	-3.60	4.88	-1.70	9.86	-11.72
	13.881	-1553.3	-3.60	1.79	-1.70	15.01	-6.17
	15.423	-1555.8	-3.60	-1.30	-1.70	15.39	-0.63
	16.965	-1558.3	-3.58	-4.39	-1.70	11.00	4.92
	18.508	-1560.8	-3.60	-7.48	-1.70	1.85	10.45
	20.050	-1563.3	-3.60	-10.57	-1.70	-12.07	16.00
	21.592	-1565.8	-3.60	-13.66	-1.70	-30.75	21.54

DIPLOMATIKI
Steel Buckling Resistance (Beams)

Sectional Values

SNo	Mat	A	It	Iy	N-pl,Rk	M-pl,y,Rk	M-pl,z,Rk
		[m2]	[m4]	[m4]	[kN]	[kNm]	[kNm]
			CM	Iz	N-el,Rk	M-el,y,Rk	M-el,z,Rk
				[m4]	[kN]	[kNm]	[kNm]
3	3	2.4302E-02	9.3699E-04	5.9346E-04	8627.2	1237.01	1237.01
			1.6492E-08	5.9346E-04	8627.2	1053.40	1053.40

SNo cross-section number It torsional moment of inertia
 Mat material number Iy,Iz bending moment of inertia
 A sectional area
 N-pl,Rk,M-pl,y,Rk,M-pl,z,Rk,N-el,Rk,M-el,y,Rk,M-el,z,Rk characteristic value of resistance to compression and bending moments
 CM warping resistance

Materials

Mat	E	G	f-y
	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]
3	210000	80769	355

Mat material number G shear modulus
 E Young's modulus f-y yield stress

Maximum width-to-thickness ratios for compression parts acc. EN 1993-1-1, Table 5.2

Position	SNo	f-y	ε	Part	σ(z-)	σ(z+)	ψ	k-σ	c	t	c/t	c/t-lim	SCL
[m]		[MPa]			[MPa]	[MPa]			[mm]	[mm]			
21.592	3	355.00	0.814	1 ¹	-81.08	-67.68	0.83	4.35	369.3	16.0	23.08	< 26.85(1) ²	1
				3 ¹	-67.03	-47.89	0.71	4.65	369.3	16.0	23.08	< 26.85(1) ²	1
				5 ¹	-61.19	-47.78	0.78	4.48	369.3	16.0	23.08	< 26.85(1) ²	1
				7 ¹	-80.97	-61.83	0.76	4.52	369.3	16.0	23.08	< 26.85(1) ²	1

¹ internal compression parts acc. to Table 5.2 (Sheet 1 of 3)

² part subject to compression

Position	section position	ψ	stress ratio
ε	factor depending on fy	k-σ	buckling factor
σ(z-),σ(z+)	stress at extreme upper/lower fibre		
c	width or depth of a part of a cross-section or outer diameter of circular tubular sections		
t	thickness		
c/t	maximum c/t or d/t-ratio		
c/t-lim	limit of stress distribution in cross-section parts		
SCL	cross-section class		

Design Values

Selection	Length	SNo	SCL	γ-M1	γ-M0	Loadcase	N-Ed	M-y, Ed	M-z, Ed
	[m]						[kN]	[kNm]	[kNm]
SLN 504	21.592	3	1	1.10	1.00	30004	-1565.8	37.87	28.57

SNo cross-section number γ-M1 partial safety factor for resistance of members to instability assessed by member (EN 1993-1-1, 6.1)
 SCL cross-section class γ-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	L-cr	β	y-y	z-z	α	λ	φ	χ N-b, Rd
[kN]	[m]							[kN]
2638.2 ¹	21.592	1.0	a		0.210	1.808	2.304	0.268
2638.2 ¹	21.592	1.0		a	0.210	1.808	2.304	0.268

¹ analytically determined

N-cr	elastic critical flexural buckling force
L-cr	comparative buckling length
β	buckling length coefficient
y-y,z-z	EN 1993-1-1, Table 6.2: Selection of buckling curve for a cross-section
α	imperfection factor
λ	non-dimensional slenderness
χ	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	C-1	LTB	α-LT	λ-LT	λ-LT0	β	φ-LT	χ-LT	k-c	f	χ-LT, mod	M-b, Rd
[kNm]												[kNm]
12920.73 ¹	37.489	d	0.760	0.309	0.200	1.000	0.589	0.916	0.163	0.783	1.000	1124.55

¹ 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
α-LT	imperfection factor for lateral torsional buckling

DIPLOMATIKI

Steel Buckling Resistance (Beams)

λ -LTO, β	according to EN 1993-1-1, 6.3.2.2: λ -LTO = 0.2, β = 1.0
χ -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)

Interaction Factors (Annex A, Method 1, Tab. A.1)

k-yy	k-yz	k-zy	k-zz
0.503	0.579	0.328	0.788

Auxiliary Terms (Annex A, Method 1, Tab. A.1 - A.2)

w-y	w-z	μ -y	μ -z	n-pl	a-LT	λ -0	N-cr,T [kN]	ϵ -y
C-my,0	C-my	C-mz,0	C-mz	C-mLT	C-yy	C-yz	C-zy	C-zz
1.174	1.174	0.483	0.483	0.181	0.000	1.894	1549525.6	0.198
0.432	0.432	0.644	0.644	1.000	1.022	0.794	0.942	0.972

λ -0 non-dimensional slenderness for lateral torsional buckling due to uniform bending
 N-cr,T elastic critical torsional buckling force
 C-my,0,C-mz,0 equivalent uniform moment factor according to EN 1993-1-1, Table A.2 ($|\delta-x| = 4.34, 0.63\text{mm}$)

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

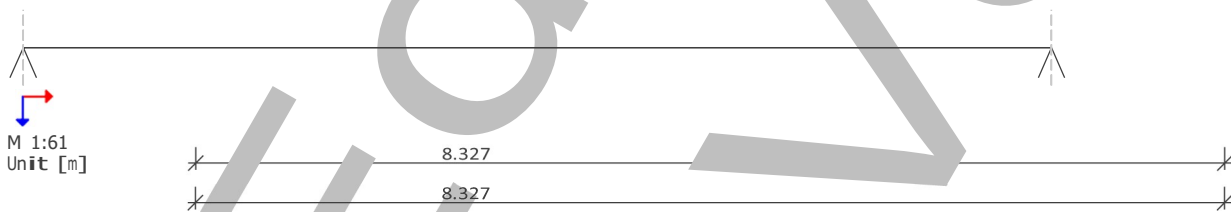
n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z
0.745	0.745	0.034	0.025	0.777	0.776
				< 1.0	< 1.0
				Passed ✓	Passed ✓

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/Y-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

++++ warning no. 169 in program BDKDES
 Elastic critical force N-cr analytically determined, due to explicitly defined buckling length(s).

Buckling Resistance of Members [ID 3042, LC 10005]
 EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

ϕz [kNm/rad]	2.21E+05	ϕy	5.47E+06
[kNm/rad]	3.18E+06	ϕx	1.40E+06
[kNm/rad]	1.54E+07		4.90E+06
u_z [kN/m]	1.02E+04		2.63E+04
u_y [kN/m]	1.21E+05		9.50E+05
[kNm3]	-		-



Start/End Supports

Design Element 3042

Design Element Support Conditions
 Start/End

Position	ϕb [kNm3]	u_y [kN/m]	u_z [kN/m]	ϕx [kNm/rad]	ϕy [kNm/rad]	ϕz [kNm/rad]
----------	-----------------	--------------	--------------	--------------------	--------------------	--------------------

Start	0.00E+00	1.21E+05	1.02E+04	1.54E+07	3.18E+06	2.21E+05
End	0.00E+00	9.50E+05	2.63E+04	4.90E+06	1.40E+06	5.47E+06
Position	beam start,	beam end				

DIPLOMATIKI
Steel Buckling Resistance (Beams)

Continuous

φ_x [kNm/m/rad]	u_y [kN/m ²]	u_z [kN/m ²]
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

Design Element Forces and Moments

ID	x [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mt [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
3042	0.000	-3853.5	-389.62	90.15	-6.31	174.53	-1209.85
	1.665	-3864.6	-389.62	89.40	-6.31	324.05	-560.97
	3.331	-3875.6	-389.62	88.65	-6.31	472.32	87.90
	4.996	-3886.6	-389.62	87.90	-6.31	619.34	736.77
	6.662	-3897.6	-389.62	87.15	-6.31	765.11	1385.64
	8.327	-3908.6	-389.62	86.41	-6.31	909.63	2034.51

Sectional Values

SNo	Mat	A [m ²]	It [m ⁴]	Iy [m ⁴]	N-pl,Rk [kN]	M-pl,y,Rk [kNm]	M-pl,z,Rk [kNm]
			CM [m ⁶]	Iz [m ⁴]	N-el,Rk [kN]	M-el,y,Rk [kNm]	M-el,z,Rk [kNm]
8	3	6.2431E-02	6.2431E-03	4.0675E-03	22163.0	5194.59	5194.59
			1.7977E-07	4.0675E-03	22163.0	4442.98	4442.98

SNo cross-section number It torsional moment of inertia
 Mat material number Iy,Iz bending moment of inertia
 A sectional area
 N-pl,Rk,M-pl,y,Rk,M-pl,z,Rk,N-el,Rk,M-el,y,Rk,M-el,z,Rk characteristic value of resistance to compression and bending moments
 CM warping resistance

Materials

Mat	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	f-y [N/mm ²]
3	210000	80769	355

Mat material number G shear modulus
 E Young's modulus f-y yield stress

Maximum width-to-thickness ratios for compression parts acc. EN 1993-1-1, Table 5.2

Position [m]	SNo	f-y [MPa]	ϵ	Part	$\sigma(z-)$ [MPa]	$\sigma(z+)$ [MPa]	ψ	k- σ	c [mm]	t [mm]	c/t	c/t-lim	SCL
8.327	8	355.00	0.814	1	-148.44	163.00	-1.10	26.32	622.7	25.0	24.91	< 61.45(1) ²	1
				5	-288.21	23.23	-0.08	8.38	622.7	25.0	24.91	< 29.21(1) ²	1
				7	-288.54	-149.29	0.52	5.23	622.7	25.0	24.91	< 26.85(1) ³	1

¹ internal compression parts acc. to Table 5.2 (Sheet 1 of 3)
² part subject to bending and compression
³ part subject to compression
 Position section position ψ stress ratio
 ϵ factor depending on fy k- σ buckling factor
 $\sigma(z-),\sigma(z+)$ stress at extreme upper/lower fibre
 c width or depth of a part of a cross-section or outer diameter of circular tubular sections
 t thickness
 c/t maximum c/t or d/t-ratio
 c/t-lim limit of stress distribution in cross-section parts
 SCL cross-section class

Design Values

Selection	Length [m]	SNo	SCL	γ -M1	γ -M0	Loadcase	N-Ed [kN]	M-y,Ed [kNm]	M-z,Ed [kNm]
SLN 3042	8.327	8	1	1.10	1.00	10005	-3908.6	909.63	2034.51

SNo cross-section number γ -M1 partial safety factor for resistance of members to instability assessed by member (EN 1993-1-1, 6.1)
 SCL cross-section class γ -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]	β	y-y	z-z	α	λ	Φ	χ N-b,Rd [kN]
121580.9 ¹	8.327	1.0	a		0.210	0.427	0.615	0.946 19051.1
121580.9 ¹	8.327	1.0		a	0.210	0.427	0.615	0.946 19051.1

[†] analytically determined

DIPLOMATIKI

Steel Buckling Resistance (Beams)

N-cr	elastic critical flexural buckling force
cr	comparative buckling length
β	buckling length coefficient
γ -y,z-z	EN 1993-1-1, Table 6.2: Selection of buckling curve for a cross-section α imperfection factor

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

M-cr [kNm]	C-1	LTB	α -LT	λ -LT	λ -LT0	β	Φ -LT	χ -LT	k-c	f	χ -LT, mod	M-b, Rd [kNm]
680321.69 ¹	101.58	d	0.760	0.087	0.200	1.000	0.461	1.000	0.099	1.000	1.000	4722.36

¹ 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
α -LT	imperfection factor for lateral torsional buckling
λ -LT	non-dimensional slenderness
λ -LT0, β	according to EN 1993-1-1, 6.3.2.2: λ -LT0 = 0.2, β = 1.0
χ -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)
χ -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 A, Method 1, Tab. A.1)

k-yy	k-yz	k-zy	k-zz
0.986	0.388	0.597	0.643

Auxiliary Terms (Annex A, Method 1, Tab. A.1 - A.2)

w-y	w-z	μ -y	μ -z	n-pl	a-LT	λ -0	N-cr, T [kN]	ϵ -y
C-my,0	C-my	C-mz,0	C-mz	C-mLT	C-yy	C-yz	C-zy	C-zz
1.169	1.169	0.998	0.998	0.176	0.000	0.881	3869825.2	1.161
0.990	0.990	0.654	0.654	1.000	1.035	1.045	1.026	1.049

λ -0 non-dimensional slenderness for lateral torsional buckling due to uniform bending
N-cr, T elastic critical torsional buckling force
C-my,0, C-mz,0 equivalent uniform moment factor according to EN 1993-1-1, Table A.2 ($|\delta-x| = 0.00, 5.07\text{mm}$)

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
0.205	0.205	0.193	0.431	0.562 < 1.0	0.597 < 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

++++ warning no. 169 in program BDKDES
Elastic critical force N-cr analytically determined, due to explicitly defined buckling length(s).

Buckling Resistance of Members [ID 4026, LC 10004]

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

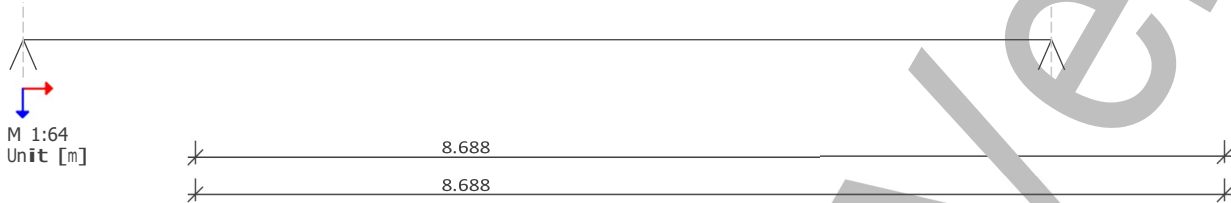
DIPLOMATIKI
Steel Buckling Resistance (Beams)

ϕ_z [kNm/rad] 3.19E+06 ϕ_y
[kNm/rad] 2.89E+06 ϕ_x
[kNm/rad] 1.04E+06

3.05E+06
3.01E+06
1.06E+06

u_z [kN/m] 4.40E+05
 u_y [kN/m] ϕ_b 5.84E+05
[kNm³] -

2.24E+05
3.11E+05
-



Start/End Supports

Design Element 4026

Design Element Support Conditions

Start/End

Position	ϕ_b [kNm ³]	u_y [kN/m]	u_z [kN/m]	ϕ_x [kNm/rad]	ϕ_y [kNm/rad]	ϕ_z [kNm/rad]
Start	0.00E+00	5.84E+05	4.40E+05	1.04E+06	2.89E+06	3.19E+06
End	0.00E+00	3.11E+05	2.24E+05	1.06E+06	3.01E+06	3.05E+06

Position beam start, beam end

Continuous

ϕ_x [kNm/m/rad]	u_y [kN/m ²]	u_z [kN/m ²]
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]
4026	0.000	-35241.6	137.51	-333.80	-683.28	-647.62	477.57
	1.448	-35232.6	137.60	-110.67	-681.34	-1145.78	283.11
	2.896	-35222.2	137.69	112.30	-680.75	-1320.89	88.51
	4.344	-35210.4	137.78	335.13	-681.50	-1173.17	-106.23
	5.792	-35197.2	137.87	557.80	-683.61	-702.85	-301.08
	7.240	-35182.6	137.96	780.29	-687.05	89.86	-496.05
	8.688	-35172.7	138.05	759.50	-687.05	1204.70	-695.89

Sectional Values

SNo	Mat	A [m ²]	I_t [m ⁴]	I_y [m ⁴]	I_z [m ⁴]	N-p1,Rk [kN]	M-p1,y,Rk [kNm]	M-p1,z,Rk [kNm]
2	3	1.5008E-01	6.9913E-02	3.4977E-02	3.4977E-02	53279.7	23157.00	23157.00
			4.9137E-09			53279.7	17738.16	17738.17

SNo cross-section number I_t torsional moment of inertia
Mat material number I_y, I_z bending moment of inertia
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

Materials

Mat	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	f-y [N/mm ²]
3	210000	80769	355

Mat	material number	G	shear modulus
E	Young's modulus	f-y	yield stress

DIPLOMATIKI
Steel Buckling Resistance (Beams)

Design Values

Selection	Length [m]	SNo	SCL	γ -M1	γ -M0	Loadcase	N-Ed [kN]	M-y, Ed [kNm]	M-z, Ed [kNm]
SLN 4026	8.688	2	2	1.10	1.00	10004	-35241.6	1320.89	695.89
SNo cross-section number		γ -M1 partial safety factor for resistance of members to instability assessed by member (EN 1993-1-1, 6.1)							
SCL cross-section class		γ -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]	β	y-y	z-z	α	λ	ϕ	χ	N-b, Rd [kN]
960366.1 ¹	8.688	1.0	b		0.340	0.236	0.534	0.987	47824.7
960365.9 ¹	8.688	1.0		b	0.340	0.236	0.534	0.987	47824.7

¹ analytically determined

N-cr	elastic critical flexural buckling force
L-cr	comparative buckling length
β	buckling length coefficient
y-y, z-z	EN 1993-1-1, Table 6.2: Selection of buckling curve for a cross-section
α	imperfection factor
λ	non-dimensional slenderness
χ	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	α -LT	λ -LT	λ -LT0	β	ϕ -LT	χ -LT	k-c	f	χ -LT, mod	M-b, Rd [kNm]
504909.12 ¹	1300.7	d	0.760	0.214	0.200	1.000	0.528	0.989	0.028	0.848	1.000	21051.82

¹ 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
α -LT	imperfection factor for lateral torsional buckling
λ -LT	non-dimensional slenderness
λ -LT0, β	according to EN 1993-1-1, 6.3.2.2: λ -LT0 = 0.2, β = 1.0
χ -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)
χ -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 A, Method 1, Tab. A.1)

k-yy	k-yz	k-zy	k-zz
0.778	0.442	0.456	0.753

Auxiliary Terms (Annex A, Method 1, Tab. A.1 - A.2)

w-y	w-z	μ -y	μ -z	n-pl	a-LT	λ -0	N-cr, T [kN]	ϵ -y
C-my, 0	C-my	C-mz, 0	C-mz	C-mLT	C-yy	C-yz	C-zy	C-zz
1.305	1.305	1.000	1.000	0.661	0.000	7.724	12115138.0	0.113
0.999	0.999	0.969	0.969	1.000	1.332	1.365	1.363	1.336

 λ -0 non-dimensional slenderness for lateral torsional buckling due to uniform bending

N-cr, T elastic critical torsional buckling force

C-my, 0, C-mz, 0 equivalent uniform moment factor according to EN 1993-1-1, Table A.2 ($|\delta-x|$ = 0.12, 1.33mm)

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
0.737	0.737	0.063	0.033	0.800 < 1.0	0.790 < 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

+++++ warning no. 169 in program BDKDES
Elastic critical force N-cr analytically determined, due to explicitly defined buckling length(s).

DIPLOMATIKI
Steel Buckling Resistance (Beams)

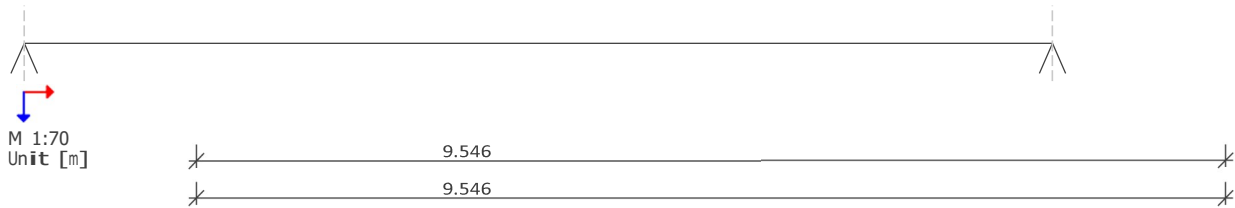
Buckling Resistance of Members [ID 5115, LC 10003]
EuroNorm Bridges: EN 1993-2:2006 Design of steel structures

ϕ_z [kNm/rad] 5.28E+06
[kNm/rad] 3.66E+06 ϕ_x
[kNm/rad] 1.54E+06

2.83E+06
2.33E+06
1.16E+06

u_z [kN/m] 4.53E+05
 u_y [kN/m] ϕ_b 6.33E+05
[kNm³] -

∞
 ∞
-



Start/End Supports

Design Element 5115

Design Element Support Conditions

Start/End

Position	ϕ_b [kNm ³]	u_y [kN/m]	u_z [kN/m]	ϕ_x [kNm/rad]	ϕ_y [kNm/rad]	ϕ_z [kNm/rad]
Start	0.00E+00	6.33E+05	4.53E+05	1.54E+06	3.66E+06	5.28E+06
End	0.00E+00	∞	∞	1.16E+06	2.33E+06	2.83E+06
Position beam start, beam end						

Continuous

ϕ_x [kNm/m/rad]	u_y [kN/m ²]	u_z [kN/m ²]
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]	My [kNm]	Mz [kNm]
5115	0.000	-7713.9	-98.90	-34.03	-10.24	10.97	-250.58
	1.591	-7717.3	-98.90	-40.96	-10.24	-48.68	-93.24
	3.182	-7720.8	-98.90	-47.88	-10.24	-119.35	64.10
	4.773	-7724.3	-98.90	-54.80	-10.24	-201.02	221.43
	4.773	-7553.8	-38.00	14.40	-7.62	-113.96	-112.77
	6.364	-7557.3	-37.99	7.48	-7.62	-96.56	-52.32
	7.955	-7560.8	-37.99	0.56	-7.62	-90.17	8.13
	9.546	-7564.3	-37.99	-6.37	-7.62	-94.79	68.57

Sectional Values

SNo	Mat	A	It	Iy	N-pl,Rk	M-pl,y,Rk	M-pl,z,Rk
	[m ²]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m ⁴]	[kN]	[kNm]	[kNm]
		[m ⁶]	CM	Iz	N-e1,Rk	M-e1,y,Rk	M-e1,z,Rk
			[m ⁴]		[kN]	[kNm]	[kNm]
7	3	4.5946E-02	3.9059E-03	1.9691E-03	16243.8	3020.39	3020.39
			2.3019E-18	1.9691E-03	16310.8	2291.86	2291.86

SNo cross-section number It torsional moment of inertia
Mat material number Iy,Iz bending moment of inertia
A sectional area
N-pl,Rk,M-pl,y,Rk,M-pl,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

DIPLOMATIKI

Steel Buckling Resistance (Beams)

Materials

Mat	E	G	f-y
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
3	210000	80769	355
Mat material number	E Young's modulus	G shear modulus	f-y yield stress

Maximum width-to-thickness ratios for compression parts acc. EN 1993-1-1, Table 5.2

Position [m]	SNo	f-y [MPa]	ϵ Part	$\sigma(z-)$ [MPa]	$\sigma(z+)$ [MPa]	ψ k- σ	c [mm]	t [mm]	c/t	c/t-lim	SCL
4.773	7	355.00	0.814 ¹	-214.44	-168.12	0.78	0.6	0.0	24.40	< 33.10(1) ²	1

¹ internal compression parts acc. to Table 5.2 (Sheet 1 of 3)

² part subject to bending and compression

Position	section position	ψ	stress ratio
ϵ	factor depending on f _y	k- σ	buckling factor
$\sigma(z-), \sigma(z+)$	stress at extreme upper/lower fibre		
c	width or depth of a part of a cross-section or outer diameter of circular tubular sections		
t	thickness		
c/t	maximum c/t or d/t-ratio		
c/t-lim	limit of stress distribution in cross-section parts		
SCL	cross-section class		

Design Values

Selection	Length [m]	SNo	SCL	γ -M1	γ -M0	Loadcase	N-Ed [kN]	M-y, Ed [kNm]	M-z, Ed [kNm]
SLN 5115	9.546	7	1	1.10	1.00	10003	7724.3	201.02	250.58
SNo	cross-section number	γ -M1	partial safety factor for resistance of members to instability assessed by member (EN 1993-1-1, 6.1)						
SCL	cross-section class	γ -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]	β	y-y	z-z	α	λ	ϕ	χ N-b, Rd [kN]
44789.5 ¹	9.546	1.0	a		0.210	0.602	0.724	0.889
44789.5 ¹	9.546	1.0		a	0.210	0.602	0.724	0.889

¹ analytically determined

N-cr	elastic critical flexural buckling force
L-cr	comparative buckling length
β	buckling length coefficient
y-y, z-z	EN 1993-1-1, Table 6.2: Selection of buckling curve for a cross-section
α	imperfection factor
λ	non-dimensional slenderness
χ	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	α -LT	λ -LT	λ -LT0	β	ϕ -LT	χ -LT	k-c	f	χ -LT, mod	M-b, Rd [kNm]
289699.69 ¹	35.247	d	0.760	0.102	0.200	1.000	0.468	1.000	0.168	0.989	1.000	2745.81

¹ 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
α -LT	imperfection factor for lateral torsional buckling
λ -LT	non-dimensional slenderness
λ -LT0, β	according to EN 1993-1-1, 6.3.2.2: λ -LT0 = 0.2, β = 1.0
χ -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)
χ -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 A, Method 1, Tab. A.1)

k-yy	k-yz	k-zy	k-zz
0.922	0.511	0.560	0.844

DIPLOMATIKI

Steel Buckling Resistance (Beams)

Auxiliary Terms (Annex A, Method 1, Tab. A.1 - A.2)

w-y	w-z	μ -y	μ -z	n-pl	a-LT	λ - θ	N-cr,T [kN]	ϵ -y
C-my, θ	C-my	C-mz, θ	C-mz	C-mLT	C-yy	C-yz	C-zy	C-zz
1.318	1.318	0.977	0.977	0.476	0.000	0.606	3680587.5	0.185
0.904	0.904	0.841	0.841	1.000	1.158	1.166	1.145	1.177

λ - θ non-dimensional slenderness for lateral torsional buckling due to uniform bending
 N-cr,T elastic critical torsional buckling force
 C-my, θ ,C-mz, θ equivalent uniform moment factor according to EN 1993-1-1, Table A.2 ($|\delta-x| = 0.43, 1.99\text{mm}$)

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
0.588	0.588	0.073	0.091	0.702 < 1.0	0.706 < 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

++++ warning no. 169 in program BDKDES
 Elastic critical force N-cr analytically determined, due to explicitly defined buckling length(s).

Buckling Resistance of Members [ID 6147, LC 10006]

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

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

ϕ_z [kNm/rad] 1.38E+04
 [kNm/rad] 7.68E+04 ϕ_x
 [kNm/rad] 2.98E+01
 uz [kN/m] 3.61E+03
 uy [kN/m] ϕ_b 5.92E+02
 [kNm³] -

1.37E+04
 8.08E+04
 3.19E+01
 3.75E+03
 5.67E+02
 -



Start/End Supports

Design Element 6147

Design Element Support Conditions

Start/End

Position	ϕ_b [kNm ³]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	ϕ_x [kNm/rad]	ϕ_y [kNm/rad]	ϕ_z [kNm/rad]
Start	0.00E+00	5.92E+02	3.61E+03	2.98E+01	7.68E+04	1.38E+04
End	0.00E+00	5.67E+02	3.75E+03	3.19E+01	8.08E+04	1.37E+04

Position beam start, beam end

Continuous

ϕ_x [kNm/m/rad]	uy [kN/m ²]	uz [kN/m ²]
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

DIPLOMATIKI

Steel Buckling Resistance (Beams)

Design Element Forces and Moments

ID	x [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mt [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
6147	0.000	-82.7	0.65	-80.39	0.00	-315.75	-2.63
	0.013	-82.7	0.65	-80.42	0.00	-316.81	-2.64
	0.013	-21.5	1.31	-104.11	0.02	430.43	5.28
	1.613	-21.5	1.31	-107.65	0.02	261.02	3.19
	3.213	-21.5	1.31	-111.20	0.02	85.94	1.10
	4.813	-21.5	1.31	-114.74	0.02	-94.81	-0.99
	6.413	-21.5	1.31	-118.29	0.02	-281.23	-3.08
	8.013	-21.5	1.31	-121.83	0.02	-473.33	-5.17
	8.013	192.5	2.06	-131.23	-0.00	549.40	8.29
	8.038	192.5	2.06	-131.28	-0.00	546.13	8.24

Sectional Values

SNo	Mat	A [m ²]	It [m ⁴]	Iy [m ⁴]	N-pl,Rk [kN]	M-pl,y,Rk [kNm]	M-pl,z,Rk [kNm]
			CM [m ⁶]	Iz [m ⁴]	N-el,Rk [kN]	M-el,y,Rk [kNm]	M-el,z,Rk [kNm]
5	3	2.0905E-02	3.3891E-06	9.2908E-04	7421.1	1487.44	442.12
			6.8409E-06	1.3410E-04	7421.1	1279.15	272.03

SNo cross-section number It torsional moment of inertia
Mat material number Iy,Iz bending moment of inertia
A sectional area
N-pl,Rk,M-pl,y,Rk,M-pl,z,Rk,N-el,Rk,M-el,y,Rk,M-el,z,Rk characteristic value of resistance to compression and bending moments
CM warping resistance

Materials

Mat	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	f-y [N/mm ²]
3	210000	80769	355

Mat material number G shear modulus
E Young's modulus f-y yield stress

Maximum width-to-thickness ratios for compression parts acc. EN 1993-1-1, Table 5.2

Position [m]	SNo	f-y [MPa]	ε	Part	σ(z-) [MPa]	σ(z+) [MPa]	ψ	k-σ	c [mm]	t [mm]	c/t	c/t-lim	SCL
8.013	5	355.00	0.814	1 ¹	-145.74	-138.50	0.95	0.43	117.0	23.0	5.09	< 7.32(1) ²	1
				2 ¹	-134.43	-127.20	0.95	0.45	117.0	23.0	5.09	< 7.32(1) ²	1
				4 ³	-113.70	116.92	-1.03	24.60	390.0	12.0	32.50	< 59.41(1) ⁴	1

¹ outstand flanges acc. to Table 5.2 (Sheet 2 of 3)

² part subject to compression

³ internal compression parts acc. to Table 5.2 (Sheet 1 of 3)

⁴ part subject to bending and compression

Position	section position	ψ	stress ratio
ε	factor depending on fy	k-σ	buckling factor
σ(z-),σ(z+)	stress at extreme upper/lower fibre		
c	width or depth of a part of a cross-section or outer diameter of circular tubular sections		
t	thickness		
c/t	maximum c/t or d/t-ratio		
c/t-lim	limit of stress distribution in cross-section parts		
SCL	cross-section class		

Design Values

Selection	Length [m]	SNo	SCL	γ-M1	γ-M0	Loadcase	N-Ed [kN]	M-y,Ed [kNm]	M-z,Ed [kNm]
SLN 6147	8.038	5	1	1.10	1.00	10006	-82.7	549.40	8.29

SNo cross-section number γ-M1 partial safety factor for resistance of members to instability assessed by member (EN 1993-1-1, 6.1)
SCL cross-section class γ-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]	β	y-y	z-z	α	λ	φ	χ N-b,Rd [kN]
29803.3 ¹	8.038	1.0	a		0.210	0.499	0.656	6237.7
4301.7 ¹	8.038	1.0		b	0.340	1.313	1.552	2836.6

¹ analytically determined

N-cr elastic critical flexural buckling force

DIPLOMATIKI

Steel Buckling Resistance (Beams)

L-cr	comparative buckling length β buckling length coefficient
y-y,z-z	EN 1993-1-1, Table 6.2: Selection of buckling curve for a cross-section α imperfection factor
λ	non-dimensional slenderness

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

M-cr [kNm]	C-1	LTB	α -LT	λ -LT	λ -LT0	β	Φ -LT	χ -LT	k-c	f	χ -LT,mod	M-b,Rd [kNm]
1074.75 ¹	1.411	a	0.210	1.176	0.200	1.000	1.295	0.545	0.842	0.943	0.578	781.34

¹ 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
α -LT	imperfection factor for lateral torsional buckling
λ -LT	non-dimensional slenderness
λ -LT0, β	according to EN 1993-1-1, 6.3.2.2: λ -LT0 = 0.2, β = 1.0
χ -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)
χ -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 A, Method 1, Tab. A.1)

k-yy	k-yz	k-zy	k-zz
1.018	1.503	0.539	1.000

Auxiliary Terms (Annex A, Method 1, Tab. A.1 - A.2)

w-y	w-z	μ -y	μ -z	n-p1	a-LT	λ -0	N-cr,T [kN]	ϵ -y
C-my,0	C-my	C-mz,0	C-mz	C-mLT	C-yy	C-yz	C-zy	C-zz
1.163	1.500	1.000	0.989	0.011	0.996	1.398	9697.0	38.557
0.998	1.000	0.983	0.983	1.010	0.994	0.454	0.981	0.991

 λ -0 non-dimensional slenderness for lateral torsional buckling due to uniform bending

N-cr,T elastic critical torsional buckling force

C-my,0,C-mz,0 equivalent uniform moment factor according to EN 1993-1-1, Table A.2 ($|\delta-x| = 0.20, 2.61\text{mm}$)

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
0.013	0.029	0.703	0.021	0.760	0.429
				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/Y-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

++++ warning no. 169 in program BDKDES

Elastic critical force N-cr analytically determined, due to explicitly defined buckling length(s).

Summary of the Results

ID	LC	LCST	n-y	n-z	m-y	m-z	nm-y	nm-z	Check
504	30004	951	0.74	0.74	0.03	0.03	0.777	0.776	Passed ✓
3042	10005	951	0.21	0.21	0.19	0.43	0.562	0.597	Passed ✓
4026	10004	951	0.74	0.74	0.06	0.03	0.800	0.790	Passed ✓
5115	10003	951	0.59	0.59	0.07	0.09	0.702	0.706	Passed ✓
6147	10006	951	0.01	0.03	0.70	0.02	0.760	0.429	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/Y-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

DIPLOMATIKI

1 +PROG WING \$ Graphical Output

2 \$ Dat : C:\...\DIPLOMATIKI_4_10_EKSWT_YPOST.dat (#002)

3 \$ Job : LAPTOP-HM1S048M:000039

21/02/2024

10:37

4 HEAD GRAPHICAL OUTPUT

5 PAGE UNII 0

6 CTRL EMPT YES \$ create empty pages if results not available

7 CTRL WARN (800 802 1) \$ no warnings if no values found

8 CTRL WARN (804 808 1) \$ no warnings if no values found

9 CTRL WARN 873 \$ no warning for 2D visibility

10 SCHH H6 0.2

11 SIZ2 SPLI PICT

12 SIZE -URS SC 0 SPLI 2X1 MARG NO FORM STAN

13 VIEW EG3

14 LC 10003 DESI 10003

15 DSGN TYPE LINE DTYP Z; BEAM TYPE SCBN UNIT DEFA SCHH YES STYP DSLN ND 316

LC 10004 DESI 10004

17 DSGN TYPE LINE DTYP Z; BEAM TYPE SCBN UNIT DEFA SCHH YES STYP DSLN ND 318

LC 10005 DESI 10005

19 DSGN TYPE LINE DTYP Z; BEAM TYPE SCBN UNIT DEFA SCHH YES STYP DSLN ND 320

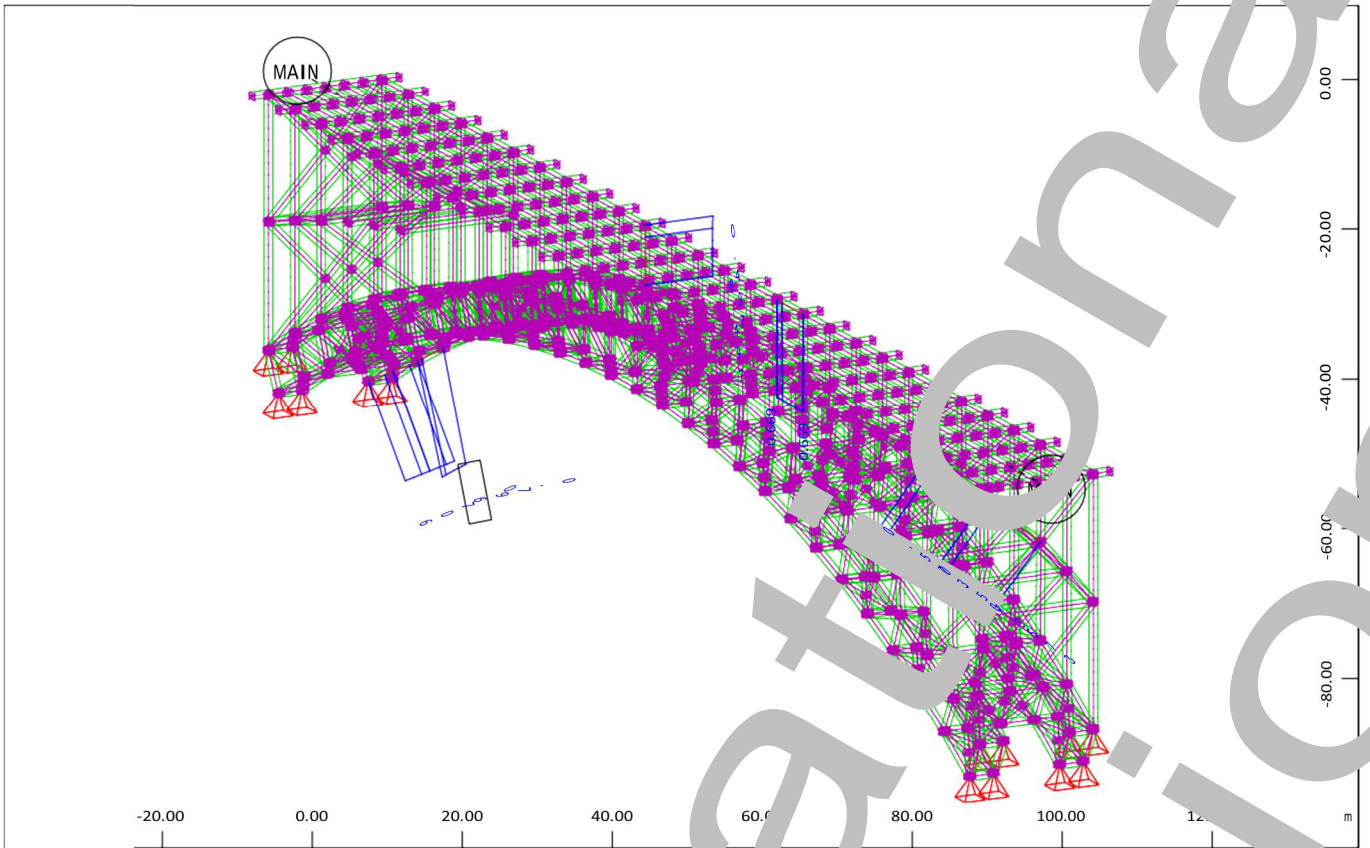
LC 10006 DESI 10006

21 DSGN TYPE LINE DTYP Z; BEAM TYPE SCBN UNIT DEFA SCHH YES STYP DSLN ND 322

LC 30004 DESI 30004

23 DSGN TYPE LINE DTYP Z; BEAM TYPE SCBN UNIT DEFA SCHH YES STYP DSLN ND 3

24 END

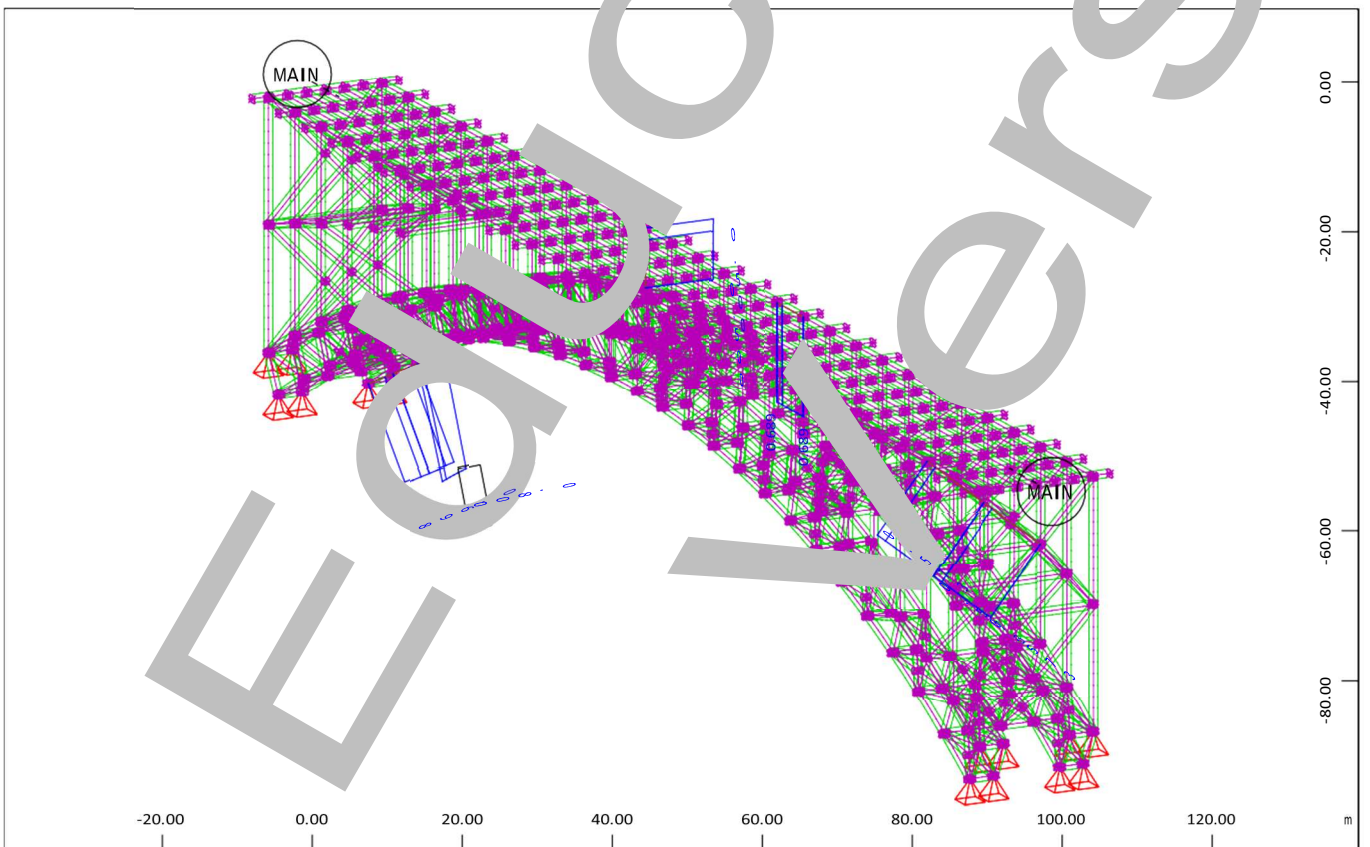


Z
Design Case 10003 X Y

Design Elements , Utilisation level Decisive - Buckling Resistance,
, 1 cm 3D = 5.000000e-01 - (Max=0.796)

M 1 : 1009
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

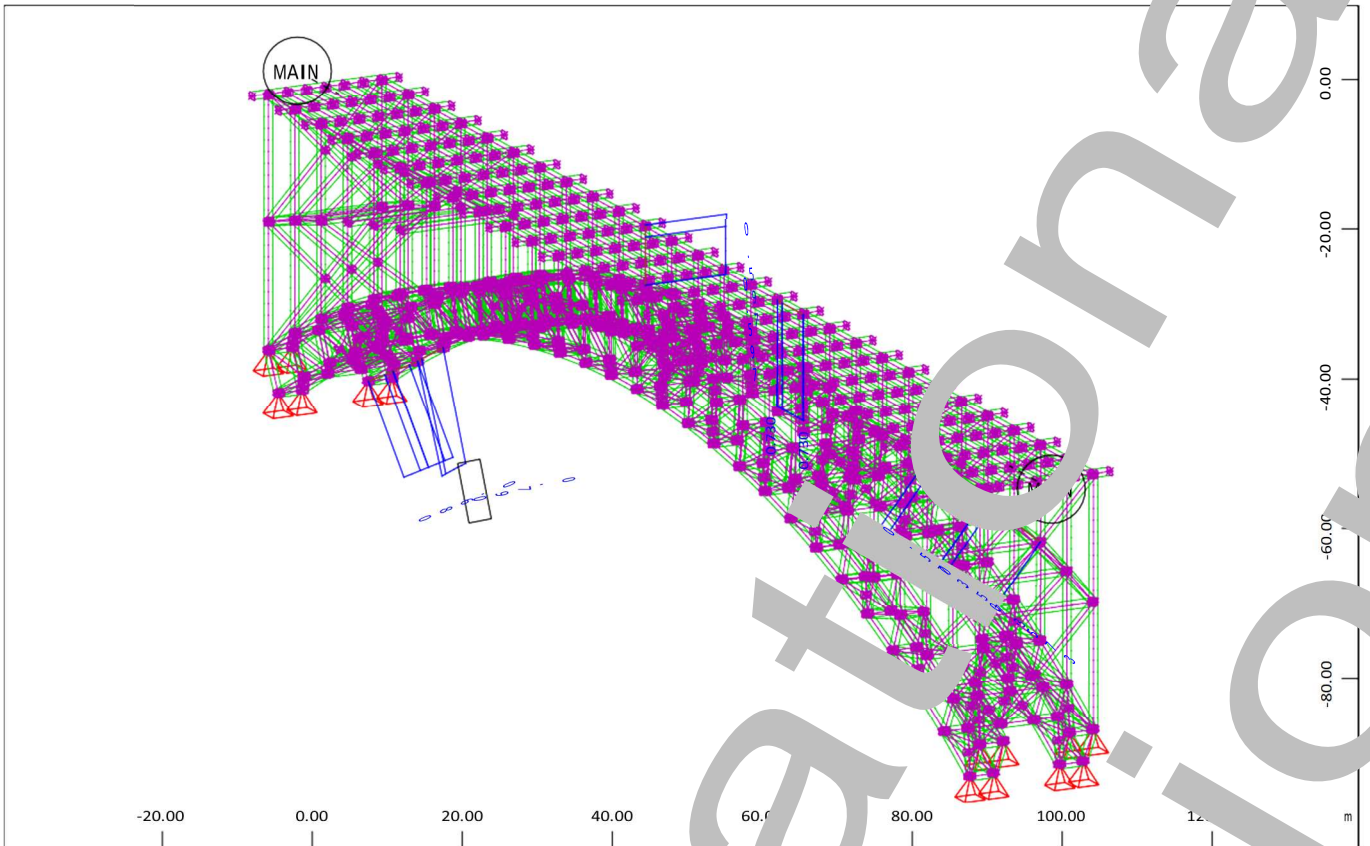
SOFISTIK AG - www.sofistik.de



Z
X Y

Design Elements , Utilisation level Decisive - Buckling Resistance, Design Case 10004
, 1 cm 3D = 5.000000e-01 - (Max=0.800)

M 1 : 1009
X * 0.502
Y * 0.906

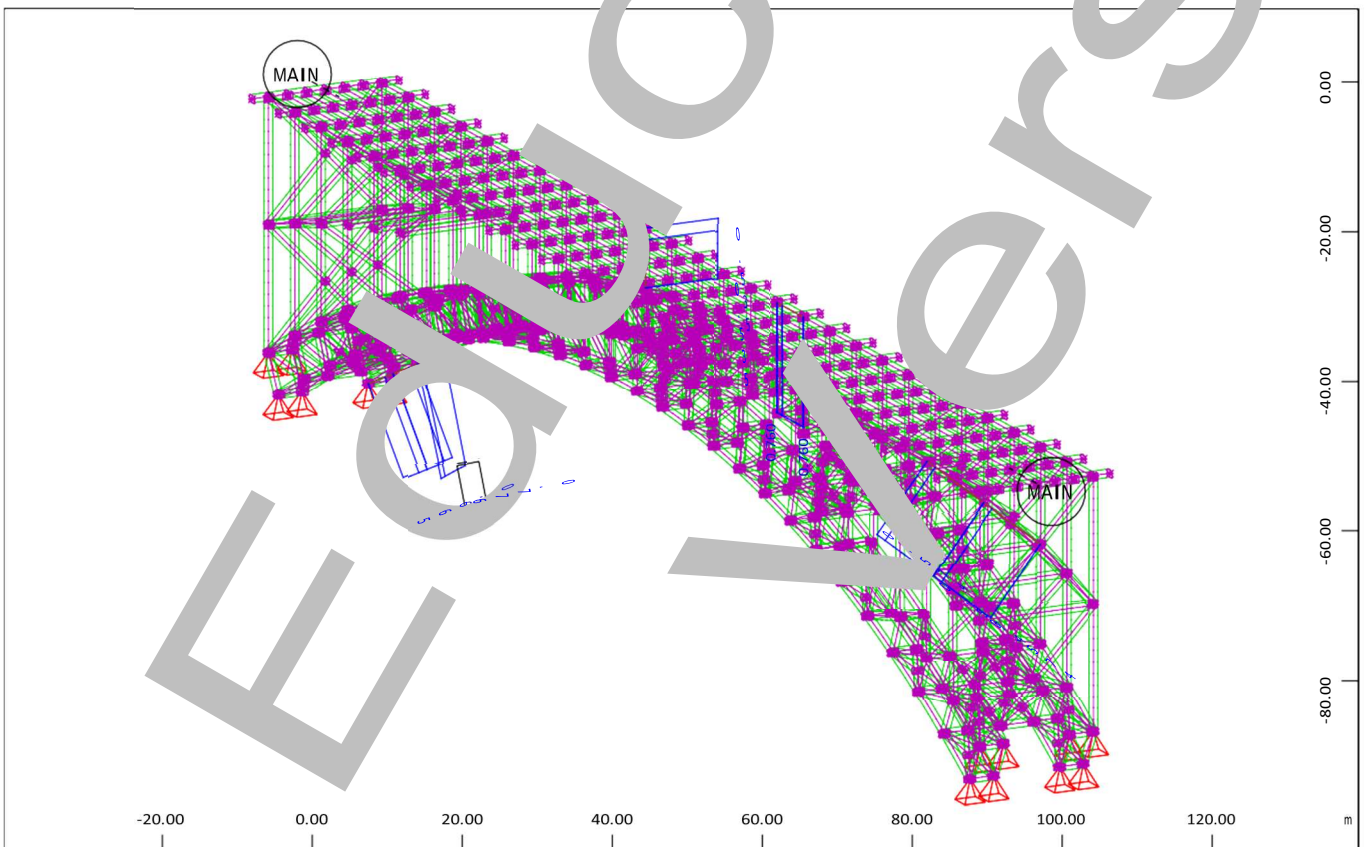


Z
Design Case 10005 X Y

Design Elements , Utilisation level Decisive - Buckling Resistance,
, 1 cm 3D = 5.000000e-01 - (Max=0.790)

M 1 : 1009
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962

SOFISTIK AG - www.sofistik.de



Z
Design Elements , Utilisation level Decisive - Buckling Resistance, Design Case 10006
Διπλωματική εργασία του Δημήτρη Ε. Πλατάνα

M 1 : 1009

