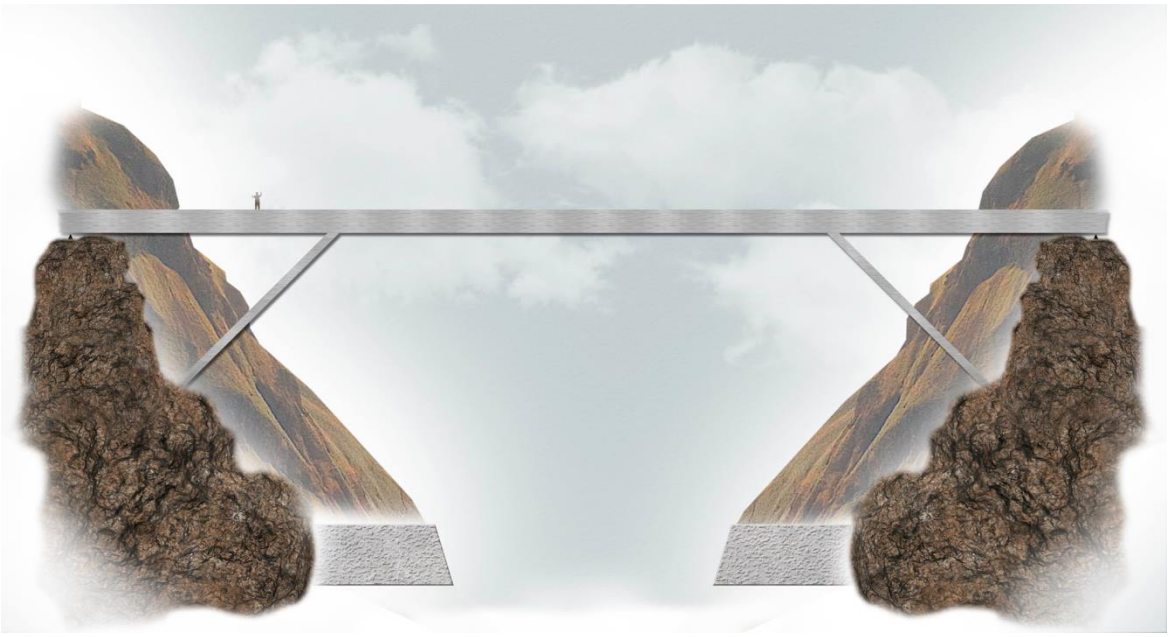
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Εναλλακτική Λύση Σχεδιασμού της Υφιστάμενης Γέφυρας του Ισθμού της Κορίνθου ως Σύμμικτης Κατασκευής



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ελισάβετ Ν. Τοπαλίδου

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Οκτώβριος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017/28

Τοπαλίδου Ε. Ν. (2017).
Εναλλακτική λύση σχεδιασμού της υφιστάμενης γέφυρας του Ισθμού της Κορίνθου ως σύμμικτης κατασκευής
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/28
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Topalidou E. N. (2017).
Alternative design of the existing bridge of the Isthmus of Corinth as a composite construction
Diploma Thesis EMK ΔΕ 2017/28
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη 3

Abstract 4

Ευχαριστίες 5

1 Εισαγωγή 6
1.1 Γενικά 6
1.2 Σύμμικτες γέφυρες 6

2 Μόρφωση γέφυρας 7
2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά - Στατικό προσομοίωμα 7
2.2 Δομικά υλικά 9
2.3 Ανθεκτικότητα 10
2.4 Προδιαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών 10

3 Δράσεις 12
3.1 Μόνιμες δράσεις - Ίδια βάρη 12
3.2 Μεταβλητές δράσεις 13
3.3 Θερμοκρασία 17
3.4 Άνεμος 18
3.5 Σεισμός 21

4 Ανάλυση 23
4.1 Προσομοίωση του πλήρους φορέα 23
4.2 Συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος σκυροδέματος 23
4.3 Αδρανειακά μεγέθη διατομών 25
4.4 Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού 25
4.5 Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού συστολής ξήρανσης 26

5 Κύρτωση 28
5.1 Έλεγχος κορμού σε διατμητική κύρτωση 28
5.2 Κύρτωση προερχόμενη από το πέλμα 29
5.3 Έλεγχος κατακόρυφων ενισχύσεων 30
5.4 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες 31

6 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας ΟΚΑ 32
6.1 Διαστασιολόγηση κυρίας δοκού 33
6.2 Διαστασιολόγηση ενδιάμεσης στήριξης 38
6.3 Φάσεις κατασκευής - Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός 42
6.4 Διαστασιολόγηση διαδοκίδας 50
6.5 Διαστασιολόγηση αντιρρήδας 52
6.6 Διαστασιολόγηση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας 55
6.7 Διαστασιολόγηση εγκάρσιων συνδέσμων δυσκαμψίας 57
6.8 Διαστασιολόγηση κάτω συνδέσμου 58
6.9 Διαστασιολόγηση πλάκας καταστρώματος 60
6.10 Διαστασιολόγηση χαλυβδόφυλλου 63

7 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ΟΚΛ 64
7.1 Γενικά 64
7.2 Έλεγχος ρηγμάτωσης – Ελάχιστος οπλισμός 64

7.3 Έλεγχος ρηγμάτωσης –Περιορισμός εύρους ρωγμών 65
7.4 Αναπνοή κορμού 65
7.5 Προπαραμόρφωση κύριας δοκού και έλεγχος βελών 66
7.6 Έλεγχος βελών διαδοκίδας 68
7.7 Έλεγχος βελών αντιρρήδας 69
7.8 Έλεγχος βελών κάτω συνδέσμων 69

8 Κόπωση 70
8.1 Γενικά 70
8.2 Έλεγχος κάτω πέλματος – εξωτερική δοκός 72
8.3 Έλεγχος άνω πέλματος 74
8.4 Έλεγχος διατμητικών τάσεων κορμού 74
8.5 Αντοχή σκυροδέματος 76
8.6 Έλεγχος οπλισμού 77
8.7 Έλεγχος διατμητικών ήλων 78
8.8 Έλεγχος διαδοκίδας 79
8.9 Έλεγχος αντιρρήδας 80

9 Διατμητική σύνδεση 81
9.1 Αντοχή διατμητικών ήλων 81
9.2 Απαιτούμενοι διατμητικοί ήλοι – κύρια δοκός 83
9.3 Απαιτούμενοι διατμητικοί ήλοι – διαδοκίδα 85
9.4 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος 86

10 Εφέδρανα 89

11 Φάσεις κατασκευής 91

12 Προμέτρηση 92

13 Βιβλιογραφία 94

Παράρτημα Α. Πίνακας κατηγοριών λεπτομερειών 95

Παράρτημα Β. Αδρανειακά μεγέθη 97

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2017/28

Εναλλακτική λύση σχεδιασμού της υφιστάμενης γέφυρας του Ισθμού της Κορίνθου ως σύμμικτης κατασκευής

Τοπαλίδου Ε. Ν. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός μια σύμμικτης γέφυρας ως εναλλακτικής πρότασης στην υπάρχουσα προεντεταμένη, οδική γέφυρα της Ολυμπίας Οδού, στην Διώρυγα της Κορίνθου.

Επιλέχτηκε πλαισιωτή γέφυρα τριών ανοιγμάτων, 45 m – 85 m – 45 m, συνολικού μήκους 175 m, με καμπύλη χάραξης σταθερής ακτίνας 650 m. Το κατάστρωμα, πλάτους 14.5 m, αποτελείται από δυο συγκολλητές κύριες δοκούς σχήματος Ι, συνδεόμενες με αμφιπροέχουσες, συγκολλητές διαδοκίδες κοντά στο άνω πέλμα και με οριζόντιους σύνδεσμους δυσκαμψίας στο κάτω πέλμα, ώστε να σχηματίζεται οιωνεί κιβώτιο και να παραλαμβάνεται με αυτό το τρόπο η στρέψη. Στηρίζεται σε τέσσερις αντιρρήδες και τέσσερα σφαιρικά εφέδρανα στα άκρα του καταστρώματος.

Έγινε προδιαστασιολόγηση των χαλύβδινων στοιχείων, κύριων δοκών και διαδοκίδων, και υπολογίσθηκαν τα φορτία στις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας.

Εν συνέχεια έγιναν οι συνδυασμοί των φορτίσεων και επιλέχθηκαν τα κατάλληλα δομικά υλικά καθώς και τρόποι εξασφάλισης της ανθεκτικότητας και προστασίας τους.

Ο φορέας της γέφυρας προσομοιώθηκε με τριδιάστατο μοντέλο και στη συνέχεια επιβλήθηκαν οι συνδυασμοί των φορτίσεων και διαστασιολογήθηκαν τα μέλη του για οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ) και λειτουργικότητας (ΟΚΛ) καθώς και για την φάση κατασκευής.

Ακολούθησε ο υπολογισμός των αδρανειακών μεγεθών της μεταλλικής και της σύμμικτης διατομής. Υπόψη ελήφθησαν και οι δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού και συστολής ξήρανσης.

Για τον υπολογισμό των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών των μελών του φορέα, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SOFISTIK.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2017/28

Alternative design of the existing bridge of the Isthmus of Corinth as a composite construction

Topalidou E. N. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The object of the present thesis is the design of a composite bridge, as an alternative to the already existing 225-meter pretensioned road bridge, of the Olympia Odos at Korinthos canal.

The type of bridge selected here is a three-span, 45m - 85m - 45m, (total length 175 m), rigid frame bridge with a fixed-radius (650m) design curve. The deck, 14,5 m wide, is comprised of two welded type-I main girders, that are connected with welded transverse beams near the upper section, and horizontal stiffeners near the lower section, in order to create a pseudo-box girder cross section, which will receive the torsion. It is supported by four inclined braces and four spherical bearings at its edges.

Predimensioning of steel elements, main beams and struts was made, and the loads in the construction and operation phase were calculated.

Then, load combinations were made and the appropriate building materials were selected as well as ways of ensuring their durability and protection.

The bridge was simulated with a three-dimensional model and then the load combinations were imposed and its members dimensioned for ultimate limit state (ULSs) and service limit state (SLS) as well as for the construction stages.

Subsequently, the calculation of the static properties and inertial values of the steel and the composite cross sections was completed. Secondary influences of creep and drying shrinkage were also taken into account.

For the calculation of the forces and moments, stresses and deformations of the bridge, the software SOFISTIK was used.

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή κύριο Ι. Βάγια, για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με το συγκεκριμένο, ενδιαφέρον θέμα, καθώς και για την ουσιαστική καθοδήγηση και άψογη συνεργασία του καθ΄όλη την διάρκεια της εκπόνησης της εργασίας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στον υποψήφιο διδάκτορα κύριο Παναγιώτη Τσαρπαλή για την συνεχή υποστήριξη και τις πολύτιμες συμβουλές του, όσον αφορά την χρήση του λογισμικού, SOFISTIK.

Θερμά ευχαριστώ την φίλη Μιράντα Σμυρνιού για το εμπνευσμένο εξώφυλλο και τους φίλους, Δημήτρη Τσαρπαλή και Πέτρο Ραγκούση για την αμέριστη υποστήριξή τους.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός μια σύμμικτης γέφυρας ως εναλλακτικής πρότασης στην υπάρχουσα προεντεταμένη, οδική γέφυρα μήκους 225 m, της Ολυμπίας Οδού, στην Διώρυγα της Κορίνθου.
Επιλέχθηκε πλαισιωτός φορέας τριών ανοιγμάτων, 45 m – 85 m – 45 m, ο οποίος αποτελείται από δυο συγκολλητές κύριες δοκούς σχήματος I, συνδεόμενες με αμφιπροέχουσες, συγκολλητές διαδοκίδες. Το κατάστρωμα είναι πλάτους 14.5 m. Διαθέτει τέσσερεις λωρίδες κυκλοφορίας, πλάτους 3 m, και πεζοδρόμια, πλάτους 1.25 m. Όσον αφορά την οριζοντιογραφία, η γέφυρα έχει καμπύλη χάραξη σταθερής ακτίνας 650 m, σεβόμενη την γεωμετρία της υπάρχουσας. Το κατάστρωμα της γέφυρας στηρίζεται ενδιάμεσα στις μεταλλικές αντιρρήδες και στα άκρα σε τέσσερα σφαιρικά εφέδρανα.

1.2 Σύμμικτες γέφυρες

Σύμμικτες γέφυρες ονομάζονται οι γέφυρες στις οποίες χρησιμοποιούνται δύο τουλάχιστον διαφορετικά υλικά, εν προκειμένω οπλισμένο σκυρόδεμα και δομικός χάλυβας. Τα υλικά αυτά συνδέονται μεταξύ τους μέσω διατμητικών συνδέσμων, με σκοπό την εξασφάλιση της πλήρους μεταφοράς της διατμητικής δύναμης και άρα το μηδενισμό της διολίσθησης, τη μείωση των βελών και την αύξηση της αντοχής της δοκού.
Οι σύμμικτες γέφυρες συνδυάζουν τα πλεονεκτήματα των δύο επιμέρους υλικών κατασκευής τους (χάλυβα και σκυροδέματος, επιπρόσθετα με:

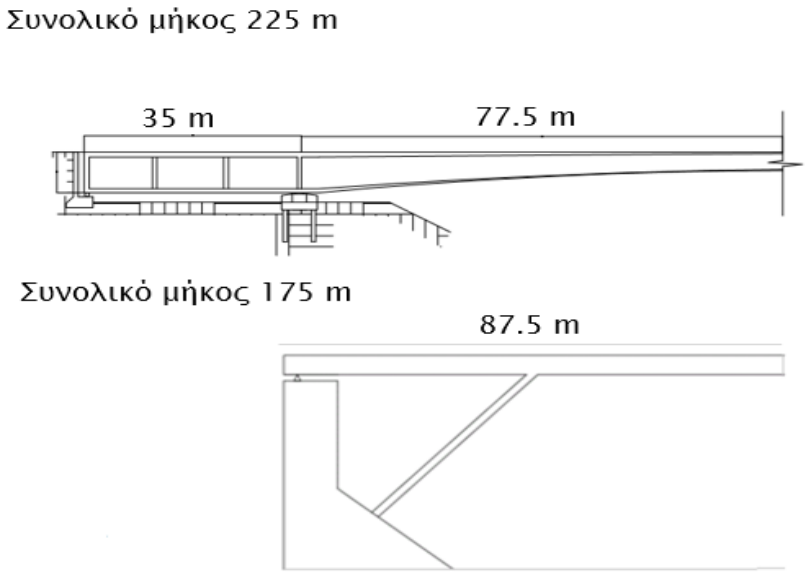
- Μικρό ίδιο βάρος ανωδομής με αποτέλεσμα οικονομικότερη θεμελίωση και εφέδρανα, φθηνότερη ανακατασκευή και μετασκευή.
- Μέγιστη αντοχή, δυσκαμψία και μικρότερες σεισμικές δυνάμεις. Περιορισμός των φαινομένων καθολικού και τοπικού λυγισμού.
- Μεγάλα ανοίγματα, μικρά στατικά ύψη φορέα, άρα λεπτότερη εμφάνιση και λιγότερα βάθρα.
- Απουσία προσωρινής στήριξης κατά την ανέγερση
- Μέγιστος βαθμός προκατασκευής με αποτέλεσμα υψηλή ποιότητα, λιγότερες επιτόπου σκυροδετήσεις, υψηλή ταχύτητα κατασκευής
- Ικανότητα επιτόπου συναρμολόγησης, με επακόλουθο χαμηλότερο κόστος μεταφοράς και ανύψωσης
- Χαμηλότερο εργατικό κόστος και ικανότητα απόσβεσης με τη δυνατότητα ανακύκλωσης των υλικών.

Αν και το κόστος του χάλυβα είναι υψηλότερο, οι νέες τεχνολογίες στην παραγωγή και εκτέλεση (π.χ. συγκολλήσεις, χρήση δομικών χαλύβων υψηλής αντοχής, νέοι τύποι προκατασκευασμένων πλακών οδοστρώματος) καθιστούν την σύμμικτη κατασκευή γεφυρών ανταγωνιστική.

2 Μόρφωση Γέφυρας

2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά - Στατικό προσομοίωμα

Η υπάρχουσα προεντεταμένη γέγυρα είναι μήκους 225 m. Παρατηρώντας την τομή της Σχήμα 2.1.1, βλέπουμε ότι το στατικό σύστημα στη φάση κατασκευής είναι αυτό της μονοπροέχουσας δοκού, όπου τα ακραία τμήματα 35 m, χρησιμεύουν για τη στήριξη του μεγάλου προβόλου των 77.5 m. Στην μόρφωση της γέφυρας ως πλαισιωτής με τις κεκλιμένες αντιρρήδες, δεν χρειαζόμαστε τα ακραία αυτά τμήματα, επομένως η γέφυρα σχεδιάζεται με μικρότερο μήκος.



Σχήμα 2.1.1 Τομή προεντεταμένης γέφυρας και όψη πλαισιωτής γέφυρας

Η γέφυρα επιλέγεται συνολικού μήκους 175 m, μορφώνεται ως πλαισιωτή τριών ανοιγμάτων, με μήκος ακραίων ανοιγμάτων 45 m και μεσαίου ανοίγματος 85 m, Σχήμα 2.1.2. Το κατάστρωμα είναι πλάτους 14.5 m. Διαθέτει τέσσερις λωρίδες κυκλοφορίας, πλάτους 3m, και πεζοδρόμια, πλάτους 1.25 m. Πρόκειται για μια γέφυρα καμπύλη σε οριζοντιογραφία με σταθερή ακτίνα μέσης γραμμής οδοστρώματος 650 m. Έχει επίκληση 2.5%, ενιαία σε όλο το κατάστρωμα, προς το εσωτερικό της καμπύλης, για την εγκάρσια απορροή των υδάτων και λόγω καμπύλης χάραξης της. Κατασκευαστικά η επίκληση αυτή πραγματοποιείται τοποθετώντας κύριες δοκούς με διαφορετικό ύψος διατομής, με μεγαλύτερο αυτό της εξωτερικής κύριας δοκού και δίνοντας κλίση 2,5%, στα άνω πέλματα αυτών. Συνεπώς, η διαδοκίδα συνδέεται με την κύρια δοκό υπό κλίση και δεν απαιτείται σκυρόδεμα διαμόρφωσης κλίσης. Στο προσομοίωμα λήφθηκε, απλοποιητικά, το κατάστρωμα οριζόντιο.

Ο φορέας του καταστρώματος αποτελείται από δυο συγκολλητές κύριες δοκούς σχήματος I, σταθερού ύψους 3400 mm. Η τοποθέτησή τους γίνεται σε απόσταση 9.5 m και συνδέονται με διαδοκίδες. Αυτές είναι επίσης συγκολλητές με ύψος διατομής 900 mm και τοποθετούνται ανά 3.10 m.

Οι διαδοκίδες συνδέονται με τις κύριες δοκούς κοντά στο άνω πέλμα ώστε να παρέχουν πλευρική εξασφάλιση και για την έδραση του χαλυβδόφυλλου. Διαμορφώνονται ως αμφιπροέχουσες με πρόβολο μήκους 2.5 m εκατέρωθεν των κυρίων δοκών. Οι κύριες δοκοί και οι διαδοκίδες είναι σύμμικτες στη φάση λειτουργίας της γέφυρας. Η διατμητική σύνδεσή τους πραγματοποιείται με διατμητικούς ήλους κεφαλής.

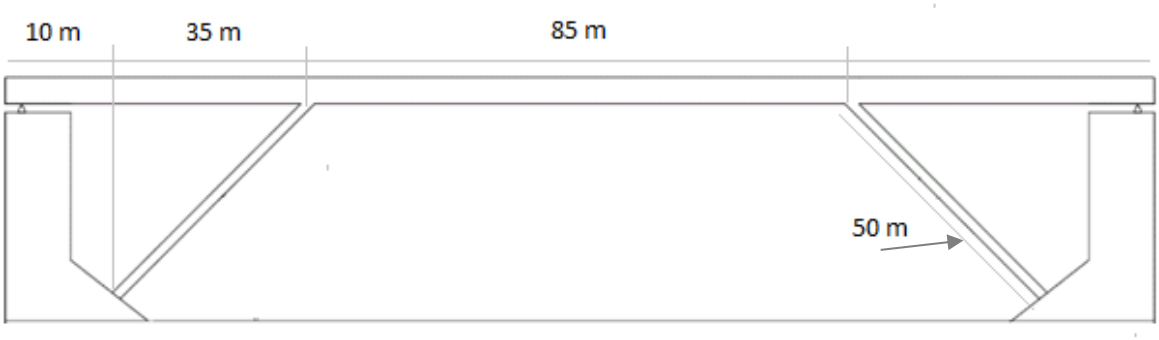
Επιπλέον οι κύριες δοκοί συνδέονται κοντά στο κάτω πέλμα τους με οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, σχηματίζοντας οιωνεί κιβώτιο, για την παραλαβή της στρέψης. Οι

οριζόντιοι συνδεσμοι δυσκαμψίας συμβάλλουν στην αντοχή έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Για τον ίδιο λόγο τοποθετούνται κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στις θέσεις που κρίνεται απαραίτητο.

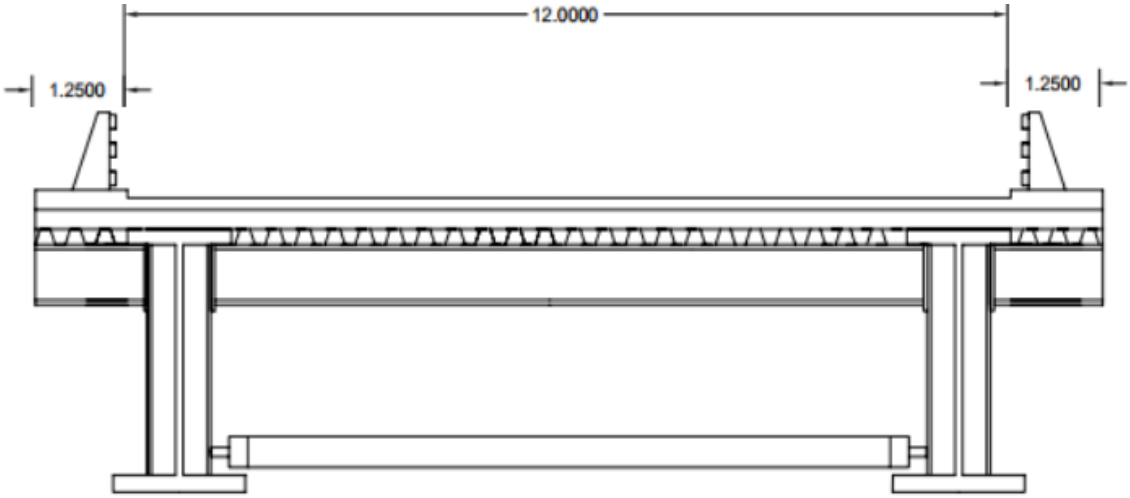
Το χαλυβδόφυλλο που χρησιμοποιείται για την σκυροδέτηση, είναι ύψους 100mm και πάχους 1.2 mm, εδράζεται στο άνω πέλμα των διαδοκίδων. Λαμβάνεται υπόψη στη φάση κατασκευής και αποτελεί τον παραμένοντα μεταλλότυπο. Το συμπαγές τμήμα της πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο είναι 25 cm.

Το κατάστρωμα της γέφυρας στηρίζεται στις ενδιάμεσες θέσεις στις μεταλλικές αντιρρήδες και στα άκρα σε τέσσερα σφαιρικά εφέδρανα.

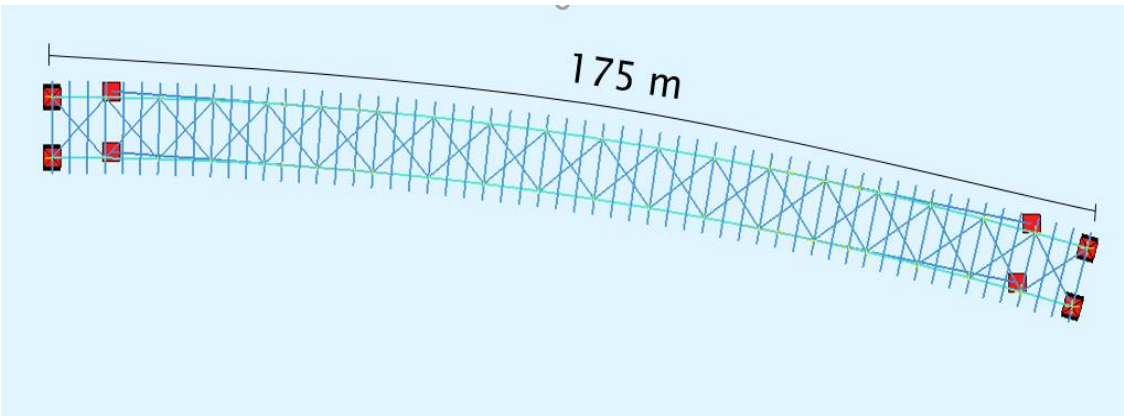
Οι μεταλλικές αντιρρήδες έχουν μήκος 50 m, και 45° κλίση ως προς την οριζόντιο. Θεμελιώνονται σε βάθος 35 m από το κατώτερο σημείο του κατασρώματος.



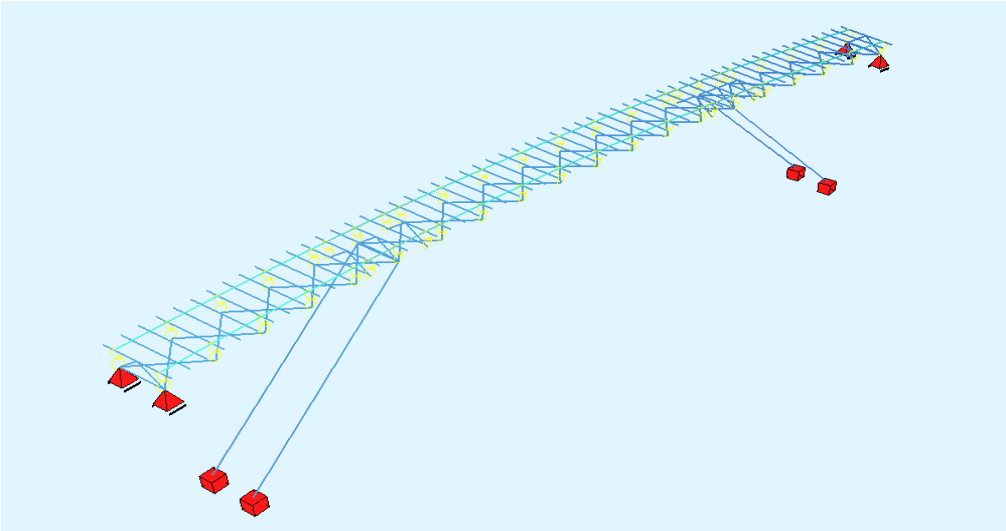
Σχήμα 2.1.2: Όψη Γέφυρας



Σχήμα 2.1.3: Διατομή



Σχήμα 2.1.4 Κάτοψη



Σχήμα 2.1.5 Στατικό προσομοίωμα

2.2 Δομικά υλικά

Τα υλικά με τα οποία διαστασιολογείται η γέφυρα είναι τα εξής:

- Σκυρόδεμα C50/60:

Μέτρο ελαστικότητας:	E=37 GPa
Σταθερά Poisson:	v=0.2
Ειδικό βάρος:	γ=25 kN/m^3
Χαρακτηριστική αντοχή:	f_{ck}=50 MPa,
Μέση εφελκυστική αντοχή:	f_{cm}=58 MPa

- Δομικός χάλυβας:

Μέτρο ελαστικότητας:	E=210 GPa
Σταθερά Poisson:	v=0.3
Ειδικό βάρος:	γ=78.5 kN/m^3
Όριο διαρροής:	f_y=355 MPa

- Χάλυβας οπλισμού B500C:

Όριο διαρροής: f_y=500 MPa

2.3 Ανθεκτικότητα

Επικάλυψη σκυροδέματος

Για γέφυρα κοντά στη θάλασσα, προστατευμένη από στεγανωτική μεμβράνη, επιλέγεται κατηγορία έκθεσης XS1 και αρχική κατηγορία κατασκευής 6. Η κατηγορία μειώνεται κατά 1 επειδή χρησιμοποιείται σκυρόδεμα C50/60 και κατά 1 επειδή εξετάζουμε την πλάκα σκυροδέματος, στην οποία η θέση του οπλισμού δεν επηρεάζεται από τη διαδικασία παραγωγής. Επομένως, η κατηγορία κατασκευής είναι 4 και προκύπτει: $c_{min,dur} = 35$ mm.
Η μέγιστη ράβδος που εκτιμάται ότι θα χρησιμοποιηθεί είναι Φ25, επομένως η επικάλυψη που απαιτείται για την ικανοποιητική συνάφεια της ράβδου είναι: $c_{min,b} = d_{bar} = 25$ mm.

$$c_{min} = \min\{c_{mi,b};\ \ c_{min,dur};\ \ 10\} = \min[25;\ \ 35;\ \ 10] = 35 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 + 10 = 45 \text{ mm}$$

Με βάση την απαιτούμενη επικάλυψη c_{nom} των 45 mm, για τη διαστασιολόγηση της πλάκας καταστρώματος, θεωρείται ότι το κέντρο βάρους του οπλισμού απέχει 45 +15=60mm από τις ελεύθερες επιφάνειας της πλάκας.

Η ίδια επικάλυψη απαιτείται και για τους διατμητικούς ήλους κεφαλής, αφήνοντας ένα διαθέσιμο ύψος 250 – 45 = 205 mm στις θέσεις των κύριων δοκών. Το μέγιστο ύψος διατμητικού ήλου που μπορεί να χρησιμοποιηθεί είναι 300 mm. Στις θέσεις των διαδοκίδων το διαθέσιμο ύψος είναι 350– 45 = 305 mm.

Προστασία δομικού χάλυβα έναντι διάβρωσης

Για παραθαλάσσιο περιβάλλον επιβάλλεται ιδιαίτερη προσοχή στην προστασία της γέφυρας που θα εγγυάται διάρκεια ζωής τουλάχιστον 20 ετών.
Επιλέγεται κατηγορία διάβρωσης C2.
Λόγω της μεγάλης διάρκειας ζωής της γέφυρας, κατά την οποία είναι εκτεθειμένη στα καιρικά φαινόμενα, επιλέγεται η μέγιστη διάρκεια ζωής που δίνεται συνήθως για συστήματα βαφής και η οποία είναι μεγαλύτερη των 15 ετών. Η διάρκεια αυτή πρέπει να εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλης συντήρησης και επιθεώρησης, και σε καμία περίπτωση δεν είναι εγγυημένη ανεξάρτητα των συνθηκών αυτών.
Προτεινόμενο σύστημα βαφής συνολικού πάχους ≈ 500 μm:
προπαρασκευαστικό αστάρι (primer) με πυριτικό ψευδάργυρο,
ενδιάμεσες εποξειδικές στρώσεις και εξωτερική στρώση πολυουρεθάνης.

Η τελική στρώση δίνει στη γέφυρα την επιθυμητή απόχρωση και προστατεύει τις υποκείμενες στρώσεις από την ηλιακή ακτινοβολία.

Η εφαρμογή του συστήματος βαφής γίνεται με ψεκασμό στο εργοστάσιο κάτω από αυστηρά ελεγχόμενες συνθήκες, αφού προηγηθεί πολύ επιμελής αμμοβολή (Sa 2½).

Στο εργοτάξιο επιτρέπεται μόνο η τοπική αποκατάσταση φθορών που προέκυψαν κατά την αποθήκευση και μεταφορά ή λόγω της πραγματοποίησης επί τόπου συγκολλήσεων.

Οποιαδήποτε διεπιφάνεια χάλυβα – σκυροδέματος, που δεν καλύπτεται από το βασικό σύστημα βαφής, προστατεύεται από ένα αστάρι εποξειδικής βάσης

2.4 Προδιαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών

Ισοδύναμο μήκος
Ισοδύναμο μήκος L_{eq} εσωτερικά ανοίγματα συνεχών δοκών:

$$L_{eq} = \frac{(2 * L_i + L_{i.1})}{3} = \frac{2 * 85 + 45}{3} = 71.67\text{m}$$

για $L_i > L_{i+1}$

Ισοδύναμο μήκος L_{eq} για ακραία ανοίγματα συνεχών δοκών:

$L_{eq} = 1.25 * L_{eq\varepsilon\sigma} = 1.25 * 71.67 = 89.58\text{m}$

Όπου: L_i =85m L_{i+1}=45m

Πλάτος καταστρώματος: bc=14.5m

Απόσταση κυρίων δοκών με αμφιπροέχουσα διαδοκίδα α:

$\alpha = b_c - 4 = 14.5 - 4 = 10.5\text{m}$, επιλέγεται απόσταση 9.5m (σε αντιστοιχία με τις διαστάσεις της προεντεταμένης).

Βάρος χάλυβα G: G=302Kgr/m^2

Βάρος οπλισμού πλάκας: ≈ 275Kgr/m^3

Ύψος κυρίας δοκού (για σταθερό ύψος καταστρώματος) h_a:

$$h_a = \max\left[\frac{L_{eq}}{28} * \left(\frac{b_c}{12}\right)^{1/2};\ 0.4 + \frac{L_{eq}}{35}\right] = \max\left[\frac{89.58}{28} * \left(\frac{14.5}{12}\right)^{\frac{1}{3}};\ 0.4 + \frac{89.58}{35}\right]$$

$$= \max[3.41;\ 2.96] = 3.41$$

→ *επιλέγεται ύψος δοκού 3.4m*

Πλάτος πλάκας καταστρώματος: h_c=25m

Πλάτος κάτω πέλματος κυρίας δοκού στο άνοιγμα:

$$b_{fu} = \left(0.25 + \frac{b_c}{40} + \frac{L_{eq}}{125}\right) = \left(0.25 + \frac{14.5}{40} + \frac{89.58}{125}\right) = 1.33\text{m}$$

Πλάτος άνω πέλματος κυρίας δοκού (οδόστρωμα με 4 λωρίδες κυκλοφορίας)

$b_{fo} = b_{fu} - 0.2 = 1.3 - 0.2 = 1.1\text{m}$

Ύψος διαδοκίδας:

$$h_{cross} = \frac{a}{11} = \frac{9.50}{11} = 0.86\text{m}$$

Επιλέγεται ύψος διαδοκίδας: h_{cross}=0.90m

3 Δράσεις

3.1 Μόνιμες δράσεις - Ίδια βάρη

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

- Χάλυβας

Το ίδιο βάρος της χαλύβδινης κατασκευής είναι 78.5 kN/m^3, και λαμβάνεται υπόψη αυτόματα από το λογισμικό. Η τιμή αυτή προσαυξάνεται κατα 10%, ώστε να υπολογίζεται το ίδιο βάρος στοιχείων τα οποία δεν προσομοιώνονται, όπως όπως νευρώσεις, συνδέσεις, συγκολλήσεις κ.ά.

- Πλάκα σκυροδέματος

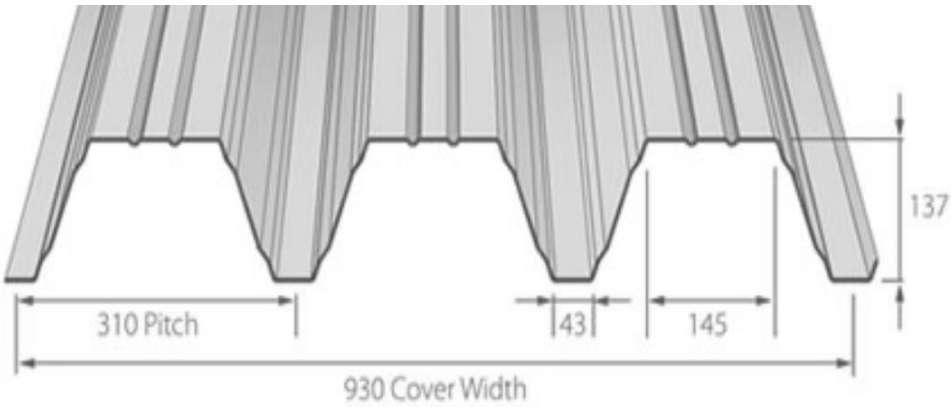
Το συμπαγές τμήμα της πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο είναι 25 cm. Λόγω του χαλυβδόφυλλου, υπολογίζεται ένα πρόσθετο ομοιόμορφο ισοδύναμο πάχος πλάκας:

$$h_{c,add} = \frac{(61.3 + 63) + 63}{2} * \frac{100}{233.4} * 10^{-1} = 4.0cm$$

Λόγω της παραμόρφωσης του χαλυβδόφυλλου από τα φορτία σκυροδέτησης, οδηγούμαστε σε ένα συνολικό ισοδύναμο πάχος πλάκας σκυροδέματος 30 cm.
Στις θέσεις των διαδοκίδων το χαλυβδόφυλλο διακόπτεται και το συνολικό πάχος της πλάκας είναι ίσο με 25+10 cm. Παρόλα αυτά, για λόγους απλότητας το φορτίο της πλάκας λαμβάνεται σταθερό 30 cm σε όλο το κατάστρωμα της γέφυρας.
Το ίδιο βάρος του ξηρού σκυροδέματος είναι 25.0 kN/m^3. Στη φάση της σκυροδέτησης, το βάρος του νωπού σκυροδέματος λαμβάνεται ίσο με 26.0 kN/m^3, και θεωρείται ως μεταβλητή δράση ($\gamma_q = 1.50$) για το σχεδιασμό των χαλυβδοδοκών, ώστε να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες και ο δυναμικός χαρακτήρας της φόρτισης.

- Χαλυβδόφυλλο

Τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο τύπου RoofDek D100 της TATA Steel (Σχήμα 3.1.1)
Το ίδιο βάρος των χαλυβδόφυλλων λαμβάνεται από τους σχετικούς πίνακες του κατασκευαστή και είναι ίσο με 16.17 kg/m^2. Η τιμή αυτή αυξάνεται σε 20 kg/m^2, ώστε να ληφθούν υπόψη επικαλύψεις κλπ.



Σχήμα 3.1.1 Χαλυβδόφυλλο RoofDek D100

- Ασφαλτικές στρώσεις

Συνολικό πάχος 10cm και λαμβάνονται σε όλο το πλάτος του οδοστρώματος , ανάμεσα στα πεζοδρόμια, δηλ.12.00m . Το ίδιο βάρος τους λαμβάνεται ίσο με 24.0 kN/m^3.

- Πεζοδρόμια

Τα πεζοδρόμια πλάτους 1.25m, έχουν ύψος 25 cm και το ειδικό βάρος τους λαμβάνεται ίσο με 25 kN/m^3.

- Πρόσθετα φορτία εξομάλυνσης

Λαμβάνεται φορτίο 0.5 kN/m^2 σε όλο το πλάτος της γέφυρας, που ισοδυναμεί με μια ομοιόμορφη στρώση πάχους περίπου 2 cm, η οποία χρησιμοποιείται για την εξομάλυνση της πλάκας σκυροδέματος, λόγω πιθανών ατελειών.

- Στηθαία ασφαλείας

Το βάρος των συστημάτων αναχαίτησης οχημάτων λαμβάνεται ίσο με 1.0 kN/m.

3.2 Μεταβλητές δράσεις

3.2.1 Κατακόρυφα φορτία - Φορτία κυκλοφορίας

Στο μέρος 2 του EC1 προδιαγράφονται τα κινητά φορτία που χρησιμοποιούνται για οδικές γέφυρες με ανοίγματα μικρότερα των 200 m και με πλάτος οδοστρώματος όχι μεγαλύτερο από 42 m. Προκειμένου να γίνει προσομοίωση των πραγματικών δράσεων, ορίζονται διάφορα πλασματικά μοντέλα φόρτισης για τα οποία προδιαγράφονται τόσο η μορφή όσο και τα αντίστοιχα φορτία τους. Η δυναμική επιρροή των φορτίων έχει συνυπολογιστεί και περιληφθεί στα μοντέλα αυτά, οπότε δεν χρειάζεται να γίνει καμία περαιτέρω προσαύξηση.

Στον Πίνακα 3.2.1.1 ορίζεται ο μέγιστος αριθμός και το αντίστοιχο πλάτος των συμβατικών λωρίδων κυκλοφορίας, ανάλογα με το πλάτος του οδοστρώματος.

Στον κανονισμό ορίζονται τέσσερα μοντέλα φόρτισης (Μ.Φ.) για τα κατακόρυφα φορτία και δίνονται οι αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές τους. Μέσω των μοντέλων αυτών επιτυγχάνεται ο προσδιορισμός της επίδρασης των φορτίων κυκλοφορίας για τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας καθώς και ορισμένους ελέγχους σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Πίνακας 3.2.1.1: Αριθμός και πλάτος λωρίδων κυκλοφορίας.

Πλάτος οδοστρώματος w	Αριθμός συμβατικών λωρίδων κυκλοφορίας n_1	Πλάτος συμβατικής λωρίδας κυκλοφορίας $w1$	Πλάτος της απομένουσας επιφάνειας w_r
$w < 5{,}4m$	$n_1 = 1$	$3\ m$	$w - 3\ m$
$5{,}4m \leq w < 6m$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6m < w$	$n_1 = \mathrm{Int}(w/3)$	$3\ m$	$w - 3 \times n_1$

- Μοντέλο φόρτισης 1

Το μοντέλο αυτό λέγεται και κύριο σύστημα φόρτισης. Αποτελείται από συγκεντρωμένα και ομοιόμορφα φορτία, καλύπτει τις περισσότερες από τις επιδράσεις της κυκλοφορίας επιβατηγών και φορτηγών αυτοκινήτων, και χρησιμεύει για γενικούς και τοπικούς ελέγχους.Περιλαμβάνει δύο επιμέρους συστήματα:

1. Τα συγκεντρωμένα φορτία δύο αξόνων *TS: Tandem System* (διαξονικό όχημα). Τοποθετείται στα σημεία της γέφυρας στα οποία η γραμμή επιρροής δίνει τις δυσμενέστερες τιμές καμπτικής ροπής. Κάθε άξονας έχει βάρος $\alpha_Q Q_k$, όπου α_Q είναι ο συντελεστής προσαρμογής και Q_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου ενός άξονα. Το αντίστοιχο βάρος του κάθε τροχού είναι $\alpha_Q/2$, η δε επιφάνεια επαφής του τροχού λαμβάνεται ίση με 0,40x0,40 m^2.
2.Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο *UDL: Uniformly Distributed Load*. Τοποθετείται σε κάθε λωρίδα και είναι ίσο με $\alpha_q q_k$, όπου α_q είναι ο συντελεστής προσαρμογής και q_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του ομοιόμορφου φορτίου ανά m^2 για την εκάστοτε λωρίδα. Το αντίστοιχο φορτίο για την απομένουσα επιφάνεια είναι ίσο με $\alpha_{qr} q_{rk}$. Τα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία εφαρμόζονται μόνο στα δυσμενή τμήματα της επιφάνειας επιρροής. Στην περίπτωση της αμφιέρειστης γέφυρας προφανώς ολόκληρη η επιφάνεια είναι δυσμενής, συνεπώς φορτίζεται ολόκληρη χωρίς να απαιτείται επιπλέον διερεύνηση.

Στον Πίνακα 3.2.1.2 δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές των συγκεντρωμένων (TS) και ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων (UDL) για κάθε λωρίδα, αλλά και για την απομένουσα επιφάνεια, όπως δίνονται από το μέρος 2 του EC1.

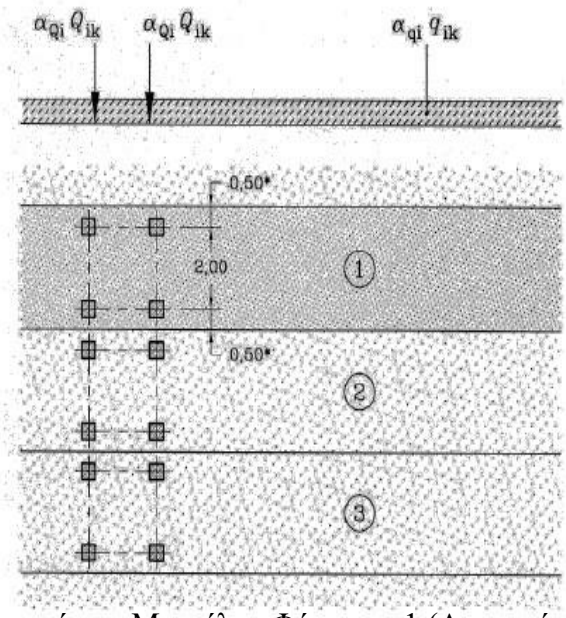
Πίνακας 3.2.1.2: Βασικές τιμές των Q_{ik} και q_{ik}.

	Διαξονικό όχημα (TS)	Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο (UDL)
	Φορτίο άξονος Q_{ik} (kN)	q_{ik} ή q_{rk} (kN/m^2)
Λωρίδα 1	300	9
Λωρίδα 2	200	2,5
Λωρίδα 3	100	2,5
Λοιπές λωρίδες	0	2,5
Απομένουσα επιφάνεια (q_{rk})	0	2,5

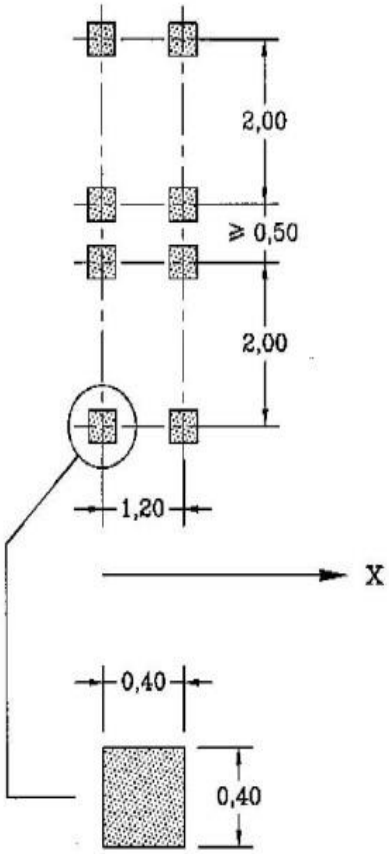
Σχετικά με τους συντελεστές προσαρμογής α_{Qi}, α_{qi} και α_{qr}, εάν δεν υπάρχει συγκεκριμένη προδιαγραφή θα λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα. Για γέφυρες χωρίς σήμανση περιορισμού του βάρους των κυκλοφοριακών οχημάτων, θα τίθεται:

$\alpha_{Q1} \geq 0,8$ και $\alpha_{qi} \geq 1,0$ για $i \geq 2$.

Στο Σχήμα 3.2.1.1 φαίνεται ο τρόπος εφαρμογής των φορτίων επί του οδοστρώματος. Το φορτίο q_{ik} τίθεται και στην επιφάνεια στην οποία τοποθετείται το διαξονικό όχημα. Δεν απαιτείται τα διαξονικά οχήματα των διαφόρων λωρίδων κυκλοφορίας να τοποθετούνται το ένα παραπλεύρως του άλλου κατά την εγκάρσια έννοια, αν από τις επιφάνειες επιρροής προκύπτει δυσμενέστερη διάταξη με τα οχήματα μετατοπισμένα. Υπάρχει όμως ο περιορισμός, η εγκάρσια απόσταση των αξόνων των τροχών σταγειτονικά οχήματα να είναι μεγαλύτερη ή ίση με 0,50 m, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.1.2



Σχήμα 3.2.1.1: Εφαρμογή του Μοντέλου Φόρτισης 1 (Λεπτομέρειες).

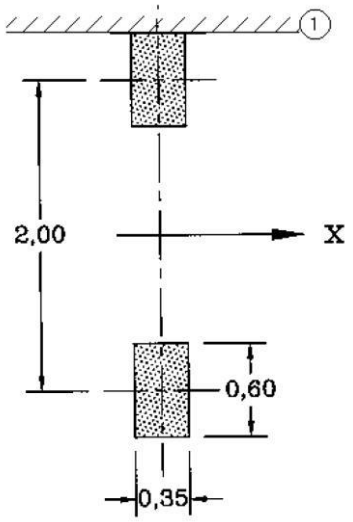


Σχήμα 3.2.1.2: Εφαρμογή φόρτισης διαξονικού οχήματος για τοπικούς ελέγχους.

- Μοντέλο Φόρτισης 2

Το μοντέλο αυτό ονομάζεται και μονοαξονικό μοντέλο. Εφαρμόζεται σε οποιοδήποτε σημείο του οδοστρώματος, προκειμένου να καλυφθούν οι δυναμικές επιδράσεις της κανονικής κυκλοφορίας σε μικρά κατασκευαστικά στοιχεία (π.χ. μηκίδες, διαδοκίδες). Αποτελείται από ένα άξονα με συνολικό φορτίο, το οποίο περιλαμβάνει και τη δυναμική προσαύξηση, ίσο με $\beta_Q Q_{ak}$, όπου Q_{ak} = 400 kN και $\beta_Q = \alpha_{Q1}$, εκτός αν ορίζεται άλλη τιμή. Χρησιμοποιείται μόνο του, για τοπικούς ελέγχους, είναι δε δυνατόν να εφαρμόζεται και φορτίο μεμονωμένου τροχού (ίσο με 200 β_Q) εφόσον δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα. Η επιφάνεια επαφής λαμβάνεται ίση με 0,35x0.60 m^2, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.1.3, εκτός αν ορισθεί ίδια με αυτή του Μοντέλου 1 (δηλαδή 0,40x0,40).

Ως X ορίστηκε ο διαμήκης άξονας της γέφυρας και ως 1 το κράσπεδο.



Σχήμα 3.2.1.3: Μοντέλο Φόρτισης 2.

3.2.2 Κατακόρυφα Φορτία γέφυρας

Χρησιμοποιούνται τα μοντέλα φόρτισης 1 και 2.

Για τις ανάγκες της γέφυρας το Μοντέλο Φόρτισης 2 χρησιμοποιήθηκε για την διαστασιολόγηση και στη συνέχεια τον έλεγχο της πλάκας σκυροδέματος καθώς και των διαδοκίδων, εφαρμόζοντας τα φορτία κατά περίπτωση στη δυσμενέστερη θέση.

Το κατάστρωμα δε φέρει κάποιο μόνιμο διαχωριστικό, επομένως το πλάτος του οδοστρώματος λαμβάνεται ίσο με την απόσταση μεταξύ των πεζοδρομίων:
w = 12.00 m. Κατά συνέπεια ορίζονται 4 λωρίδες κυκλοφορίας πλάτους 3.00 m και χωρίς εναπομένουσα επιφάνεια.

Για το βασικό σχεδιασμό της γέφυρας, εφαρμόζεται η πρότυπη φόρτιση 1 (LM1). Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα λαμβάνονται:

$\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = \alpha_{Q3} = 0.9$ για τα οχήματα (TS)

$\alpha_{q1} = \alpha_{q2} = \alpha_{q3} = 1.0$ για τα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία (UDL)

Τα 3 οχήματα, συνολικού βάρους 540, 360 και 180 kN, τοποθετούνται σε όλες τις πιθανές θέσεις κατά μήκος και πλάτος της γέφυρας και μόνο στις δυσμενείς περιοχές, ώστε να προκύψουν οι περιβάλλουσες για τις παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη.

Η λωρίδα 1 φορτίζεται με 9 kN/m^2, ενώ το υπόλοιπο κατάστρωμα με 2.5 kN/m^2.

Στις οδικές γέφυρες όταν το φορτίο των πεζοδρομίων συνδυάζεται με τα φορτία κυκλοφορίας, είναι $q_{side} = 3.0\ kN/m^2$, και λαμβάνεται σε όλο το πλάτος του πεζοδρομίου, ακόμα και στις ζώνες των κιγκλιδωμάτων και στηθαίων ασφάλειας

Για τοπικούς ελέγχους των προβόλων, λαμβάνεται φορτίο πεζοδρομίων ίσο με 5 kN/m^2, το οποίο δε συνδυάζεται με άλλα φορτία κυκλοφορίας.

3.2.3 Οριζόντια Φορτία

- Δυνάμεις πέδησης και επιτάχυνσης

Πρόκειται για διαμήκη συγκεντρωμένη δύναμη που ασκείται στο επίπεδο της επίστρωσης του οδοστρώματος, κατά μήκος του άξονα οποιασδήποτε λωρίδας. Μεταφέρεται στους αρμούς διαστολής, στα εφέδρανα και στην υποδομή (ακρόβαθρα, αντιρρήδες).
Η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης πέδησης/επιτάχυνσης είναι:
$Q_{lk} = 0.6 * \alpha_{Q1} * (2 * Q_{lk}) + 0.10 * \alpha_{q1} * q_{1k} * w_1 * L$ (kN)
Πρέπει $180 * \alpha_{Q1}$ (kN) $\leq Q_{lk} \leq 900$ kN
Για L= 175 m, το μήκος του οδοστρώματος
$Q_{lk} = 0.6*0.9*(2*300)+0.10*1.0*9*3*175=796.5$ (kN) και ισχύει
$180*0.9=162kN \leq Q_{lk} \leq 900$ kN
Η οριζόντια δύναμη που μεταφέρεται στους αρμούς διαστολής είναι:
$Q_{lk,exp} = 0.6*\alpha_{Q1}*Q_{1k}=0.6*0.9*300=162kN$

- Λοξή πέδηση και πλευρική ολίσθηση

Πρόκειται για εγκάρσια συγκεντρωμένη δύναμη που ασκείται στο επίπεδο της επίστρωσης του οδοστρώματος, ταυτόχρονα με τη διαμήκη δύναμη πέδησης/ επιτάχυνσης. Είναι ίση με το 25% της διαμήκους δάναμης:
$Q_{tk} = 0.25* Q_{lk}=0.25*796.5=199.2$ kN

- Φυγόκεντρες δυνάμεις

Λόγω καμπύλης χάραξης της γέφυρας αναπτύσσεται φυγόκεντρος δύναμη.
Πρόκειται για μια εγκάρσια συγκεντρωμένη δύναμη που ασκείται στο επίπεδο της επίστρωσης του οδοστρώματος και ακτινικά στον άξονα του.
Η χαρακτηριστική τιμή της για οριζόντια ακτίνα της μέσης γραμμής του οδοστρώματος 650 m (σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2.1) είναι:
$Q_{tk} = 40*1080/650=66.5$ kN
$Q_v = \sum_i aQ_i * (2 * Q_{ik}) = 0.9 * 2 * (300 + 200 + 100) = 1080$ kN
το συνολικό βάρος των κατακόρυφων δυνάμεων TS του LM1

Πίνακας 3.2.1 Χαρακτηριστικές τιμές των φυγόκεντρων δυνάμεων

$Q_{tk} = 0.2 * Q_v$(kN)	Αν $r < 200m$
$Q_{tk} = 40 * \frac{Q_v}{r}$(kN)	Αν $200m \leq r \leq 1500m$
$Q_{tk} = 0$	Αν $r > 1500m$
Όπου:	
R είναι η οριζόντια ακτίνα της μέσης γραμμής του οδοστρώματος σε m	
$Q_v = \sum_i a_{Qi} * (2 * Q_{ik})$ =συνολικό βάρος των κατακόρυφων δυνάμεων TS του LM1	

3.3 Θερμοκρασία

Η γέφυρα βρίσκεται στο Νομό Αττικής και στο Νομό Κορινθίας. Οι ακραίες θερμοκρασίες περιβάλλοντος για τους Νομούς αυτούς, οι οποίες δίνονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN 1991-1-5, στην επιφάνεια της θάλασσας είναι:

T_{min} = -15 °C και T_{max} = +45 °C.

Πρέπει να γίνεται αναγωγή των τιμών των ακραίων θερμοκρασιών του περιβάλλοντος ανάλογα με το υψόμετρο στο οποίο βρίσκεται το κατάστρωμα της γέφυρας, από την επιφάνεια της θάλασσας. Αυτό γίνεται με την αφαίρεση 0,65°C για κάθε 100 m υψομετρικής διαφοράς. Επομένως για υψόμετρο H=57m του καταστρώματος από την επιφάνεια της θάλασσας έχουμε:
T_{min} = -15-0.65*57/100= -15.37°C και

$T_{max} = 45\text{-}0.65*57/100 = +44.63^{o}C$

Για γέφυρες με σύμμικτο κατάστρωμα (γέφυρες Τύπου 2) από EN 1991-1-5 προκύπτουν οι αντίστοιχες θερμοκρασίες της γέφυρας, οι οποίες είναι περίπου 5°C πάνω από τη θερμοκρασία του αέρα:

$T_{e,min} = -15.37+5 = -10.37\ ^{o}C$ και

$T_{e,max} = 44.63+5 = +49.63\ ^{o}C$.

Για μέση θερμοκρασία κατασκευής $T_0 = +15\ ^{o}C$ προκύπτουν οι χαρακτηριστικές τιμές της μέγιστης διαφοράς θερμοκρασίας για ομοιόμορφη συστολή και διαστολή:

$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -10.37\text{-}15 = -25.37\ ^{o}C$

$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 49.63\text{-}15 = 34.63\ ^{o}C$

Για το σχεδιασμό των εφεδράνων και των αρμών διαστολής, τα εύρη αυτά προσαυξάνονται κατα 20°C, επομένως λαμβάνονται:

$\Delta T_{bear,con} = 25.37+20 = 45.37\ ^{o}C$

$\Delta T_{bear,exp} = 34.63+20 = 54.63\ ^{o}C$

Η θερμοκρασιακή διαφορά μεταξύ άνω ίνας σκυροδέματος και κάτω ίνας χάλυβα για σύμμικτες γέφυρες με πάχος επίστρωσης χάλυβα 50mm είναι:

$\Delta T_{M,heat} = 15\ ^{o}C$ (θερμότερη η άνω ίνα)

$\Delta T_{M,cool} = 18\ ^{o}C$ (θερμότερη η κάτω ίνα)

Εφαρμόζεται μόνο στα σύμμικτα μέλη του καταστρώματος (κύριες δοκούς και διαδοκίδες).

Εκτός των παραπάνω θερμοκρασιακών δράσεων, λαμβάνονται υπόψη και πιθανοί συνδυασμοί τους:

$\Delta T_{M,heat} + 0.35*\Delta T_{N,exp}$

$\Delta T_{M,cool} + 0.35*\Delta T_{N,con}$

$0.75*\Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$

$0.75*\Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$

3.4 Άνεμος

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

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

Η γέφυρα βρίσκεται σε επίπεδη και οριζόντια περιοχή, με αμελητέα βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια), και σε απόσταση μικρότερη των 10 km από την ακτή. Επομένως, το έδαφος είναι μεταξύ της Κατηγορίας I και II, και κατατάσσεται στην δυσμενέστερη. Ακολουθεί ο ακριβής υπολογισμός σύμφωνα με το EN 1991-1-4.

Θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή:

$v_{b,0} = 33\ m/sec$

Κατηγορία εδάφους I (από Πίν. 4.1 EN 1991-1-4):

$z_0 = 0.01\ m$

$z_{min} = 1.0$
Βασική ταχύτητα ανέμου:
$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1.0 * 1.0 * 33 = 33$ m/cm
Συντελεστής διεύθυνσης:
$c_{dir} = 1.0$
Συντελεστής εποχής:
$c_{season} = 1.0$

Το ύψος αναφοράς της γέφυρας λαμβάνεται ως η απόσταση από το χαμηλότερο επίπεδο του εδάφους μέχρι το κέντρο του καταστρώματος της γέφυρας, αγνοώντας άλλα τμήματα (π.χ. παραπέρα) της επιφάνειας αναφοράς. Επειδή το κατάστρωμα της γέφυρας βρίσκεται στο επίπεδο του εδάφους:
$z_e = 0$ m
Συντελεστής εδάφους:
$k_r = 0.19 * (z_0 / z_{0,II})^{0.07} = 0.19 * (0.01 / 0.05)^{0.07} = 0.17$
$z_{0,II} = 0.05$ m (κατηγορία εδάφους II, *Πιν. 4.1 EN 1991-1-4*)
Συντελεστής τραχύτητας εδάφους για $z_e \leq z_{min}$:
$c_r(z_e) = c_r(z_{min}) = k_r * \ln(z_{min} / z_0) = 0.17 * \ln(1 / 0.01) = 0.78$
Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης:
$c_0(z) = 1.0$
Μέση ταχύτητα ανέμου:
$v_m(z_e) = c_r(z_e) * c_0(z_e) * v_b = 0.78 * 1.0 * 33 = 25.8$ m/sec
Συντελεστής στροβιλισμού:
$k_I = 1.0$
Ένταση στροβιλισμού για $z_e \leq z_{min}$:
$I_v(z_e) = I_v(z_{min}) = k_I / (c_0(z_{min}) * \ln(z_{min} / z_0)) = 1.0 / (1.0 * \ln(1.0 / 0.01)) =$
0.217 m/sec
Πίεση ταχύτητας αιχμής:
$q_p(z_e) =[1 +7 * I_v(z_e)] * 1/2 * \rho * v_m(z_e)^2 = [1 + 7 * 0.217]* 1/2 \ *0.00125 * 25.8^2 = 1.048$
Βασική πίεση:
$q_b = 1/2 * \rho * v_b^2 = 1/2 * 0.00125 * 33^2 = 0.68$
Συντελεστής έκθεσης:
$c_e(z_e) = q_p(z_e) / q_b = 1.048 / 0.68 = 1.54$

Οι δράσεις του ανέμου επί των γεφυρών θεωρούνται κατά τις τρεις διευθύνσεις x,y και z. Οι δυνάμεις κατά τις διευθύνσεις x και y οφείλονται σε άνεμο που πνέει κατά διαφορετικές διευθύνσεις και κανονικά δεν είναι ταυτόχρονες. Οι δυνάμεις κατά τη διεύθυνση z μπορεί να προκύψουν από πνοή του ανέμου σε πολλές διευθύνσεις. Εάν είναι δυσμενείς και σημαντικές, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ως ταυτόχρονες με τις δυνάμεις στις άλλες διευθύνσεις.

- Εγκάρσιος άνεμος (x) – Γέφυρα χωρίς κυκλοφορία

Πλάτος καταστρώματος: $b = 14.50$ m
Επειδή τα ακραία ανοίγματα με τις αντιρρήδες είναι προστατευμένα από τον άνεμο, το φορτιζόμενο μήκος καταστρώματος δεν συμπίπτει με το συνολικό, αλλά με το μήκος του μεσαίου ανοίγματος.
Φορτιζόμενο μήκος καταστρώματος: $L = 85$ m
Συνολικό ύψος: $d_{tot} = 3.40 + 0.25 + 0.25 = 3.90$ m
Συντελεστής δύναμης: $b / d_{tot} = 14.50 / 3.90 = 3.72 \leq 4 \Rightarrow$
$c_{fy,0} = 1.3 + (2.4 - 1.3)*(4 -3.72) / 4 = 1.38$
Ύψος αναφοράς για ανοικτό στηθαίο ασφαλείας και στις δυο πλευρές:
$d_{ref} = d_{tot} + 0.6 = 4.5$ m
Συντελεστής δύναμης ανέμου: $C = c_e(z_e) * c_{fy,0} = 1.54 * 1.38 = 2.12$
Επιφάνεια αναφοράς: $A_{ref,y} = L * d_{ref} = 85 * 4.5 = 382.5$ m^2
Συνολική δύναμη ανέμου: $F_{Wyk} = 1 / 1600 * v_b^2 * C * A_{ref,y} = 1 / 1600 * 33^2 * 2.12 * 382.5 =$
552.33 kN

- Εγκάρσιος άνεμος (x) – Γέφυρα με κυκλοφορία

Φορτιζόμενο μήκος καταστρώματος: $L = 85$ m
Συνολικό ύψος για παρουσία κυκλοφορίας σε οδικές γέφυρες, ανεξάρτητα από τη θέση των οχημάτων: $d_{tot} = 3.40 + 0.25 + 0.10 + 2.00 = 5.75$ m
Συντελεστής δύναμης: $b / d_{tot} = 14.50 / 5.75 = 2.52 \leq 4 \Rightarrow$
$c_{fy,0} = 1.3 + (2.4 - 1.3)*(4 - 2.52) / 4 = 1.71$
Ύψος αναφοράς: $d_{ref} = d_{tot} = 5.75$ m
Συντελεστής δύναμης ανέμου: $C = c_e(z_e) * c_{fy,0} = 1.54 * 1.71 = 2.63$
Επιφάνεια αναφοράς: $A_{ref,y} = 488.75$ m^2
Συνολική δύναμη ανέμου: $F_{Wyk} = 1 / 1600 * v_b^2 * C * A_{ref,y} = 1 / 1600 * 33^2 * 2.63 * 488.75 = 874.3$ Kn

Σε μια οδική γέφυρα με κυκλοφορία, ο άνεμος συνδυάζεται με τα φορτία κυκλοφορίας με την τιμή συνδυασμού $\psi_0 \cdot F_{Wyk}$, η οποία δεν πρέπει να ξεπερνάει την F_W^*. Η τελευταία υπολογίζεται για μειωμένη βασική ταχύτητα ανέμου: $v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1.0 * 1.0 * 23 = 23$ m/sec
Τιμή συνδυασμού: $\psi_0 \cdot F_{Wyk} = 0.6 * 874.3 = 524.57$ kN
Μέγιστη τιμή συνδυασμού: $F_W^* = 1 / 1600 * 23^2 * 2.63 * 488.75 = 424.7$ kN
Επομένως, η τιμή συνδυασμού λαμβάνεται με τον όρο $F_W^* = 424.7$ kN

- Εγκάρσιος άνεμος (x) – Γέφυρα στη φάση κατασκευής

Κατά τη φάση ανέγερσης της γέφυρας, πριν από τη σκυροδέτηση της πλάκας καταστρώματος, ο σχεδιασμός μπορεί να γίνει με μειωμένη ταχύτητα ανέμου ίση με 20 m/sec.
Βασική ταχύτητα ανέμου: $v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1.0 * 1.0 * 20 = 20$ m/sec
Φορτιζόμενο μήκος καταστρώματος: $L = 85$ m
Συνολικό ύψος: $d_{tot} = 3.40$ m
Συντελεστής δύναμης: $b / d_{tot} = 14.50 / 3.40 = 4.26 \geq 4.0 \Rightarrow c_{fy,0} = 1.3$
Ύψος αναφοράς: $d_{ref} = d_{tot} = 3.40$ m
Συντελεστής δύναμης ανέμου: $C = c_e(z_e) * c_{fy,0} = 1.54 * 1.3 = 2.0$
Επιφάνεια αναφοράς: $A_{ref,y} = L * 2 * d_{ref} = 85 * 2 * 3.40 = 578$ m^2
Συνολική δύναμη ανέμου: $F_{Wyk} = 1 / 1600 \cdot v_b^2 * C * A_{ref,y} = 1 / 1600 * 20^2 * 2.0 * 578 = 289.3$kN

- Διαμήκης άνεμος (y)

Εφόσον κρίνεται απαραίτητο, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι διαμήκεις δυνάμεις του ανέμου κατα τη διεύθυνση y.
Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, οι τιμές για τις δυνάμεις αυτές είναι για ολόσωμες γέφυρες:
25% των δυνάμεων του ανέμου κατά τη διεύθυνση x.
Εδώ, ο άνεμος κατά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας αμελείται.

- Κατακόρυφος άνεμος (z) – Γέφυρα χωρίς κυκλοφορία

Η κατακόρυφη δύναμη του ανέμου δρα είτε προς τα πάνω είτε προς τα κάτω. Εξασκείται έκκεντρα ως προς τον άξονα της γέφυρας με εκκεντρότητα $e = b / 4 = 14.50 / 4 = 3.625$ m
Συντελεστής δύναμης: $c_{f,z} = 0.9$
Συντελεστής δύναμης ανέμου: $C = c_e(z_e) * c_{f,z} = 1.54 * 0.9 = 1.39$

Συνολικό μήκος καταστρώματος: $L = 175$ m
Επιφάνεια αναφοράς: $A_{ref,z} = L^* b = 175 * 14.50 = 2537.5$ m
Συνολική δύναμη ανέμου: $F_{Wzk} = 1 / 1600 * v_b^2 * C * A_{ref,z} = 1 / 1600 * 33^2 * 1.39 \cdot 2537.5 = 2393.9$ kN

3.5 Σεισμός

Η γέφυρα αποτελεί πέρασμα από το Νομό Αττικής στο Νομό Κορινθίας. Οι περιοχές αυτές ανήκουν στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ, σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα ΕΝ 1998-1: $a_g = 0.24*g$

Γέφυρα συνήθους σπουδαιότητας : $\gamma_I = 1.0$

Κατηγορία εδάφους Α, Τύπου 1:

$S = 1.0$ $T_B = 0.15$ sec $T_C = 0.40$ sec $T_D = 2.50$ sec

Ο σεισμός έχει δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη συνιστώσα. Η κατακόρυφη συνιστώσα είναι συνήθως μικρή σε σχέση με το ίδιο βάρος της γέφυρας.

Για ανελαστική συμπεριφορά, εισάγεται το φάσμα σχεδιασμού που για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού περιγράφεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$0 \le T \le T_B: S_{a,d}(T) = a_g * S * \left[\frac{1}{1.5} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{1}{1.5}\right)\right]$$

$$T_B \le T \le T_C: S_{a,d}(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \le T \le T_D: S_{a,d}(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_C}{T} \ge \beta * a_g$$

$$T_D \le T: S_{a,d}(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_C * T_D}{T^2} \ge \beta * a_g$$

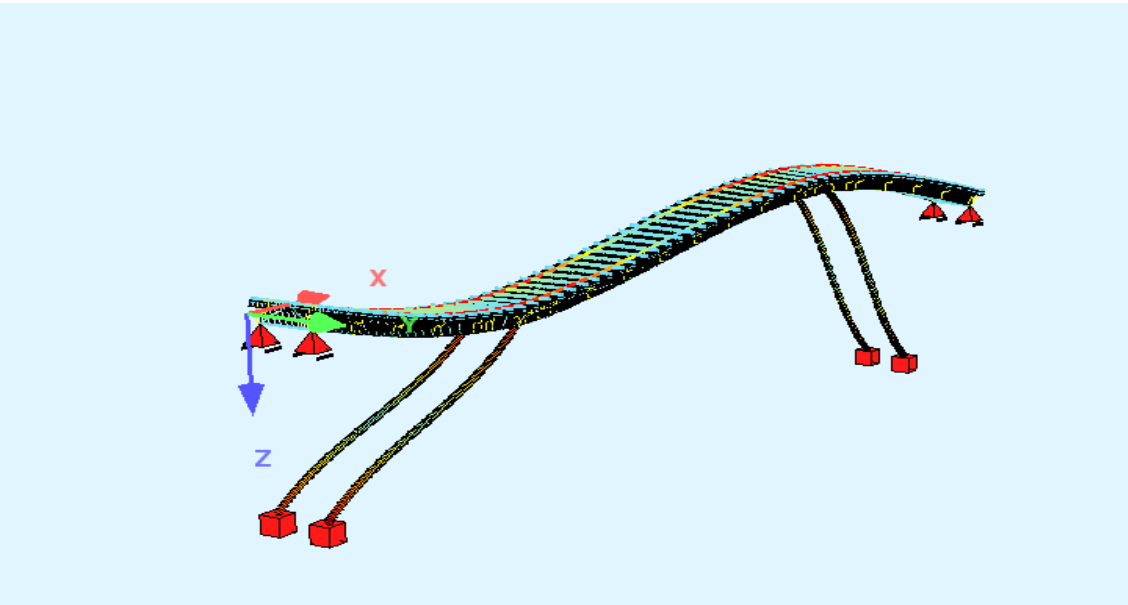
Όπου:

β: κάτω όριο του οριζόντιου φάσματος σχεδιασμού (=0.2)

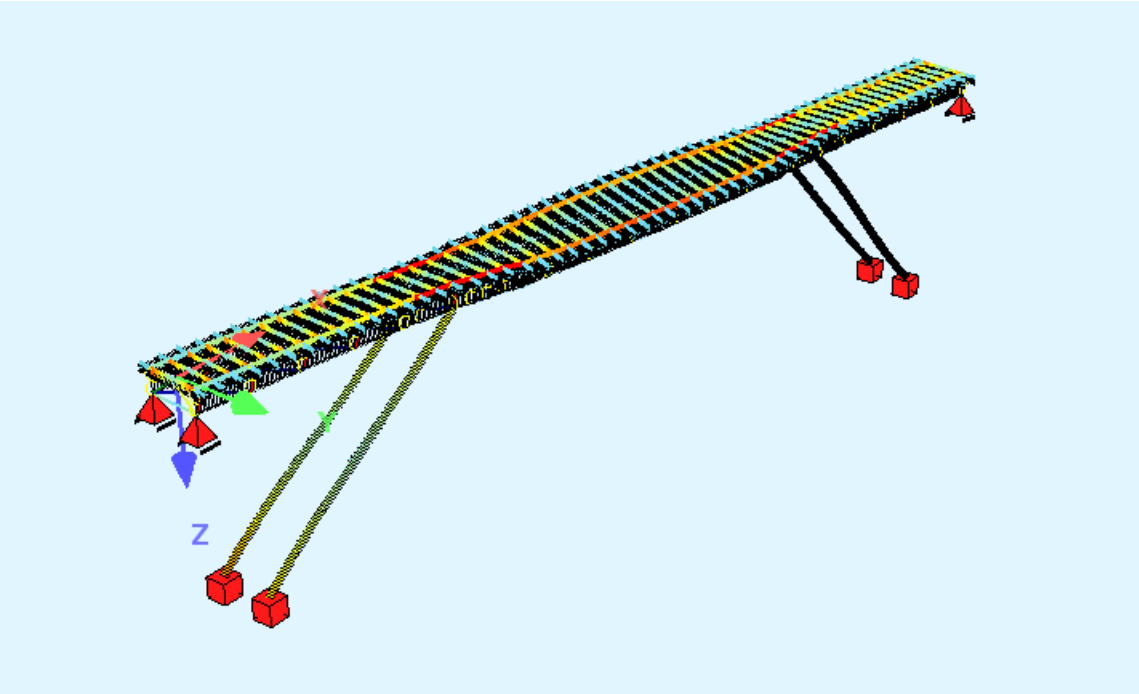
q: συντελεστής συμπεριφοράς

Οι μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς για γέφυρες χωρίς σεισμική μόνωση, για χαλύβδινα βάθρα, κεκλιμένα σε κάμψη με περιορισμένη πλαστικότητα: $q = 1.2$ με υψηλή πλαστικότητα: $q = 2.0$. Οι συντελεστές q υψηλής πλαστικότητας ισχύουν μόνο αν ακολουθηθούν οι ειδικοί κανόνες κατασκευαστικών λεπτομερειών που προβλέπονται στο ΕΝ 1998-2, διαφορετικά πρέπει να υιοθετηθούν οι τιμές για χαμηλή πλαστικότητα. Λαμβάνουμε: $q = 1.2$.

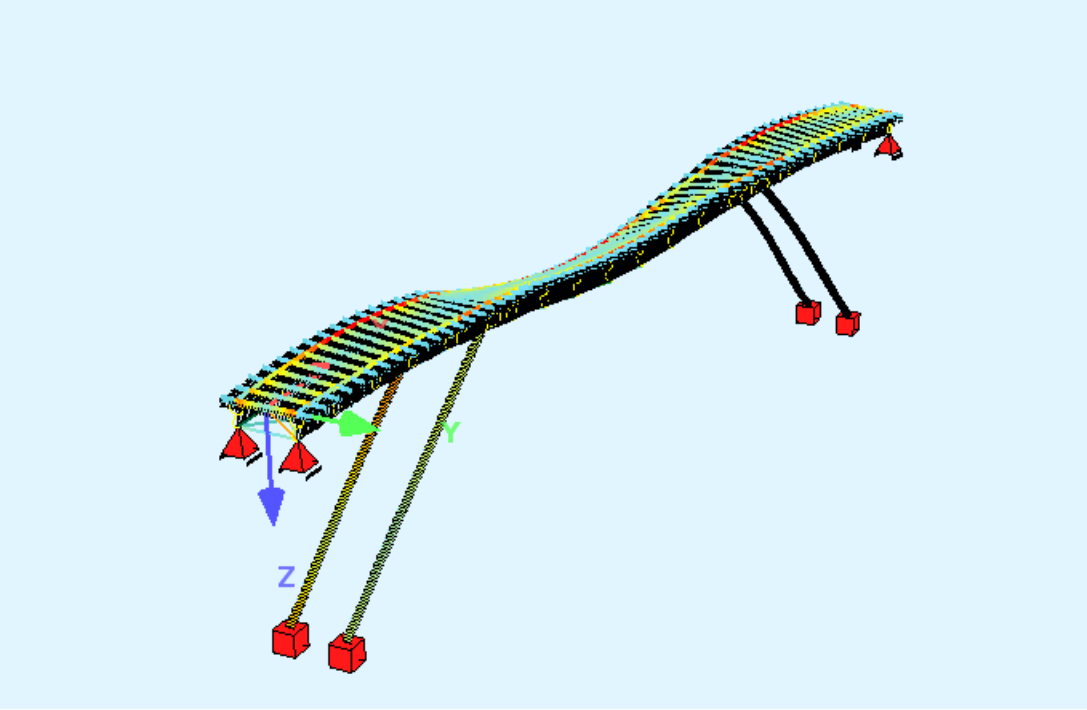
Στα Σχήματα 3.5.1 -3.5.3 παρατίθενται οι πρώτες τρείς ιδιομορφές του φορέα



Σχήμα 3.5.1 1η Ιδιομορφή T=2.13 sec



Σχήμα 3.5.2 2η Ιδιομορφή T=1.87 sec



Σχήμα 3.5.3 3η Ιδιομορφή T=0.77 sec

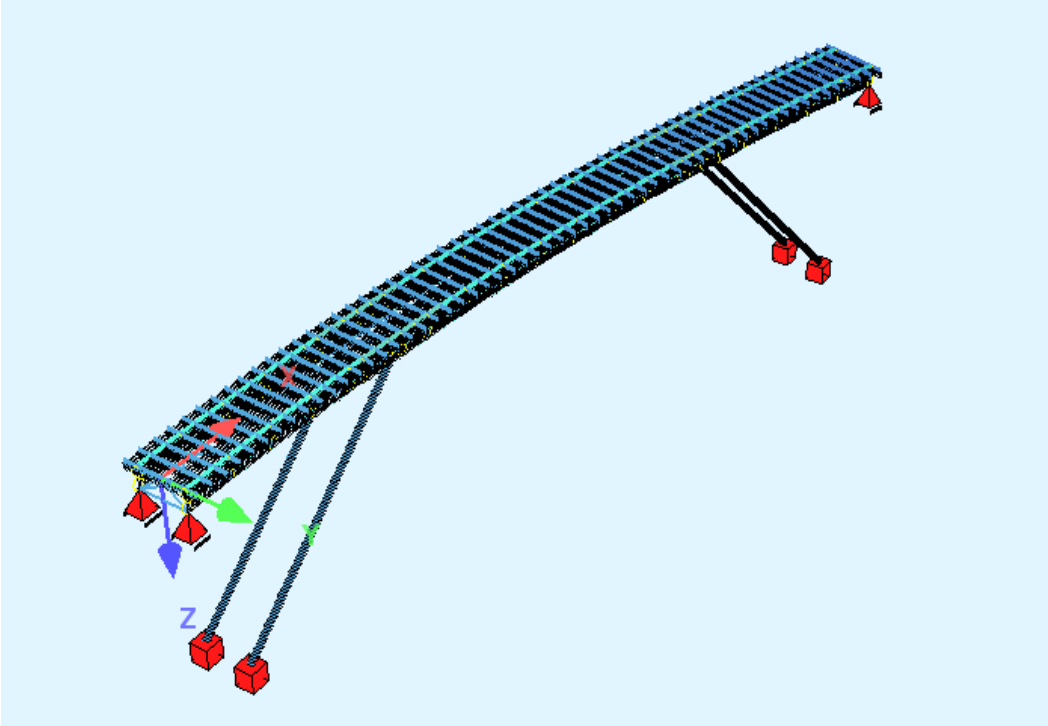
.

4 Ανάλυση

4.1 Προσομοίωση του πλήρους φορέα

Το κατάστρωμα της γέφυρας προσομοιώνεται απο μια σειρά διαμήκων και εγκάρσιων στοιχείων δοκού (beam elements) που συνδέονται άκαμπτα μεταξύ τους. Τα διαμήκη στοιχεία έχουν τις ιδιότητες του αρηγμάτωτου σκυροδέματος στις περιοχές θετικών ροπών. Στις περιοχές αρνητικών ροπών όπου το σκυρόδεμα θεωρείται ρηγματωμένο λαμβάνεται υπόψη μόνο ο τοποθετούμενος οπλισμός. Τα εγκάρσια στοιχεία δοκού λαμβάνονται με τις ιδιότητες του αρηγμάτωτου σκυροδέματος.

Το κατάστρωμα στηρίζεται στις μεταλλικές αντιρρήδες και σε σφαιρικά εφέδρανα στα άκρα του. Οι μεταλλικές αντιρρήδες προσομοιώνονται με στοιχεία δοκού (beam elements) και πακτώνονται στη βάση τους. Τα σφαιρικά εφέδρανα δεσμεύουν τις κατακόρυφες μετακινήσεις καθώς και τις εγκάρσιες στον τοπικό διαμήκη άξονα της διατομής του καταστρώματος όπου τοποθετούνται και υλοποιούν στην κατακόρυφη και εγκάρσια διεύθυνση συνθήκες άρθρωσης και στην διαμήκη διεύθυνση συνθήκες κύλισης. Τοποθετούνται στο κάτω πέλμα των δοκών και συνδέονται με άκαμπτα στοιχεία με τον άξονα της κυρίας δοκού, έτσι ώστε η εκκεντρότητα που δημιουργείται μεταξύ της στάθμης του εφεδράνου και της στάθμης του άξονα της δοκού να λαμβάνεται υπόψη. Με την διάταξη αυτήν προστίθενται στις στηρίξεις εγκάρσια στοιχεία δικτυώματος (truss elements), τα οποία προσομοιώνουν τις ράβδους των οριζόντιων και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.



Σχήμα 4.1.1 Προσομοίωμα του SOFISTIK

4.2 Συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος σκυροδέματος

Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται από την σχέση:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i * b_{ei} ,$$

όπου

β_0: απόσταση μεταξύ των ακραίων διατμητικών ήλων

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8}$$

L_e: απόσταση σημείων μηδενισμού ροπής

b_{ei}: απόσταση ακραίου διατμητικού συνδέσμου από το μέσον από το μέσον μεταξύ δοκών ή από το άκρον (γεωμετρικό πλάτος) για ακραίες στηρίξεις για τον υπολογισμό $b_{eff,0}$

$$\beta_i = 0.55 + 0.025 * \frac{L_e}{b_{ei}} \leq 1.0$$

για τις υπόλοιπες περιπτώσεις για τον υπολογισμό $b_{eff,1}$, $b_{eff,2}$:

$\beta_i = 1$

Επειδή η διάταξη διατμητικών ήλων είναι άγνωστη, σ΄αυτό το στάδιο, λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο $b_0 = 0$

Γεωμετρικό πλάτος

$b_1 = 2.5\text{m}$

$$b_2 = \frac{9,5}{2} = 4.75\text{m}$$

Ακραία ανοίγματα $L = 45\text{m}$:

$L_e = 0.85 * L_1 = 0.85 * 45 = 38.25$

$$b_{e1} = \frac{38.28}{8} = 4.78 \geq 2.5\text{m} \rightarrow$$

$b_{e1} = 2.5\text{m}$

$$b_{e2} = \frac{38.28}{8} = 4.78 > 4.75m \rightarrow$$

$b_{e2} = 4.75\text{m}$

Ακραία στήριξη:

$$\beta_1 = 0.55 + 0.025 * \frac{38.25}{2.5} = 0.9325 < 1.0$$

$$\beta_2 = 0.55 + 0.025 * \frac{38.25}{4.75} = 0.7513 < 1.0$$

$b_{eff,0} = 0 + 0.9325 * 2.5 + 0.7513 * 4.75 = 5.9\text{m}$

Κεντρικό τμήμα

$\beta_1 = \beta_2 = 1.0$

$b_{eff,1} = 0 + 1 * 2.5 + 1 * 4.75 = 7.25\text{m}$

Μεσαίο άνοιγμα $L = 85\text{m}$

Κεντρικό τμήμα

$L_e = 0.70 * L_2 = 0.70 * 85 = 59.5$

$$b_{e1} = \frac{59.5}{8} = 7.44 \geq 2.5\text{m} \rightarrow$$

$b_{e1} = 2.5\text{m}$

$$b_{e2} = \frac{59.5}{8} = 7.44 > 4.75m \rightarrow$$

$b_{e2} = 4.75\text{m}$

$\beta_1 = \beta_2 = 1.0$

$b_{eff,1} = 0 + 1 * 2.5 + 1 * 4.75 = 7.25\text{m}$

Ενδιάμεση στήριξη

$L_e = 0.25 * (L_1 * L_2) = 0.25 * (45 + 75) = 32.5\text{m}$

$$b_{e1} = \frac{32.5}{8} = 4.06 \geq 2.5\text{m} \rightarrow$$

$b_{e1} = 2.5\text{m}$

$$b_{e2} = \frac{32.5}{8} = 4.06 < 4.75m$$

$\beta_1 = \beta_2 = 1.0$

$b_{eff,1} = 0 + 1 * 2.5 + 1 * 4.06 = 6.56\text{m}$

Για λόγους απλότητας, η στατική ανάλυση γίνεται με σταθερό b_{eff} για κάθε διάστημα όπου μεταβάλλεται. Στην περιοχή των ακραίων στηρίξεων χρησιμοποιήθηκε $b_{eff,0}$

στα ανοίγματα $b_{eff,1}$ και
στις ρηγματωμένες περιοχές ενδιάμεσης στήριξης, όπου αγνοείται η συνεισφορά σκυροδέματος, λαμβάνεται το b_{eff2} της ενδιάμεσης στήριξης σε όλο το μήκος της ρηγματωμένης περιοχής.

Διαδοκίδες ακραίου ανοίγματος
Κεντρικό άνοιγμα $L_2 = 9.5m$
$L_{e2} = 0.70 * L_2 = 0.70 * 9.5 = 6.65$
$b_0 = 0$
$\beta_1 = \beta_2 = 1.0$
$b_{e1} = b_{e2} = \frac{6.65}{8} = 0.83 < 1.5m$
$b_{eff,1} = 0 + 1 * 0.83 + 1 * 0.83 = 1.66m$
Πρόβολος $L_1 = 2.5m$
$b_1 = b_2 = \frac{3}{2} = 1.5m$
$L_{e1} = 2 * L_1 = 2 * 2.5 = 5m$
$b_0 = 0$
$\beta_1 = \beta_2 = 1.0$
$b_{e1} = b_{e2} = \frac{5}{8} = 0.625 < 1.5m$
$b_{eff,1} = 0 + 1 * 0.625 + 1 * 0.625 = 1.25m$

Επί το δυσμενέστερο, λαμβάνεται στο προσομοίωμα $b_{eff} = b_{eff,2}$ του προβόλου, ενιαία σε όλο το μήκος της αμφιπροέχουσας διαδοκίδας.

4.3 Αδρανειακά μεγέθη διατομών

Τα αδρανειακά μεγέθη της ισοδύναμης διατομής χάλυβα για κάθε κατηγορία φόρτισης και χρόνο ελέγχου, υπολογίζονται, βάσει των εκάστοτε συντελεστών ισοδυναμίας που υπολογίσθηκαν και παρατίθενται στο Παράρτημα Β.

4.4 Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού

Λόγω υπερστατικότητας του πλαισιακού φορέα, οι ερπυστικές παραμορφώσεις μειώνουν την δυσκαμψία των αρηγμάτωτων περιοχών των ανοιγμάτων ενώ οι ρηγματωμένες περιοχές των ενδιάμεσων στηρίξεων παραμένουν ανεπηρέαστες. Συνεπώς συμβαίνει ανακατανομή ροπών απο τα ανοίγματα στα στηρίγματα με την πάροδο του χρόνου.

Η επίδραση του ερπυσμού υπολογίζεται προσεγγιστικά μέσω ισοδύναμης γραμμικής θερμοκρασιακής μεταβολής (ΔT_{mp}):

$$\Delta T_{mp} = \frac{M_o}{E_a} * \frac{h}{a_t} * \left(\frac{1}{I_{1,p}} - \frac{1}{I_{1,0}}\right)$$

M_o: ροπή λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων με βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας, που οδηγεί σε ερπυσμό, E_c=37000MPa
E_a: μέτρο ελαστικότητας χάλυβα
$a_t = 0.00001$ ο συντελεστής θερμικής διαστολής χάλυβα
$I_{1,p}$: ροπή αδράνειας σύμμικτης διατομής για βραχυχρόνια φορτία
$I_{1,0}$: ροπή αδράνειας σύμμικτης διατομής για μακροχρόνια φορτία
Για λόγους απλότητας, στον υπολογισμό της θερμοκρασιακής μεταβολής, χρησιμοποιούνται τα αδρανειακά μεγέθη των κεντρικών διατομών των ανοιγμάτων.
Άνοιγμα 45m

$$\Delta T_{mp} = \frac{2910}{21000} * \frac{365}{0.00001} * \left(\frac{1}{52927176} - \frac{1}{66063305}\right) = 1.95^oC$$

Άνοιγμα 85m

$$\Delta T_{mp} = \frac{10385}{21000} * \frac{365}{0.00001} * \left(\frac{1}{76529861} - \frac{1}{98623485}\right) = 5.28^{o}C$$

Εφαρμόζουμε τις παραπάνω φορτίσεις στις περιοχές θετικών ροπών του διαγράμματος M_o στα αντίστοιχα ανοίγματα, με:

$$E = E_S = \frac{E_o}{(n_S/n_o)} = \frac{37000}{(15.053/5.676)} = 16945.8MPa$$

Ο ερπυσμός αφορά τις αρηγμάτωτες περιοχές με αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής με δείκτη L=S.

Οι τελικές ροπές σε χρόνο t είναι το άθροισμα των ροπών σε χρόνο t_0 και της μεταβολής $M_S(t,t_0)$ στο χρονικό διάστημα t_0 και t, τις λεγόμενες δευτερογενείς ροπές. Αυτές προκαλούν πρόσθετες τάσεις, οι οποίες υπολογίζονται με βάση τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής με δείκτη L=S.

Οι τάσεις των διατομών υπολογίζονται για τα εντατικά μεγέθη κάθε φάσης ή φόρτισης ξεχωριστά και για τις εκάστοτε ιδιότητες της διατομής. Στο τέλος γίνεται άθροιση των τάσεων κάθε φόρτισης.

4.5 Δευτερογενείς επιρροές συστολής ξήρανσης

- Υπολογισμός δευτερογενών επιρροών συστολής ξήρανσης $t = \infty$

Αρχικά εκτιμούνται οι πρωτογενείς επιρροές της συστολής ξήρανσης και υπολογίζεται η αυτεντατική κατάσταση των σύμμικτων διατομών.

Αξονική δύναμη λόγω παρεμπόδισης της βράχυνσης του σκυροδέματος:

$$N_{sh} - \epsilon_{cs} * \frac{n_0}{n_s} * E_{cm} * A_c$$

ε_{cs}: βράχυνση λόγω συστολής ξήρανσης,

n_s: βράχυνση λόγω συστολής ξήρανσης,

n_0: λόγος ισοδύναμος για βραχυχρόνια φόρτιση,

n_s: λόγος ισοδύναμος για μακροχρόνια συστολή ξήρανσης

E_{cm} : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

A_c : εμβαδόν διατομής σκυροδέματος στο πλήρες πλάτος (όχι στο συνεργάσιμο)

M_{sh}: ροπή που εξισορροπεί το ζεύγος δυνάμεων

$$M_{sh} = N_{sh} * \bar{z}_{1,s}$$

$\bar{z}_{1,s}$: μοχλοβραχίονας ζεύγους δυνάμεων $N_{sh} = \bar{z}_{1,s} - \frac{h_c}{2}$

- Τάσεις στη σύμμικτη διατομή

$\bar{z}_{1,s}$: απόσταση εκάστοτε ίνας από το κέντρο βάρους της σύμμικτης

Στην άνω ίνα του σκυροδέματος

$$\sigma_{co} = \frac{N_{sh}}{A_c} - \frac{N_{sh}}{n_s * A_{i,c}} - \frac{M_{sh}}{n_s * I_{ic}} * z_{c0}$$

Στην κάτω ίνα του σκυροδέματος

$$\sigma_{cu} = \frac{N_{sh}}{A_c} - \frac{N_{sh}}{n_s * A_{i,c}} - \frac{M_{sh}}{n_s * I_{ic}} * z_{c0}$$

Στην άνω ίνα του χάλυβα

$$\sigma_{ao} = \frac{N_{sh}}{A_{i,c}} - \frac{M_{sh}}{I_{ic}} * z_{ao}$$

Στην κάτω ίνα του χάλυβα

$$\sigma_{au} = \frac{N_{sh}}{A_{i,c}} - \frac{M_{sh}}{I_{ic}} * z_{au}$$

Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για κάθε διατομή της κύριας δοκού εξαιρουμένων των διατομών στις ρηγματωμένες περιοχές και έτσι προκύπτουν τα διαγράμματα τάσεων των

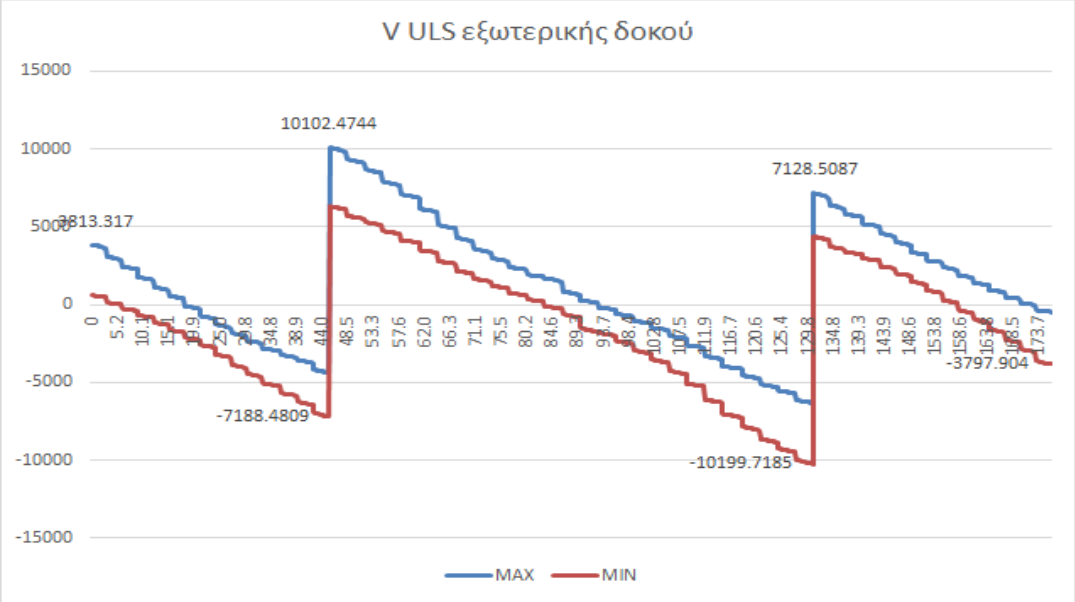
πρωτογενών επιρροών της συστολής ξήρανσης. Εδώ τα διαγράμματα προέκυψαν με την βοήθεια του λογισμικού SOFISTIK.

Επιβλήθηκε η βράχυνση λόγω συστολής ξήρανσης ϵ_{cs} στο σκυρόδεμα με απομειωτικό μέτρο ελαστικότητας $E_{cm} = E_{cm}/n_s$ έτσι ώστε ο υπολογισμός των τάσεων να γίνει με τα αδρανειακά μεγέθη των εκάστοτε διατομών. Στη συνέχεια η αντεταντική κατάσταση που υπολογίστηκε, επιβλήθηκε ως φόρτιση στον φορέα. Επειδή το σύστημα είναι υπερστατικό, η παραμόρφωση του φορέα δεν είναι ελεύθερη αλλά παρεμποδίζεται με αποτέλεσμα την ανάπτυξη ροπών κάμψης, οι οποίες αποτελούν τις δευτερογενείς επιρροές λόγω συστολής ξήρανσης. Η ροπή κάμψης προκαλεί τάσεις στη διατομή, τις δευτερογενείς τάσεις λόγω συστολής ξήρανσης. Οι τελικές τάσεις προκύπτουν ως το άθροισμα των πρωτογενών και δευτερογενών τάσεων.

5 Κύρτωση

5.1 Έλεγχος κορμού σε διατμητική κύρτωση

Έλεγχος κορμού σε διατμητική κύρτωση
Στο Σχήμα 5.1.1 δίνεται η περιβάλλουσα των τεμνουσών στην ΟΚΑ



Σχήμα 5.1.1 Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων ΟΚΑ

Παρατίθεται ενδεικτικά και αναλυτικά ο έλεγχος του κορμού στην περιοχή της ενδιάμεσης στήριξης, από την πλευρά του μεγάλου ανοίγματος των 85m.
Για τοιχώματα χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις και χάλυβες μέχρι και S460, με λόγο
$\frac{h_w}{t_w} \leq 60 * \varepsilon$ γίνεται χρήση της πλαστικής αντοχής σε τέμνουσα
αλλιώς έλεγχος σε διατμητική κύρτωση

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{3200}{30} = 106.67 \geq 60 * \varepsilon = 60 * 0.81 = 48.6$$

επομένως απαιτείται έλεγχος του τοιχώματος του κορμού έναντι διατμητικής κύρτωσης.
Τάση αναφοράς:

$$\sigma_E = 189800 * \left(\frac{30}{3200}\right)^2 = 16.68\text{MPa}$$

Για εσωτερικά φατνώματα και λόγο πλευρών α:

$$\alpha = \frac{a}{h_w} = \frac{3100}{3200} = 0.969 < 1$$

Ο συντελεστής κύρτωσης για διατμητικές τάσεις λαμβάνεται από σχετικούς πίνακες

$$k_\tau = 4.0 + \frac{5.34}{\alpha^2} = 9.69$$

Κρίσιμη τάση κύρτωσης:

$$\tau_{cv} = k_\tau * \sigma_E = 9.69 * 11.68 = 161.64\text{MPa}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα κορμού:

$$\bar{\lambda}_\omega = \sqrt{\frac{\frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\tau_{cv}}} = \sqrt{\frac{\frac{355}{\sqrt{3}}}{161.64}} = 1.126 > 1.08$$

Για εύκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις, ο μειωτικός συντελεστής είναι:

$$x_\omega = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_\omega} = \frac{0.83}{1.126} = 0.737 \leq 1$$

Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού;

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$$

Όπου: $V_{bw,Rd}$ η συμμετοχή του κορμού και $V_{bf,Rd}$ η συμμετοχή των πελμάτων.

Αγνοώντας την συνεισφορά των πελμάτων στην παραλαβή της τέμνουσας, η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού δίνεται:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = \frac{x_\omega * f_{y\omega} * h_\omega * t}{\sqrt{3} * \gamma_{M_1}} \leq \frac{n * f_{y\omega} * h_\omega * t}{\sqrt{3} * \gamma_{M_1}} \rightarrow$$

$$\frac{0.737 * 35.5 * 320 * 3}{\sqrt{3} * 1.1} \leq \frac{1.2 * 35.5 * 320 * 3}{\sqrt{3} * 1.1} \rightarrow$$

$$13184.8\text{kN} \leq 21464\text{kN}$$

Το δυσμενέστερο φάτνωμα καταπονείται με $V_{Ed} = 10226\text{kN}$

Ο έλεγχος έναντι τέμνουσας γίνεται με βάση την : $n_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1.0$

Επομένως:

$$n_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{10226}{13184.8} = 0.776 \leq 1.0$$

Επομένως έχει επαρκή αντοχή έναντι διατμητικής κύρτωσης.

Στον Πίνακα 5.1.1 παρατίθενται τα αποτελέσματα για όλα τα πάχη κορμού, που χρησιμοποιούνται.

Πίνακας 5.1.1

	Ακραία Στήριξη	Μικρό Άνοιγμα	Μικρό άνοιγμα	Ενδιάμεση στήριξη	Μεγάλο άνοιγμα	Μεγάλο άνοιγμα
	1	2	3	4	5	6
t_w (mm)	20	20	25	30	25	20
h_w (mm)	3310	3310	3260	3200	3260	3270
σ_ε (MPa)	6.929473	6.929473	11.16197	16.68164	11.16197	7.100038
k_τ	10.08799	10.08799	9.905451	9.690073	9.905451	9.941736
τ_{cr} (MPa)	69.90445	69.90445	110.5644	161.6463	110.5644	70.58671
λ_w	1.712306	1.712306	1.361527	1.126033	1.361527	1.704011
χ_w	0.484726	0.484726	0.60961	0.737101	0.60961	0.487086
$V_{b,Rd}$ (kN)	5979.015	5979.015	9257.304	13184.8	9257.304	5935.516
$V_{max,Ed}$ (kN)	3852.081	5098.684	5801.153	10226.64	7050.02	3513.753
n_3	0.644267	0.852723	0.626657	0.775639	0.761563	0.591988

5.2 Κύρτωση προερχόμενη από το πέλμα

Κίνδυνος εκδήλωσης του φαινομένου αυτού υπάρχει στα ανοίγματα κύριων δοκών Ι μόνο στην φάση σκυροδέτησης, όπου δεν υπάρχει η πλάκα σκυροδέματος να εξασφαλίζει το άνω θλιβόμενο πέλμα έναντι λυγισμού, και στην περιοχή των ενδιάμεσων στηρίξεων, όπου θλίβεται το κάτω πέλμα.

Για την αποφυγή της κύρτωσης προερχόμενης από το πέλμα, πρέπει να ικανοποιείται ο παρακάτω έλεγχος:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k * \frac{E_a}{f_{yf}} * \sqrt{\frac{A_w}{A_{f,eff}}} * \frac{1}{1 + \frac{E_a * h_\omega}{3 * r * f_{yf}}}$$

για καμπύλες σε οριζοντιογραφία γέφυρες
$k = 0.4$, αν χρησιμοποιείται η πλαστική ροπή
$k = 0.55$, αν χρησιμοποιείται η ελαστική ροπή
A_w: εμβαδόν κορμού
$A_{f,eff}$: εμβαδόν διατομής θλιβόμενου πέλματος
$r = 650m + 4.75$, ακτίνα καμπυλότητας θλιβόμενου πέλματος

Άνοιγμα 45m

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{3310}{20} = 165.5 \leq 0.55 * \frac{210000}{335} * \sqrt{\frac{327 * 2}{80 * 4}} = 495.90$$

Άνοιγμα 85m

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{3270}{20} = 163.5 \leq 0.55 * \frac{210000}{335} * \sqrt{\frac{327 * 2}{100 * 5}} = 394.08$$

Στήριξη

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{3200}{30} = 106.67 \leq 0.55 * \frac{210000}{315} * \sqrt{\frac{320 * 3}{110 * 10}} = 342.54$$

5.3 Έλεγχος κατακόρυφων ενισχύσεων

Για να θεωρούνται οι ενδιάμεσες ενισχύσεις άκαμπτες στηρίξεις φατνωμάτων του κορμού πρέπει να ισχύει:

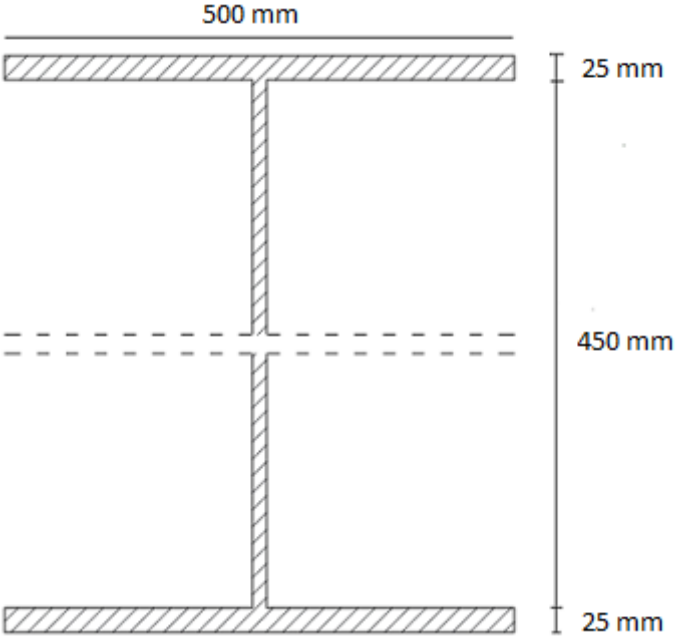
$$I_{st} \geq 1.5 * {h_w}^3 * \frac{t^3}{a^2} \quad \text{αν} \quad \frac{a}{h_w} \leq \sqrt{2}$$

a=3100 mm

$$\alpha = \frac{a}{h_w} = \frac{3100}{3200} = 0.969 < \sqrt{2}$$

$$I_{st} \geq 1.5 * 320^3 * \frac{3^3}{310^2} = 13809.61 \text{ cm}^4$$

Επιλέγεται κατακόρυφη νεύρωση σχήματος Ι. Οι διαστάσεις φαίνονται στο Σχήμα 5.3.1 , με $A = 317.5$ cm^2 και $I_y = 152536.5$ cm^4. Τοποθετούνται εκατέρωθεν του κορμού και πάνω τους κοχλιώνονται οι διαδοκίδες.



Σχήμα 5.3.1 Διατομή κατακόρυφης νεύρωσης

Ενδιάμεσες εγκάρσιες ενισχύσεις ελέγχονται σε λυγισμό με χρήση της καμπύλης λυγισμού c=0.49 (συντελεστής ατελειών) και για μήκος λυγισμού: $75*h_w=0.75*320=240$ cm.

$$N_{Ed} = V_{Ed} - \frac{1}{\bar{x}_w{}^2} * \frac{f_{yw} * h_w * t}{\sqrt{3} * \gamma_{M1}} = 10939.8 - \frac{1}{0.776^2} * \frac{35.5 * 45 * 2}{\sqrt{3} * 1.1} = 8155 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 10939.8$ για $0.5 * h_w = 1600$ mm

από την άκρη του φατνώματος στην περιοχή της ενδιάμεσης στήριξης με την μέγιστη τέμνουσα .

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_k{}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * I}{240^2} = 548871 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{317.5 * 35.5}{548871}} = \ 0.02 < 0.2$$

Δεν χρειάζεται απομείωση λόγω λυγισμού, x = 1

$$N_{Ed} = 8155 \text{ kN} \leq x * \frac{A_{eff} * f_y}{\gamma_{M1}} = x * \frac{A_{eff} * f_y}{\gamma_{M1}} = 1 * \frac{317.5 * 35.5}{1.1} = 10246.6 \text{ kN}$$

Επομένως επαρκεί.

5.4 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

Ενώσεις ελασμάτων:

Ενώσεις ελασμάτων πραγματοποιούνται σε απόσταση $S \leq \min\left\{\frac{b_o}{2};\ 200 \text{ mm}\right\} = \min\left\{\frac{3200}{2};\ 200\right\} = 200mm$

από την εγκάρσια ενίσχυση, προς την πλευρά του παχύτερου ελάσματος, ώστε να αμελούνται οι εκκεντρότητες μεταξύ των συνδεόμενων ελασμάτων κατά τους υπολογισμούς.

Όπου b_o=3200mm, το πλάτος του υποφατνώματος μεταξύ των ενισχύσεων.

6 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές,

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στο μέρος 1 του EC1, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές (persistent and transient situations)

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{Gj} * G_{k_j} + \gamma_P * P_k + \gamma_{Qi} * P_{Qi} + \sum_{j\geq 1} \gamma * \psi_{oi} * Q_{ki}$$

Για τυχηματικές καταστάσεις (accidental)

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{GAj} * G_{k_j} + \gamma_{PA} * P_k + A_d + \psi * Q_{ki} + \sum_{j\geq 1} \psi_{2i} * Q_{ki}$$

Για καταστάσεις σεισμού (seismic)

$$\sum_{j\geq 1} G_{k_j} + P_k + \gamma_1 * A_{Ed} + \sum_{j\geq 1} \psi_{2i} * Q_{ki}$$

Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Βασικοί (ΟΚΑ) (εκτός κόπωσης)

$1.35 * G + 1.35 * Q_{Ts} + 1.35 * Q_{uDL} + 1.35 * q_{fk,comb} + 1.5 * 0.6 * T$

$1.35 * G + 1.35 * Q_{Ts} + 1.35 * Q_{uDL} + 1.35 * q_{fk,comb} + 1.5 * 0.6 * W_{tr}$

$1.35 * G + 1.5 * T + 1.35 * 0.75Q_{Ts} + 1.35 * 0.4Q_{uDL} + 1.35 * 0.4q_{fk,comb}$

$1.35 * G + 1.5 * T$

$1.35 * G + 1.5 * W_{tr} + 1.35 * 0.75Q_{Ts} + 1.35 * 0.4Q_{uDL} + 1.35{+}0.4q_{fk,comb}$

$1.35 * G + 1.5 * W$

$1.00 * G + 1.5 * W$

G: ίδια βάρη και πρόσθετα μόνιμα φορτία

Q: φορτία κυκλοφορίας, σύμφωνα με τις ομάδες φορτίσεως g_{r1}, g_{r2}, g_{r3}

T: θερμοκρασιακά φορτία

W: φορτία ανέμου σε αφόρτιστη γέφυρα

W_{tr}: φορτία ανέμου σε φορτισμένη γέφυρα

g_{r1a}: χαρακτηριστικές τιμές LM1 και συνδυαστική τομή των κατακόρυφων πεζοδρομίων

g_{r1b} : χαρακτηριστικές τιμές LM2

g_{r1b} : συνήθεις τιμές LM1 και χαρακτηριστικές τιμές δυνάμεων πέδησης$1.35 * G + 1.5 * Q_{lk} + 1.5 * Q_{tk} + 0.75 * Q_{Ts} + 0.4 * Q_{uDL}{+}0.4 * q_{fk,comb} + 1.5 * 0.6 * T$

Q_{lk}: διαμήκεις δυνάμεις πέδησης και επιτάχυνσης

Q_{tk}: εγκάρσιες δυνάμεις πέδησης και επιτάχυνσης και φυγόκεντρες δυνάμεις

g_{r3}: χαρακτηριστική τιμή κατακόρυφων φορτίων πεζοδρομίων (μόνο ένα πεζοδρόμιο θα πρέπει να θεωρείται φορτισμένο όταν τα εντατικά μεγέθη είναι δυσμενέστερα σε σχέση με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν για δυο φορτισμένα πεζοδρόμια)

$1.35 * G + 1.5 * q_{fk1} + 1.5 * 0.6 * T$

$1.35 * G + 1.5 * q_{fk2} + 1.5 * 0.6 * T$

q_{fk1}: φορτισμένο ένα πεζοδρόμιο

q_{fk2}: φορτισμένα δυο πεζοδρόμια

Συνδυασμοί ΟΚΑ – φάσεις κατασκευής

$1.35 * G_{st} + 1.35 * G_{wet} + 1.35 * Q_c + 1.5 * 0.8 * W_c$

$1.35 * G_{st} + 1.5 * W_c$

G_{st}: ίδιο βάρος χαλύβδινων μελών

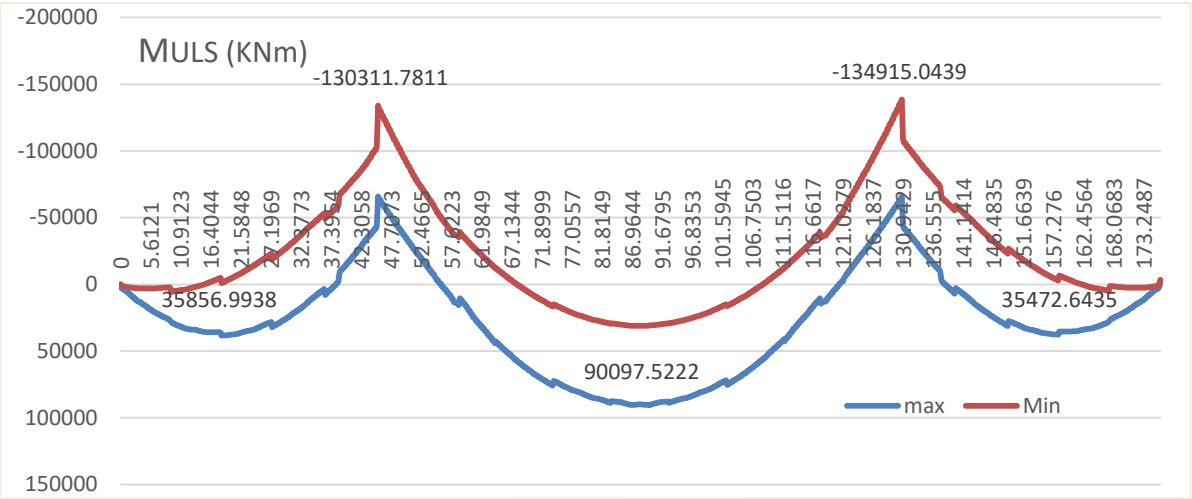
G_{wet}:ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος, λαμβάνεται ως μεταβλητό φορτίο επί το δυσμενέστερο

Q_c: κατασκευαστικό φορτίο σκυροδέματος

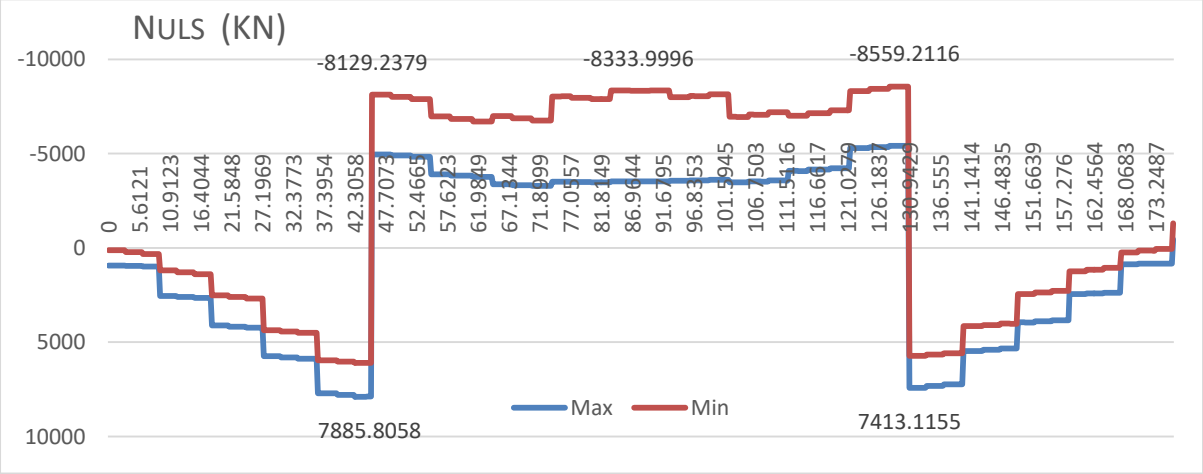
W_c: ανεμοπίεση

6.1 Διαστασιολόγηση κυρίας δοκού

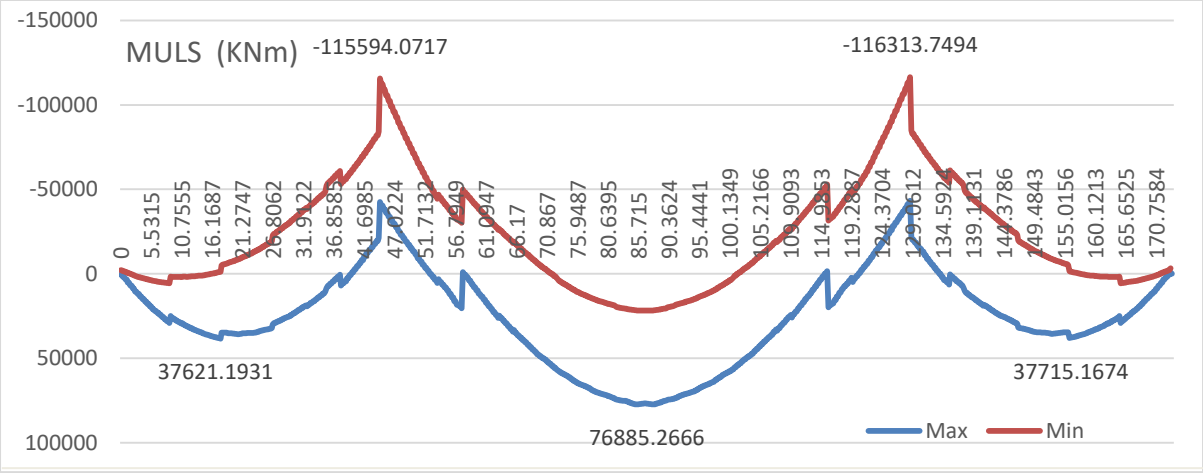
Παρατίθενται οι περιβάλλουσες ροπών κάμψης και αξονικών δυνάμεων καθώς και των τάσεων άνω και κάτω ίνας της χαλύβδινης διατομής για την εξωτερική δοκό που εμφαινίζει μεγαλύτερες τιμές τάσεων συγκριτικά με την εσωτερική.



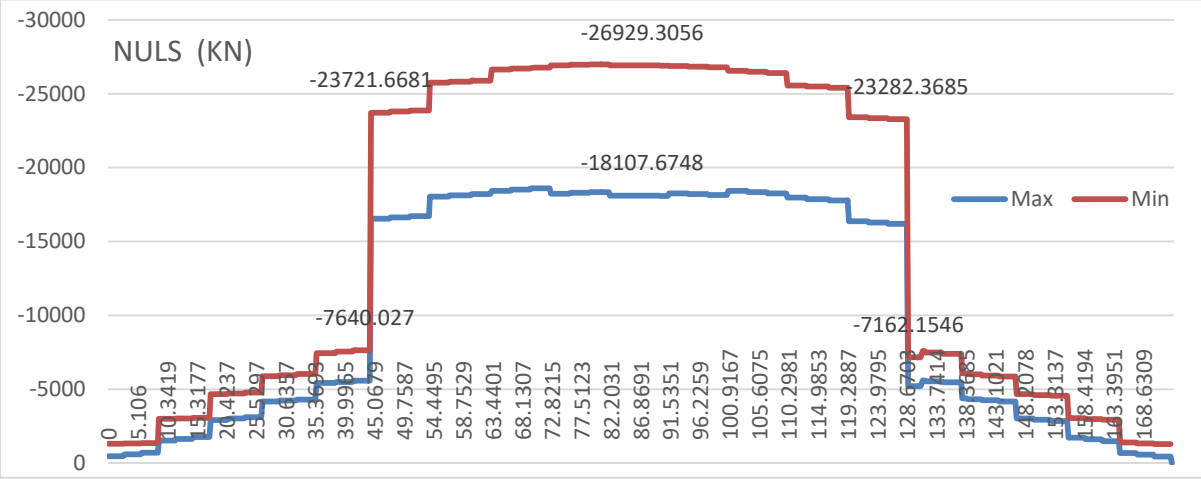
Σχήμα 6.1.1 Περιβάλλουσα ροπών κάμψης εξωτερικής κύριας δοκού για t=∞



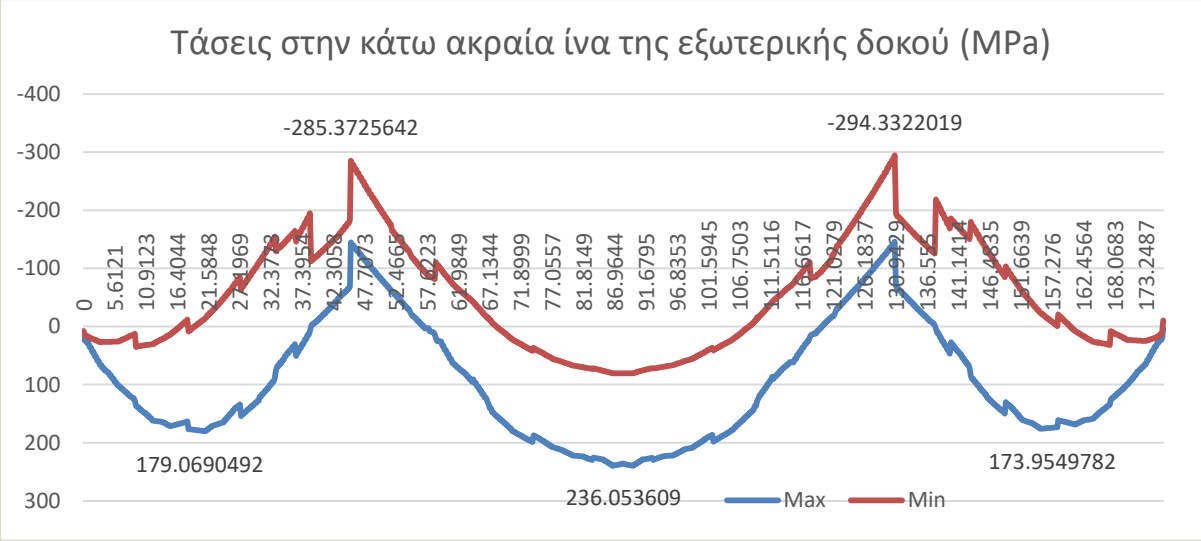
Σχήμα 6.1.2 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων εξωτερικής κύριας δοκού για t=∞



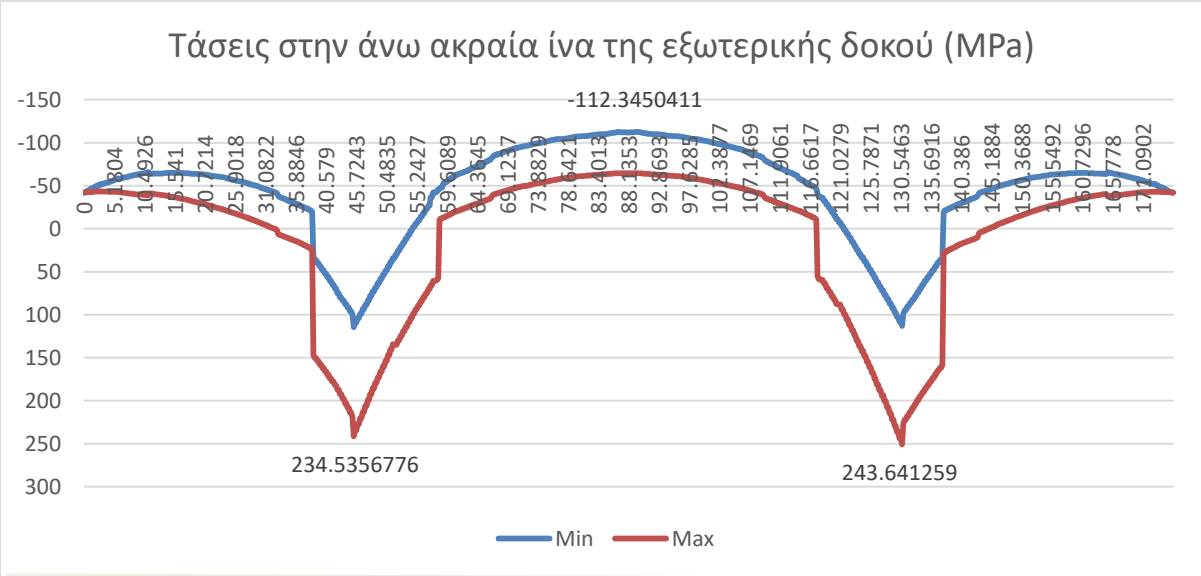
Σχήμα 6.1.3 Περιβάλλουσα ροπών κάμψης εσωτερικής κύριας δοκού για t=∞



Σχήμα 6.1.4 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων εσωτερικής κύριας δοκού για t=∞

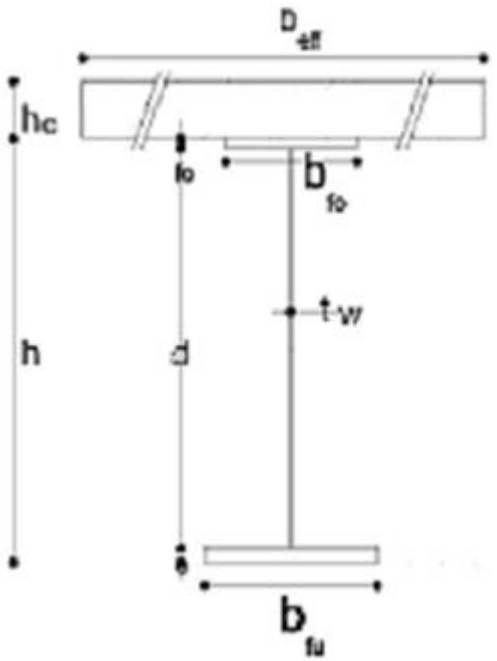


Σχήμα 6.1.5 Περιβάλλουσα τάσεων κάτω ακραίας ίνας εξωτερικής δοκού



Σχήμα 6.1.6 Περιβάλλουσα τάσεων άνω ακραίας ίνας εξωτερικής δοκού

Για τον υπολογισμό των τελικών ροπών και δυνάμεων, προστέθηκαν αλγεβρικά τα αντίστοιχα μεγέθη από τις αναλύσεις για βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας , με τα μεγέθη που προέκυψαν από τον ερπυσμό (ΔΤΜ) και συστολή ξήρανσης (S). Τα τελικά διαγράμματα τάσεων προέκυψαν από άθροιση των διαφόρων φορτίσεων, λαμβάνοντας υπόψη, τα αντίστοιχα αδρανειακά μεγέθη, σε όλο το μήκος του.



Σχήμα 6.1.7 Ορισμός γεωμετρικών και αδρανειακών χαρακτηριστικών της διατομής

6.1.1 Διαστασιολόγηση διατομής ανοίγματος 85 m

Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της επιλεγμένης διατομής, Σχήμα 6.1.5
b_{eff}=725 cm
b_{fo}=100 cm
t_{fo}=5 cm
b_{fu}=110 cm
t_{fu}=8 cm
h_w=327 cm
t_w=2 cm
Η διατομή είναι Κατ. 1, επομένως επιτρέπεται πλαστική ανάλυση.
Η μέγιστη ένταση προκαλείται από τον συνδυασμό: 1.35*G+1.35*Q+0.9*T την χρονική στιγμή t=0, όταν δεν έχει επέλθει ανακατανομή της έντασης από τα ανοίγματα προς τα στηρίγματα λόγω φαινομένου ερπυσμού και συστολής ξήρανσης.

Για την εξωτερική δοκό, τα ταυτόχρονα μεγέθη, που δίνει ο συνδυασμός, είναι:
$M_{Ed} = 100510$ kNm, $N_{Ed} = 7895$ kN (θλίψη)

Για την εσωτερική δοκό, τα ταυτόχρονα μεγέθη, είναι:
$M_{Ed} = 86258$ kNm, $N_{Ed} = 23379$ kN (θλίψη)

Πλαστικά μεγέθη
$M_{pl,Rd} = 133942.7$ kNm

Απομείωση λόγω αξονικής δύναμης

$$M_{N,pl,Rd} = M_{pl,Rd} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{A_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}}\right)$$

όπου A_{eff} ενεργός διατομή για θλίψη.

Για θλίψη τα πέλματα της διατομής και του φορέα γενικότερα είναι μέχρι και Κατ. 3, οπότε δεν απομειώνεται η διατομή τους.
Για τον κορμό ισχύει:

$$\frac{c}{t} = \frac{3270}{20} = 163.5 > 42 * \varepsilon = 42 * 0.81 = 34.02 \rightarrow Κατ. 4$$

Για μη ενισχυμένη πλάκα διαστάσεων:
a=3100 mm, b=3270 mm και t=20 mm
Τάση αναφοράς:

$$\sigma_E = 189800 * \left(\frac{20}{3270}\right)^2 = 7.10 \text{ MPa}$$

Για ψ=1, ο συντελεστής κύρτωσης λαμβάνεται από σχετικό πίνακα $k_\sigma = 4.0$

Κρίσιμη τάση:

$$\sigma_{cv,p} = k_\sigma * \sigma_E = 4.0 * 7.10 = 28.40 \text{ MPa}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα πλάκας:

$$\bar{\lambda}_\rho = \sqrt{\frac{355}{28.40} = 3.53} > 0.673$$

Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0.055 * (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_\rho{}^2} = \frac{3.53 - 0.055 * (3 + 1)}{3.53^2} = 0.265$$

Ενεργό πλάτος στο άκρο της πλάκας:

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.5 * b_{\varepsilon\nu} = 0.5 * \rho * h_w = 0.5 * 0.265 * 3270 = 433.67 \text{ mm}$$

όπου: $b_{\varepsilon\nu}$ ενεργό μήκος κορμού

Αντοχή σε θλίψη ανενεργού τμήματος κορμού:

$$N_{Rd\alpha\nu} = (h_w * t_w - 2 * b_{e1} * t_w) * f_y = 17058.84 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη διατομής

$$N_{pl,Rd} = 117908 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη ενεργής διατομής:

$$N_{pl,Rd,eff} = N_{pl,Rd} - N_{pl\alpha\nu} = 117908 - 17058.84 = 100849.16 \text{ kN}$$

Απομειωμένη ροπή αντοχής της διατομής για την εξωτερική δοκό:

$$M_{N,pl,Rd} = M_{pl,Rd} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{N_{pl,Rd,eff}}{\gamma_{M_1}}}\right) = 133942.7 * \left(1 - \frac{7895}{\frac{100849.16}{1.1}}\right) = 122408 \text{ kNm}$$

Λόγω κατάταξης του κορμού της διατομής σε Κατηγορία 4, απομειώνεται η αντοχή:
$M_{N,pl,Rd} = 0.9 * 122408 = 110167.6$ kNm

Έλεγχος σε κάμψη, λαμβάνοντας υπόψη και την αξονική δύναμη:
$M_{Ed} = 100510$ kNm $< M_{N,pl,Rd} = 122408$ kNm, *επομένως επαρκεί*
Στη θέση αυτή δεν εξετάζεται η αλληλεπίδραση με τέμνουσα δύναμη, καθώς έχουμε: $n_3 < 0.5$

Απομειωμένη ροπή αντοχής της διατομής για την εσωτερική δοκό:

$$M_{N,pl,Rd} = M_{pl,Rd} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{N_{pl,Rd,eff}}{\gamma_{M_1}}}\right) = 133942.7 * \left(1 - \frac{23379}{\frac{100849.16}{1.1}}\right) = 99786.83 \text{ kNm}$$

Λόγω κατάταξης του κορμού της διατομής σε Κατηγορία 4, απομειώνεται η αντοχή:
$M_{N,pl,Rd} = 0.9 * 99786.83 = 89808.15$ kNm

Έλεγχος σε κάμψη, λαμβάνοντας υπόψη και την αξονική δύναμη:
$M_{Ed} = 86258$ kNm $< M_{N,pl,Rd} = 89808.15$ kNm επομένως *επαρκεί*
Στη θέση αυτή δεν εξετάζεται η αλληλεπίδραση με τέμνουσα δύναμη, καθώς έχουμε: $n_3 < 0.5$

6.1.2 Διαστασιολόγηση διατομής ανοίγματος 45 m

Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της επιλεγμένης διατομής, Σχήμα 6.1.5
b_{eff}=725 cm
b_{fo}=80 cm
t_{fo}=4 cm
b_{fu}=90 cm
t_{fu}=5 cm
h_w=331 cm
t_w=2 cm
Η διατομή είναι Κατ. 1, επομένως επιτρέπεται πλαστική ανάλυση.
Ταυτόχρονα μεγέθη άνοιγμα 45 m

	Εσωτερική δοκός	Εξωτερική δοκός
M_{Ed}	42235 kNm	42074 kNm
N_{Ed}	2373 kN (θλίψη)	2425 kN (εφελκυσμός)

Πλαστικά μεγέθη άνοιγμα 45m

	Εσωτερική δοκός	Εξωτερική δοκός
$M_{pl,Rd}$	89944 kNm	89944 kNm
$N_{pl,Rd}$	101485 kN	50440 kN(εφελκυσμός)
$N_{pl,eff}$	84147 kN	50440 kN(εφελκυσμός)
$M_{N,pl,Rd}$	87154 kN	85177 kN
Έλεγχος:	$M_{Ed} = 42235$ kNm $<$ $M_{N,pl,Rd}$ =87154 kN	$M_{Ed} = 42074$ kNm $<$ $M_{N,pl,Rd}$ =85177 kN
$M_{1,f,Rd}$	55921.7 kNm	55921.7 kNm
$N_{pl,w}$	23503 kN	50440 kN
$M_{N,f,Rd} = M_{1,f\mathrm{Rd}} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{N_p - N_{pl,w}}{\gamma_{M_1}}}\right)$	53800 kNm	52561 kNm
Έλεγχος:	$M_{Ed} = 42235$ kNm $<$ $M_{Nf,Rd}$ =53800 kN	$M_{Ed} = 42074$ kNm $<$ $M_{N,f,Rd} = 52561$ kN

	Δεν εξετάζεται αλληλεπίδραση μεταξύ ορθών και διατμητικών μεγεθών	Δεν εξετάζεται αλληλεπίδραση μεταξύ ορθών και διατμητικών μεγεθών

6.2 Διαστασιολόγηση ενδιάμεσης στήριξης

Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της επιλεγμένης διατομής, Σχήμα 6.1.5
b_{eff}=656 cm
b_{fo}=120 cm
t_{fo}=10 cm
b_{fu}=140 cm
t_{fu}=10 cm
h_w=320 cm
t_w=3 cm

Η διατομή είναι Κατ. 4, λόγω κατάταξης του κορμού.
Η μέγιστη ένταση προκαλείται από τον συνδυασμό : 1.35*G+1.35*Q+0.9*T
Την χρονική στιγμή t=∞, όταν δηλαδή, έχει συμβεί ανακατανομή της έντασης, λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης από τα ανοίγματα προς τα στηρίγματα.
Ταυτόχρονα εντατικά μεγέθη ενδιάμεσης στήριξης:

	Εσωτερική δοκός	Εξωτερική δοκός
M_{Ed}	115594 kNm	138655 kNm
N_{Ed}	23722 kN (θλίψη)	8559.5 kN

Πλαστικά μεγέθη
$M_{pl} = 165424\ \text{kNm}, \quad N_{pl} = 161211\ \text{kN}$
$z_{pl} = 1786\ \text{kNm}$

Για θλίψη τα πέλματα της διατομής είναι Κατ. 1.
Για τον κορμό ισχύει:
$$\frac{c}{t} = \frac{3200}{30} = 106.7 > 42 * \varepsilon = 42 * 0.81 = 34.02 \rightarrow \text{Κατ. 4}$$
Για μη ενισχυμένη πλάκα διαστάσεων:
a=3100 mm, b=3200 mm και t=30 mm
Τάση αναφοράς: $\sigma_E = 189800 * \left(\frac{30}{3200}\right)^2 = 16.68\ \text{MPa}$
Ανηγμένη λυγηρότητα πλάκας:
$$\bar{\lambda}_\rho = \sqrt{\frac{355}{16.68}} = 2.3 > 0.673$$
Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης:
$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0.055 * (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_\rho{}^2} = \frac{2.3 - 0.055 * (3 + 1)}{2.3^2} = 0.392$$
Ενεργό πλάτος στο άκρο της πλάκας:
$b_{e1} = b_{e2} = 0.5 * b_{\varepsilon\nu} = 0.5 * \rho * h_w = 0.5 * 0.392 * 3200 = 627.51\ \text{mm}$
όπου: $b_{\varepsilon\nu}$ ενεργό μήκος κορμού

Αντοχή σε θλίψη ανενεργού τμήματος κορμού:
$N_{Rdar} = (h_w * t_w - 2 * b_{e1} * t_w) * f_y = (320 * 3 - 2 * 62.751 * 3) * 35.5 = 20714\ \text{kN}$

Αντοχή σε θλίψη διατομής:
$N_{pl,Rd} = 161211\ kN$

Αντοχή σε θλίψη ενεργής διατομής:
$N_{pl,Rdeff} = N_{pl,Rd} - N_{plar} = 161211 - 20714 = 140497\ kN$

Απομειωμένη ροπή αντοχής της διατομής για την εξωτερική δοκό:

$$M_{N,pl,Rd} = M_{pl,Rd} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{N_{pl,Rdeff}}{\gamma_{M_1}}}\right) = 165424 * \left(1 - \frac{8559.5}{\frac{140497}{1.1}}\right) = 154338.7\ kNm$$

Απομειωμένη ροπή αντοχής της διατομής για την εσωτερική δοκό:

$$M_{N,pl,Rd} = M_{pl,Rd} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{N_{pl,Rdeff}}{\gamma_{M_1}}}\right) = 165424 * \left(1 - \frac{23722}{\frac{140497}{1.1}}\right) = 134700\ kNm$$

Πλαστική ροπή αντοχής χωρίς την συμβολή του κορμού:

$$M_{2,f,Rd} = M_{f,Rd} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{A_{f1} + A_{f2}}{\gamma_{M_2}}}\right)$$

$\gamma_{M_2} = 1.25$

Πλαστική ροπή αντοχής χωρίς την συμβολή του κορμού για την εξωτερική δοκό:

$$M_{2,f,Rd} = 146754 * \left(1 - \frac{8559.5}{\frac{161211 - 34080}{1.25}}\right) = 134101.8\ kNm$$

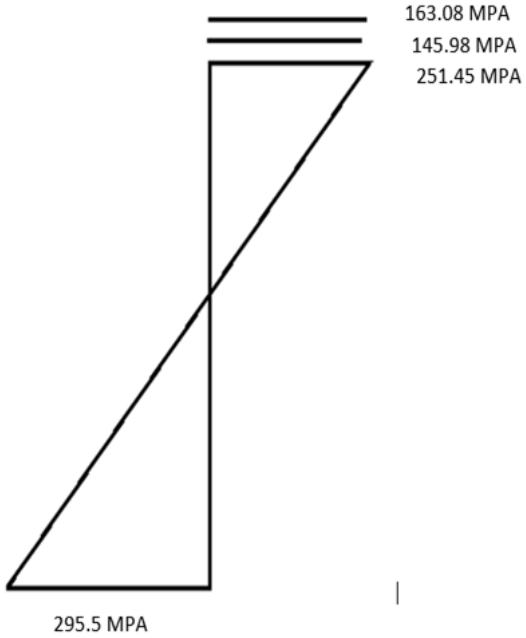
$M_{2f,Rd} = 134101.8\ kNm < M_{Ed} = 138655\ kNm$

Πλαστική ροπή αντοχής χωρίς την συμβολή του κορμού για την εσωτερική δοκό:

$$M_{,2,fRd} = 146425 * \left(1 - \frac{23722}{\frac{161211 - 34080}{1.25}}\right) = 112272\ kNm$$

$M_{2f,Rd} = 112272\ kNm < M_{Ed} = 116476\ kNm$

Η διατομή της ενδιάμεσης στήριξης είναι Κατηγορίας 4



Σχήμα 6.2.1 Κατανομή τάσεων στη διατομή της στήριξης εξωτερικής δοκού

Έλεγχος ορθών τάσεων
Δομικός χάλυβας:

$$\sigma_{\alpha,Ed} = 295.75 \leq f_{yd} = \frac{315}{1.0} = 315 \text{ MPa}$$

(μεγαλύτερη τάση εμφανίζεται για την εξωτερική δοκό)

Χάλυβας οπλισμού μεταξύ των ρωγμών (λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή του σκυροδέματος, επίσης μεγαλύτερη τάση εμφανίζεται για την εξωτερική δοκό):

$$\sigma_{\alpha,Ed} = \sigma_{s0} + \Delta\sigma_{\sigma} = 158.48 + 113.7 = 272.18 \leq f_{yd} = \frac{500}{1.15} = 434.8\text{MPa}$$

Πρόσθετη τάση οπλισμού λόγω σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών υπολογίζεται από:

$$\Delta\sigma_{\sigma} = \frac{0.4 * f_{ctm}}{\alpha_{st} * \rho_s}$$

$$\alpha_{st} = \frac{A_{2,sa} * I_{2,sa}}{A_a * I_a}$$

Όπου:

$\rho_s =$ ποσοστό οπλισμού $(= \frac{A_{s,tot}}{A_c})$

$f_{ctm} =$ μέση εφελκυστική τάση σκυροδέματος

$A_a, I_a =$ εμβαδόν και ροπή αδρανείας χαλύβδινης δοκού

$A_{2,sa}, I_{2,sa} =$ εμβαδόν και ροπή αδρανείας ρηγματωμένης διατομής

$$\alpha_{st} = \frac{A_{2,sa} * I_{2,sa}}{A_a * I_a} = \frac{3764.7 * 85971693}{3560 * 78692768} = 1.155$$

$$\rho_s = \frac{A_{stot}}{A_c} = \frac{204.7}{16400} = 0.0125$$

$$\Delta\sigma_{\sigma} = \frac{0.4 * 4.1}{0.155 * 0.0125} = 113.72$$

Για τον έλεγχο ακριβώς στην διατομή της στήριξης, δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη απομείωση έναντι διατμητικής κύρτωσης, επομένως :

$$\tau_{\alpha,Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} * 1.1}$$

$$\tau_{\alpha,Ed} = \frac{V_{Ed} * 10}{320 * 3} = \frac{10226 * 10}{320 * 3} = 106.52 \text{ MPa} \leq \frac{355}{\sqrt{3} * 1.1} = 186.33\text{MPa}$$

Για να ελεγχθεί η κύρτωση του φατνώματος, λαμβάνεται η ροπή σε απόσταση:

$$\frac{h_w}{2} = 1600 \text{ mm}$$

$$\bar{n}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{N,pl,Rd}} = \frac{123771}{154338.7} = 0.80$$

$$\bar{n}_1 = 0.80 < \frac{M_{fRd}}{M_{N,pl,Rd}} = \frac{131101.8}{154338.7} = 0.84$$

Οπότε δεν απαιτείται έλεγχος αλληλεπίδρασης μεταξύ ορθών και διατμητικών μεγεθών.

Έλεγχος έναντι θλίψης και κάμψης:

$$n_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y * A_{eff}/1.0} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} * e_N}{W_{eff} * f_y/1.0} \leq 1.0$$

($N_{Ed} * e_N$ αμελείται, υπέρ της ασφάλειας, γιατί αφαιρείται απο την δρώσα ροπή)

Εξωτερική δοκός:

$$n_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y * A_{eff}/1.0} + \frac{M_{Ed}}{W_{eff} * f_y/1.0} = \frac{8559.5}{140497} + \frac{123771}{143060.7} = 0.925 \leq 1.0$$

Εσωτερική δοκός:

$$n_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y * A_{eff}/1.0} + \frac{M_{Ed}}{W_{eff} * f_y/1.0} = \frac{23722}{140497} + \frac{102389}{143060.7} = 0.88 \leq 1.0$$

Επομένως το φάτνωμα της ενδιάμεσης στήριξης επαρκεί

Η μεταλυγισμική αντοχή οφείλεται στις δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την εγκάρσια διεύθυνση και εξασθενεί όταν ο λόγος πλευρών α < 1. Τότε η πλάκα συμπεριφέρεται ως υποστύλωμα και χάνει τις διαμήκεις στηρίξεις της.

Επειδή α = 3100 / 3200 = 0.969 < 1 , πρέπει να εξεταστεί συμπεριφορά υποστυλώματος.

Για μη ενισχυμένες πλάκες υπό ομοιόμορφη θλίψη, η κρίσιμη τάση υποστυλώματος δίνεται:

$$\sigma_{cv,c,\psi=1} = \frac{\pi^2 * E * t^2}{12 * (1 - r^2) * a^2} = \frac{\pi^2 * 210000 * 30^2}{12 * (1 - 0.3^2) * 3100^2} = 17.77\text{MPa}$$

Για ανομοιόμορφη θλίψη και λόγο ακραίων τάσεων ψ = -0.85 , η $\sigma_{cv,c}$

$$\sigma_{cv,c,\psi\neq1} = \sigma_{cv,c,\psi=1} * (1.65 - 0.65 * \psi) = 17.7 - (1.65 - 0.65 * 0.85) = 39.15\text{MPa}$$

Κρίσιμη τάση κύρτωσης έναντι ορθών τάσεων:

$$\sigma_{cv,p} = k_\sigma * \sigma_E = 20.22 * 16.68 = 337.4\text{MPa}$$

Κρίσιμη τάση κύρτωσης έναντι ορθών τάσεων:

$$k_\sigma = 7.81 - 6.29 * \psi + 9.78 * \psi^2 = 20.22$$

Για συμπεριφορά υποστυλώματος ισχύει:

$$\xi = \frac{\sigma_{cv,p}}{\sigma_{cv,c}} - 1, \qquad 0 \leq \xi \leq 1.0$$

Εδώ:

$$\xi = \frac{\sigma_{cv,p}}{\sigma_{cv,c}} - 1 = \frac{337.4}{39.15} - 1 = 7.61 > 1.0 \rightarrow$$

Επομένως δεν υπάρχει συμπεριφορά υποστυλώματος και δεν τροποποιείται ο μειωτικός συντελεστής ρ της πλάκας που έχει υπολογιστεί.

6.3 Φάσεις Κατασκευής - Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Ανοίγματα

Στην φάση κατασκευής το άνω πέλμα των χαλύβδινων δοκών κινδυνεύει έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στις περιοχές θετικών ροπών διότι δεν διατίθεται συνεχής η πλευρική στήριξή του από την πλάκα σκυροδέματος.

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη στην φάση κατασκευής είναι:

G_{st} =το ίδιο βάρος χαλύβδινης κατασκευής,

λαμβάνεται αυτόματα από το λογισμικό

$G_{sh} = 0.2\ kN/m^2$, το ίδιο βάρος των χαλυβδόφυλλων

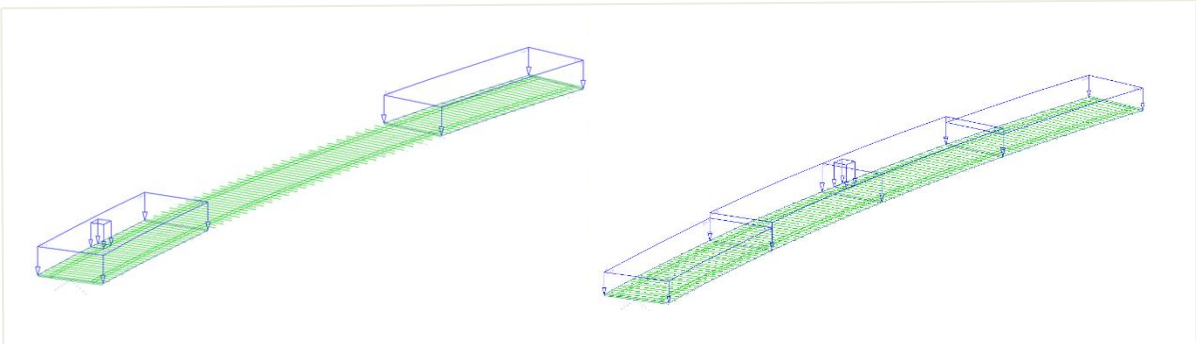
$G_{wet} = 26 * 0.30 = 7.8kN/m^2$, το ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος

$G_{con} = 25 * 0.30 = 7.5kN/m^2$, το ίδιο βάρος ξηρού σκυροδέματος

$Q_c = 0.75kN/m^2$, κατασκευαστικό φορτίο σκυροδέματος, που λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλο το τμήμα του καταστρώματος που σκυροδετείται

$Q_c = 0.75kN/m^2$, ομοιόμορφα κατανεμημένο σε μια επιφάνεια 3mX3m.

Για τον έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, θα συνδυαστούν τα παραπάνω φορτία (ίδια βάρη και κατασκευαστικά), τα οποία προκαλούν ένταση εντός του επιπέδου και όχι εντός και εκτός επιπέδου ταυτόχρονα (άνεμος). Το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος λαμβάνεται ως μεταβλητή δράση με συντελεστή $\gamma = 1.5$, έτσι ώστε να καλυφθούν αβεβαιότητες κατά την φάση σκυροδέτησης.



Σχήμα 6.3.1 Φορτία της φάσης κατασκευής 1 και 2

Ο έλεγχος πραγματοποιείται με βάση τα διαγράμματα ροπών κάμψης και των αξονικών δυνάμεων, σύμφωνα με τα Σχήματα 6.3.1-6.3.4, τα οποία έχουν προκύψει από τις φάσεις σκυροδέτησης ως εξής:

Πρώτη φάση σκυροδέτησης:

Αρχικά σκυροδετούνται τα μικρά ανοίγματα.

Φορτία στον φορέα κατά την φάση αυτή:

- Στα μικρά ανοίγματα.

$1.35 * (G_{st} + G_{sh}) + 1.5 * (G_{wet} + Q_c)$, ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλο το κατάστρωμα του συγκεκριμένου ανοίγματος

$1.5 * Q_c$ ομοιόμορφα κατανεμημένο σε μια επιφάνεια 3mX3m.

- Στο μεγάλο άνοιγμα

$1.35 * G_{st}$, ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλο το κατάστρωμα του συγκεκριμένου ανοίγματος

Έχουν ληφθεί υπόψη τρεις πιθανές τροχιές αυτού του κατασκευαστικού φορτίου.

Στη μια, ασκείται στην άκρη του καταστρώματος προς την εξωτερική πλευρά της καμπύλης χάραξης, στη δεύτερη, κεντρικά, κατά μήκος του άξονα του καταστρώματος και στην τρίτη, στην άλλη άκρη του καταστρώματος.

Δεύτερη φάση σκυροδέτησης:

Αρχικά σκυροδετούνται το μεγάλο ανοιγμα, πριν προλάβει να αναπτυχθεί η σύμμικτη δράση στα μικρά ανοίγματα..

Φορτία στον φορέα κατά την φάση αυτή:

- Στα μικρά ανοίγματα.

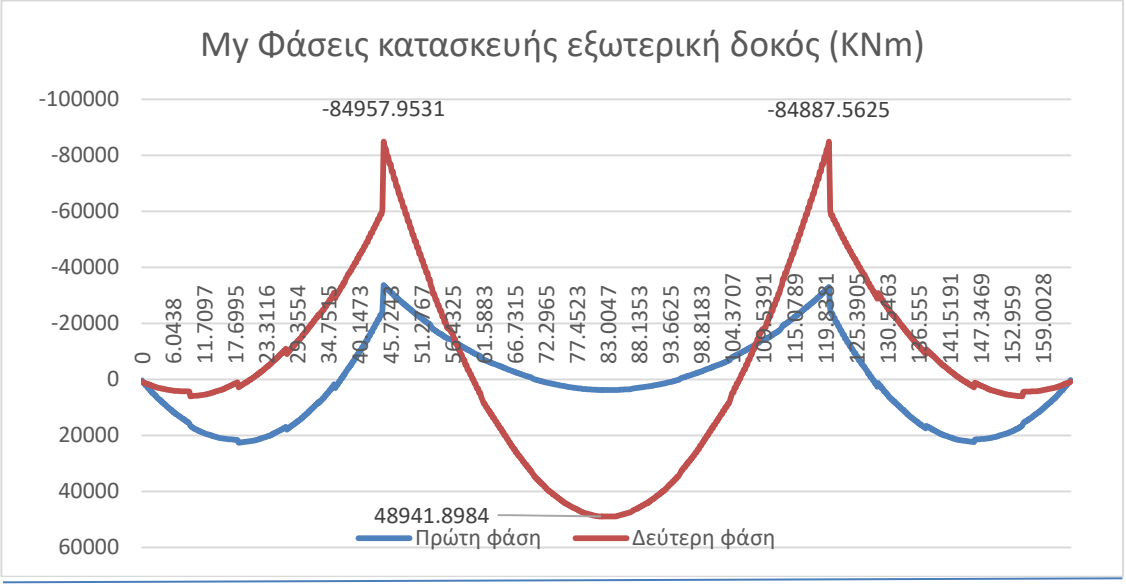
$1.35 * (G_{st} + G_{sh} + G_{con})$

ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλο το κατάστρωμα του συγκεκριμένου ανοίγματος

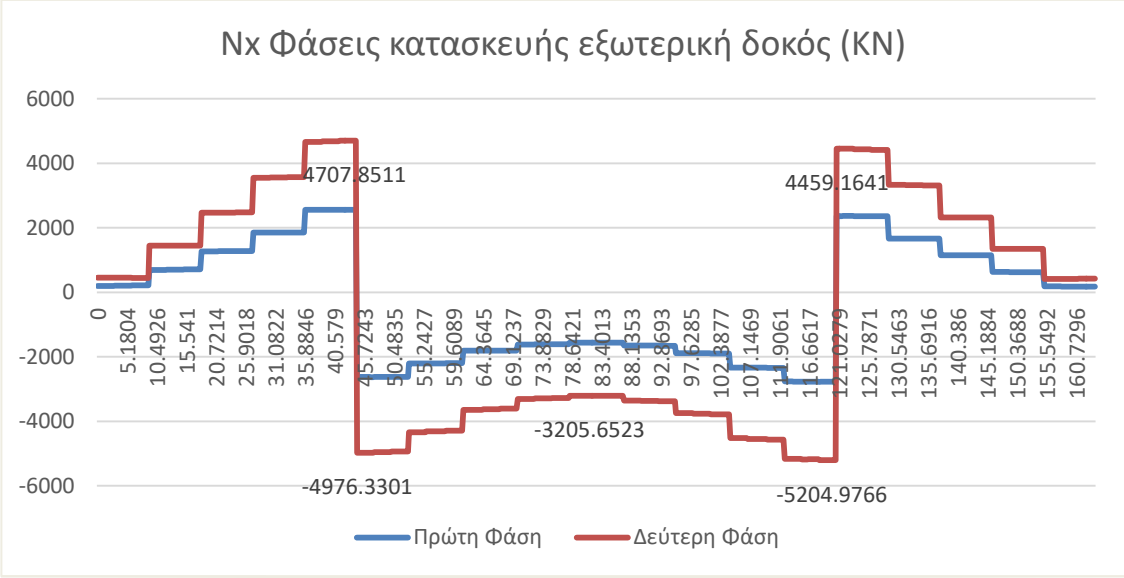
- Στο μεγάλο άνοιγμα

Τα ίδια φορτία με αυτά που ασκήθηκαν στα μικρά ανοίγματα κατά την πρώτη φάση σκυροδέτησης.

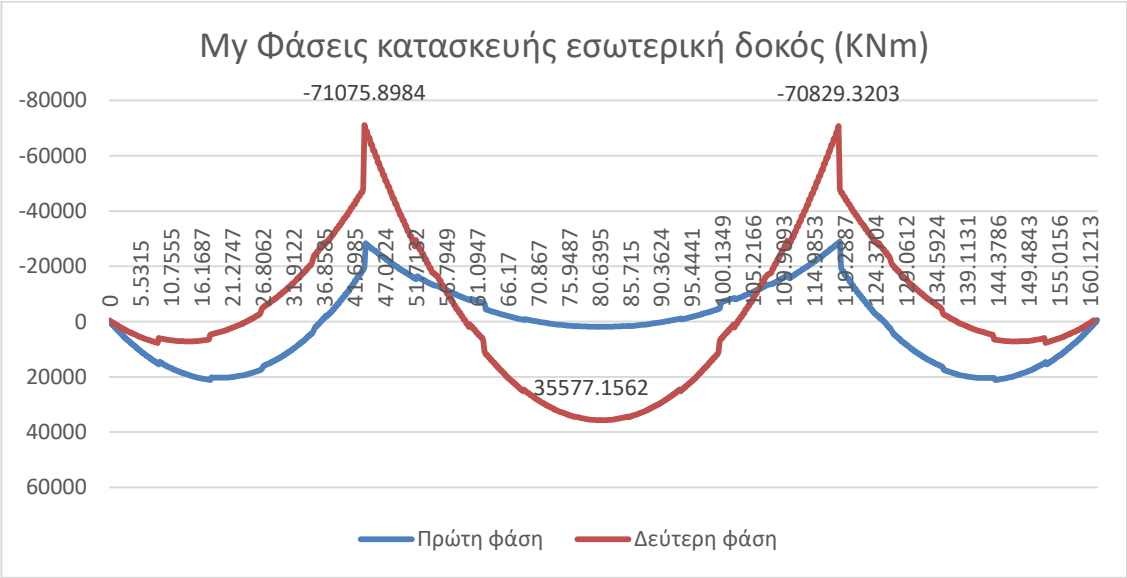
Στη φάση κατασκευής προβλέπονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο επίπεδο των διαδοκίδων σε όλο το μήκος της γέφυρας, οι οποίοι μετά την σκλήρυνση του σκυροδέματος μπορούν να αφαιρεθούν. Με την τοποθέτησή τους παρέχεται πλευρική εξασφάλιση των άνω πελμάτων των χαλύβδινων στοιχείων στις θέσεις των διαδοκίδων.



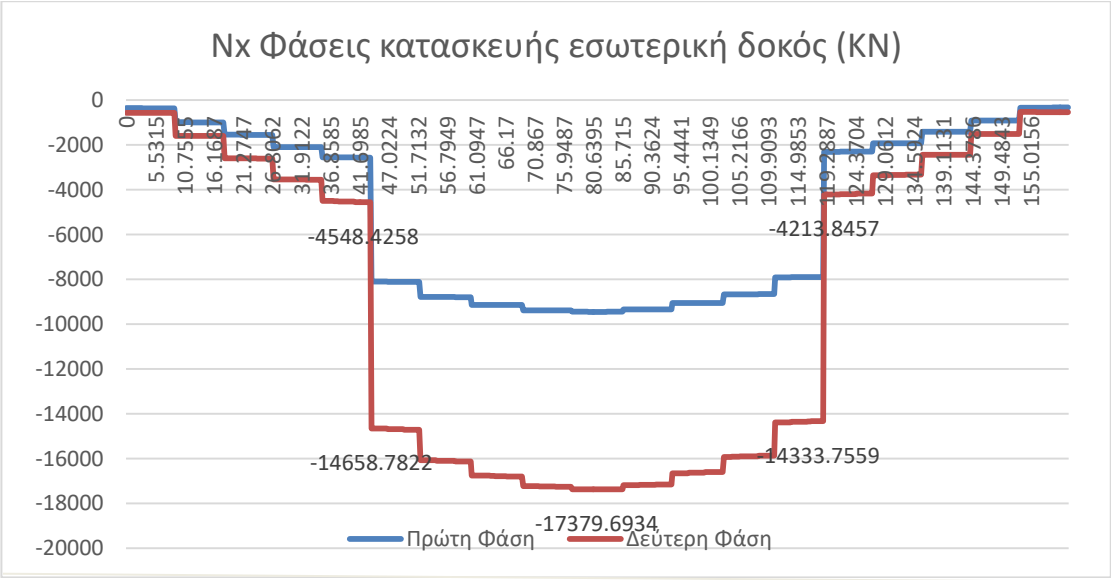
Σχήμα 6.3.2 Διαγράμματα ροπών κάμψης εξωτερικής δοκού



Σχήμα 6.3.3 Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων εξωτερικής δοκού



Σχήμα 6.3.4 Διαγράμματα ροπών κάμψης εσωτερικής δοκού



Σχήμα 6.3.5 Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων εσωτερικής δοκού

- ΟΚΑ στη φάση κατασκευής

Ο έλεγχος γίνεται βάσει της :

$$n_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{A_{eff} * f_y}{\gamma_{M_0}}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} * e_N}{\frac{W_{eff} * f_y}{\gamma_{M_0}}} \leq 1.0$$

$$A_{eff} * f_y = N_{pl,Rdeff} = N_{pl,Rd} - N_{pl\alpha\nu}$$

Χαρακτηριστικά μεγέθη ανοίγματος 85m						
A (cm^2)	z_{el} (cm)	I_y (cm^4)	M_{el} (kNm)	N_{pl} (kN)	$N_{\alpha\nu\epsilon\nu\epsilon\rho\gamma}$(kN) για ψ=1	N_{eff} (kN)
2047	200.1	$4259*10^4$	64788.53	68574.5	17058	51516.5

Έλεγχος εξωτερικής δοκού						
M_{Ed} (kNm)	N_{Ed} (kN)	$\sigma_{\alpha o}$	$\sigma_{\alpha\upsilon}$	ψ	M_{eff} (kNm)	n_1
50876.26	2846.25	-253.03	15308	-0.605	59634.18	0.91≤1
Έλεγχος εσωτερικής δοκού						
M_{Ed} (kNm)	N_{Ed} (kN)	$\sigma_{\alpha o}$	$\sigma_{\alpha\upsilon}$	ψ	M_{eff} (kNm)	n_1
36467.63	17635.7	-257.6	39.2	-0.152	59889.32	0.951≤1

Χαρακτηριστικά μεγέθη ανοίγματος 45m						
A (cm^2)	z_{el} (cm)	I_y (cm^4)	M_{el} (kNm)	N_{pl} (kN)	$N_{\alpha\nu\epsilon\nu\epsilon\rho\gamma}$(kN) για ψ=1	N_{eff} (kN)
1441	184.9	$2763*10^4$	48233.28	48273.5	17337.91	30935.59

Έλεγχος εξωτερικής δοκού						
M_{Ed} (kNm)	N_{Ed} (kN) - εφελκυσμός	$\sigma_{\alpha o}$ θλίψη	$\sigma_{\alpha\upsilon}$ εφελκυσμός	ψ	M_{eff} (kNm)	n_1
22680	1348	-142.4	136,7	-0.96	4267.64	0.575≤1
Έλεγχος εσωτερικής δοκού						
M_{Ed} (kNm)	N_{Ed} (kN) θλίψη	$\sigma_{\alpha o}$ θλίψη	$\sigma_{\alpha\upsilon}$ εφελκυσμός	ψ	M_{eff} (kNm)	n_1
21404.8	1042	-142.3	135.2	-0.95	42611.61	0.535≤1

Χαρακτηριστικά μεγέθη ενδιάμεσης στήριξης						
A (cm^2)	z_{el} (cm)	I_y (cm^4)	M_{el} (kNm)	N_{pl} (kN)	$N_{\alpha\nu\epsilon\nu\epsilon\rho\gamma}$(kN) για ψ=1	N_{eff} (kN)
3590.2	179.14	$7941*10^4$	126932.3	112140	20714	91426

Έλεγχος εξωτερικής δοκού						
M_{Ed} (kNm)	N_{Ed} (kN) - θλίψη	$\sigma_{\alpha o}$ θλίψη	$\sigma_{\alpha\upsilon}$ εφελκυσμός	ψ	M_{eff} (kNm)	n_1
84869.7	4594.14	178.17	-184.51	-0.97	123856	0.575≤1
Έλεγχος εσωτερικής δοκού						
M_{Ed} (kNm)	N_{Ed} (kN) θλίψη	$\sigma_{\alpha o}$ θλίψη	$\sigma_{\alpha\upsilon}$ εφελκυσμός	ψ	M_{eff} (kNm)	n_1
70465.6	14985.2	117.23	-184.5	-0.635	42611.61	0.535≤1

Οι διατομές επαρκούν

- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

1η φάση:
Έλεγχος άνω πέλματος μικρού ανοίγματος

Κατάταξη χαλύβδινης διατομής:
Κάτω πέλμα: εφελκύεται → Κατ. 1
Άνω πέλμα:

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{(b_{fo} - t_w)}{2}}{t_{fo}} = \frac{(800 - 20)/2}{40} = 9.75 \begin{cases} > 10 * \varepsilon = 10 * 0.837 = 8.77 \\ < 14 * \varepsilon = 14 * 0.837 = 11.4 \end{cases} \rightarrow$$

Κατ. 3
Κορμός:

$$\psi = -\frac{h - z_{el}}{z_{el}} = -0.839 > -1$$

$$\frac{c}{t} = \frac{3310}{20} = 165.5 > \frac{42 * \varepsilon}{0.67 + 0.33 * \psi} = \frac{42 * 0.839}{0.67 + 0.33 * (-0.839)} = 86.6 \rightarrow$$

Κατ. 4
Επομένως η διατομή είναι Κατ. 4

Θλιβόμενο ύψος κορμού:
$b_c = z_{el} - t_{fo} = 1808.6$

Εφελκυόμενο ύψος κορμού:
$b_t = h_\omega - b_c = 1501.4$

Λόγος ακραίων τάσεων κορμού:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -\frac{b_t}{b_c} = -\frac{1501.4}{1808.6} = -0.832 > -1$$

Τάση αναφοράς:

$$\sigma_e = 189800 * \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 6.93 \text{ MPa}$$

Συντελεστής κύρτωσης εσωτερικών φατνωμάτων για 0> ψ >1 (από σχετικούς πίνακες):
$k_\sigma = 7.81 - 6.29 * (-0.832) + 9.78 * 0.832^2 = 19.77$

Κρίσιμη τάση κύρτωσης έναντι ορθών τάσεων:
$\sigma_{cr,p} = k_\sigma * \sigma_e = 134.10\text{Mpa}$

Λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_\rho = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}} = 1.61 > 0.673$$

Μειωτικός συντελεστής:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0.055 * (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_\rho{}^2} = 0.575 \leq 1 \text{ για } 0 \leq (\psi + 3)$$

Ενεργά πλάτη για εσωτερικά στοιχεία:
$b_{eff} = \rho * b_c = 0.575 * 1808.6 = 1040.17$ mm
$b_{e1} = 0.4 * b_{eff} = 416.07$mm (προς το θλιβόμενο πέλμα)

$b_{e2} = 0.6 * b_{eff} = 624.10\ \text{mm}$ (προς το εφελκυόμενο πέλμα)

Τα αδρανειακά στοιχεία της πλήρους διατομής:
$A_a = 1432\ \text{cm}^2$
$z_a = 184.86\ \text{cm}$
$I_a = 27986291\ \text{cm}^4$

Αδρανειακά μεγέθη απομειωμένης διατομής
Ανενεργό πλάτος κορμού:
$A_{eff} = A_a - h_{av} * t_\omega = 1278\ \text{cm}^2$

$$z_{eff} = \frac{A_a * z_a - h_{av} * t_\omega * \left(t_{fo} + b_{e1} + \frac{h_{av}}{2}\right)}{A_{eff}} = 196\ \text{cm}$$

$$I_{eff} = I_a + A_a * (z_{eff} - z_a)^2 - t_\omega * \frac{{h_{av}}^3}{12} - t_\omega * h_{av} * \left(z_{eff} - t_{fo} - b_{e1} - \frac{h_{av}}{2}\right)^2 = 25560366\ \text{cm}^4$$

Εξετάζουμε τον εκτός επιπέδου καμπτικό λυγισμό μέλους υπό αξονική θλίψη με μήκος λυγισμού την απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων. Η διατομή του μέλους αποτελείται από το θλιβόμενο πέλμα και το 33.3% του θλιβόμενου τμήματος του κορμού.

$$A_T = b_{fo} * t_{fo} + h_T * t_\omega = 80 * 4 + 34.67 * 2 = 389\ \text{cm}^2$$

$$z_T = \frac{(b_{fo} * t_{fo}) * \frac{t_{fo}}{2} + h_T * t_\omega * \left(t_{fo} + \frac{h_T}{2}\right)}{A_T} = 5.44\ \text{cm}$$

$$I_{T,z} = \frac{{b_{fo}}^3 * t_{fo}}{12} = 170666\ \text{cm}^4$$

Κρίσιμο φορτίο Euler

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_{eff,z}}{L^2} = 360081.8\ \text{kN}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{f_y * A_T}{N_{cr}}} = 0.188 < 0.2$$

Δεν απαιτείται κάποια απομείωση λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

2η φάση:
Έλεγχος άνω πέλματος μεγάλου ανοίγματος

Κατάταξη χαλύβδινης διατομής
Κάτω πέλμα: εφελκύεται → Κατ. 1
Άνω πέλμα:

$$\frac{c}{t} = \frac{(1000 - 20)/2}{50} = 9.8 \begin{cases} > 10 * \varepsilon = 10 * 0.837 = 8.77 \\ < 14 * \varepsilon = 14 * 0.837 = 11.4 \end{cases} \rightarrow$$

Κατ. 3
Επομένως η διατομή είναι Κατ. 4
Κορμός:
$\psi = -0.698$

$$\frac{c}{t} = \frac{3270}{20} = 163.5 > \frac{42 * \varepsilon}{0.67 + 0.33 * (-0.698)} = 32.78 \rightarrow \text{Κατηγορία 4}$$

$k_\sigma = 16.52$
$\sigma_e = 7.10\ \text{MPa}$

$b_c = 1951.6$ mm
$b_t = 1318.4$ mm
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -0.67 > -1$

Κρίσιμη τάση κύρτωσης έναντι ορθών τάσεων:
$\sigma_{cr} = 117.3$ MPa

Λυγηρότητα:
$\bar{\lambda}_\rho = 1.73$

Μειωτικός συντελεστής:
$$\rho = \frac{1.73 - 0.055 * (3 - 0.67)}{1.73^2} = 0.533 \leq 1$$

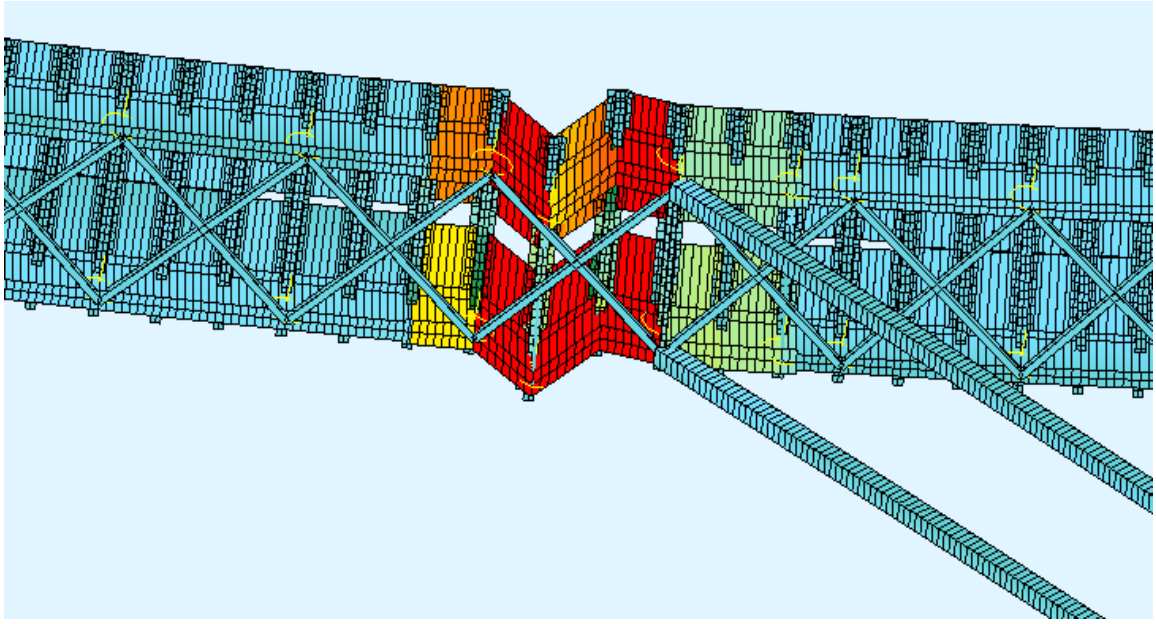
Ενεργά πλάτη για εσωτερικά στοιχεία:
$b_{eff} = 1039.43$ mm
$b_{e1} = 415.77$mm (προς το θλιβόμενο πέλμα)
$b_{e2} = 623.7$ mm (προς το εφελκυόμενο πέλμα)

Τα αδρανειακά στοιχεία της πλήρους διατομής::
$A_a = 2034$ cm^2
$z_a = 200.16$ cm
$I_a = 42261849$ cm^4

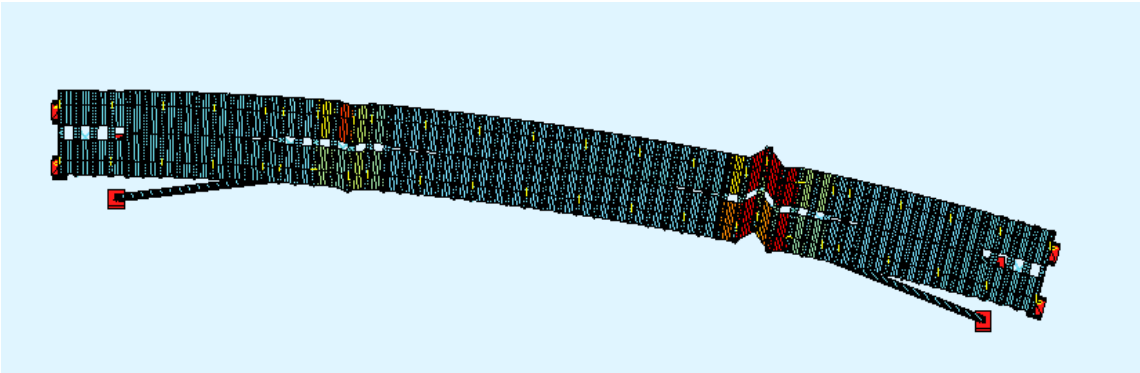
Αδρανειακά μεγέθη απομειωμένης διατομής
$A_{eff} = 1851.6$ cm^2
$z_{eff} = 210.8$ cm
$I_{eff} = 39798789$ cm^4
$A_T = 569.3$ cm^2
$z_T = 4.91$cm
$I_T = 416666.7$cm^4
$N_{cr} = 898637$ kN
$\bar{\lambda}_{LT} = 0.146 < 0.2$ *δεν χρειάζεται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού*

- **Έλεγχος ενδιάμεσης στήριξης**

Κίνδυνο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού αντιμετωπίζει το κάτω πέλμα της κύριας δοκού στις περιοχές ένωσης του φορέα με τις αντιρρήδες. Καταπονείται από θλιπτικές τάσεις τόσο σε φάση κατασκευής όσο και σε φάση λειτουργίας. Για την πλευρική εξασφάλιση του κάτω πέλματος στην περιοχή στήριξης, πέραν της ύπαρξης ημιπλαισίων, τοποθετούνται κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στις θέσεις των στηρίξεων του φορέα στις αντιρρήδες καθώς και σε απόσταση 2*3.10 m=6.20 m εκατέρωθεν της στήριξης. Επιπλέον ακλόνητες πλευρικές στηρίξεις προσφέρουν οι πλήρεις οριζόντιοι σύνδεσμοι στο κάτω πέλμα της δοκού, βλ. Σχήμα 6.3.6 και 6.3.7.



Σχήμα 6.3.6 Αστοχία στρεπτοκαμπτικού λυγισμού



Σχήμα 6.3.7 Κάτοψη αστοχίας στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ο έλεγχος πραγματοποιείται στη φάση λειτουργίας, όπου τα εντατικά μεγέθη είναι δυσμενέστερα. Απομονώνεται από την διατομή το θλιβόμενο πέλμα και το 1/3 του θλιβόμενου τμήματος του κορμού και θεωρείται μέλος υπό αξονική θλίψη. Με μήκος λυγισμού ίσο με 6.20 m.

Από τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών, προκύπτουν οι απόλυτες τιμές των M_1, V_1 και M_2, V_2, για τις θέσεις στήριξης και για απόσταση 2*3.10 m, από αυτές:

$M_1 = 138655\ \text{kNm}, \quad M_2 = 85534.9\ \text{kNm}, \quad M_1 > M_2$

$V_1 = 10226.7\ \text{kN}, \quad V_2 = 9267\ \text{kN}, \quad V_1 > V_2$

$$\mu = \frac{V_2}{V_1} = \frac{9267}{10226.7} = 0.906$$

$$\Phi = \frac{2 * (1 - M_2/M_1)}{1 + \mu} = \frac{2 * (1 - 85534.9/138655)}{1 + 0.906} = 0.4$$

Αγνοώντας τις ενδιάμεσες εγκάρσιες ενισχύσεις του κορμού:

$m = \min(m_1;\ \ m_2)$

$m_1 = 1 + 0.44 * (1 + \mu) * \Phi^{1.5} = 1 + 0.44 * (1 + 0.906) * 0.4^{1.5} = 1.212$

Σύμφωνα με την κατανομή των τάσεων, βλ. Σχήμα 6.2.1 , το θλιβόμενο τμήμα της χαλύβδινης διατομής είναι:

$$h_c = \frac{\sigma_{\alpha u} * h}{\sigma_{\alpha o} + \sigma_{\alpha u}} = \frac{295.75 * 340}{295.75 + 251.45} = 183.76\ \text{cm}$$

Θλιβόμενο τμήμα του κορμού:

$h_c - t_{fu} = 183.76 - 10 = 173.7\ 6\text{cm}$

Πλαστική αντοχή ενεργού διατομής σε θλίψη

$$N_{pl,Rk} = A_{fu} * f_{yf} = 140 * 10 * 31.5 + \frac{173.76}{3} * 3 * 35.5 = 50268.5 \text{ kN}$$

Ροπή οριζόντιας ισοδύναμης ράβδου

$$I_{eff,z} = \frac{t_{fu} * {b_{fu}}^3}{12} = \frac{10 * 140^3}{12} = 2286667 \text{cm}^2$$

Κρίσιμο φορτίο Euler του υποστυλώματος για εκτός επιπέδου λυγισμό:

$$N_{cr} = m * (\pi^2 * E * I_{eff,z})/l^2 = m * \frac{\pi^2 * 21000 * 2286667}{620^2} = 1.212 * 1232930.5 \text{ kN}$$
$$= 1494311.8 \text{ kN}$$

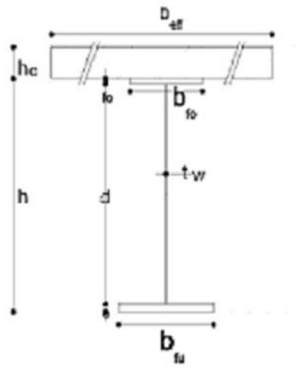
Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cv}}} = \sqrt{\frac{50268.5}{1494311.8}} = 0.184 < 0.2$$

Οπότε δεν χρειάζεται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

6.4 Διαστασιολόγηση διαδοκίδας

Επιλέχθηκαν συγκολλητές διαδοκίδες με τα εξής χαρακτηριστικά:
h = 900 mm
t_w = 20 mm
$b_{fo} = 500$ mm
$t_{fo} =$ 30 mm
$b_{fu} = 500$ mm
$t_{fu} =$ 30 mm



Σχήμα 6.4.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής διαδοκίδας

Η διαδοκίδα ελέγχεται για ροπή κάμψης, αξονική δύναμη και τέμνουσα.

Έλεγχος σε κάμψη

Κατάταξη διατομής για θετικές ροπές
Θέση πλαστικού ουδέτερου άξονα:
$x_{1,pl} = 27.93 \text{ cm} < h_c + t_{fo} = 25 + 3 = 28 \text{ cm}$
Επομένως ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται στο άνω πέλμα.
Επειδή κάτω πέλμα και κορμός εφελκύονται → Κατηγορία 1
Άνω πέλμα βρίσκεται σε σύνδεση με πλάκα σκυροδέματος → Κατηγορία 1

$$\frac{c}{t} = \frac{(500-20)/2}{30} = 8 \begin{cases} > 9 * \varepsilon = 9 * 0.81 = 7.29 \\ < 10 * \varepsilon = 8.1 \end{cases} \rightarrow \text{ Κατηγορία 2}$$

Η διατομή είναι Κατηγορίας 2, επομένως επιτρέπεται πλαστική ανάλυση

Πλαστική ροπή αντοχής:

$M_{1,pl,Rd} = 8098 \text{ kNm}$

Απομείωση ροπής αντοχής λόγω αυξημένου ύψους θλιβόμενης ζώνης:

$$\frac{x_{1,pl}}{h_{tot}} = \frac{279.3}{900+250} = 0.243 > 0.15$$

Επομένως στη διατομή εφαρμόζεται ο μειωτικός συντελεστής β για θετικές ροπές:

$M_{1,pl,Rd} = \beta * M_{1,pl} = 0.9442 * M_{1,pl} = 7646 \text{ kNm}$

Απομείωση ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης αξονικής δύναμης N_{Ed}:

$$1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{A_g * f_y}{\gamma_{M1}}}$$

$A_g = A_{f1} + A_{f2}$

$A_{f1} =$ εμβαδόν άνω χαλύβδινου πέλματος και πλάκας σκυροδέματος (απλοποιητικά)

$A_{f2} =$ εμβαδόν κάτω χαλύβδινου πέλματος της διατομής

Απλοποιητικά δεν λαμβάνουμε υπόψη τον κορμό της χαλύβδινης δοκού, είμαστε από την πλευρά ασφάλειας.

Θλιπτική δύναμη πλάκας σκυροδέματος:

$$D = 0.85 * f_{cd} * A_c * \frac{5.0}{1.5} * 3125 = 8854 \text{ kN}$$

$A_c = b_{eff} * h_c = 125 * 25 = 3125 \text{ cm}^2$

Θλιπτική δύναμη χαλύβδινων πελμάτων:

$z = A_f * f_y = 300 * 35.5 = 10650 \text{ kN}$

$A_f = b_{fo} * fo + b_{fu} * t_{fu} = 50 * 3 + 50 * 3 = 300 \text{ cm}^2$

$$1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{A * f_y}{\gamma_{M1}}} = \left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{D+z}{\gamma_{M1}}}\right) = \left(1 - \frac{600}{\frac{8854+10650}{1.1}}\right) = 0.966$$

$M_{Ed} = 0.966 * 7646 = 7387 \text{ kNm}$

Έλεγχος διατομής σε κάμψη

$M_{Ed} = 1608 \text{ kNm} < M_{1,pl,Rd} = 7387 \text{ kNm}$

Η διατομή επαρκεί

Κατάταξη διατομής για αρνητικές ροπές

Θέση πλαστικού ουδέτερου άξονα:

$x_{1,pl} = 63.64 \text{ cm} > h_c + t_{fo} = 25 + 3 = 28 \text{ cm}$

Επομένως ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του κορμού

άνω πέλμα εφελκύεται → Κατηγορία 1

κάτω πέλμα θλίβεται:

$$\frac{c}{t} = \frac{(500-20)/2}{30} = 8 \begin{cases} > 9 * \varepsilon = 9 * 0.81 = 7.29 \\ < 10 * \varepsilon = 8.1 \end{cases} \rightarrow \text{ Κατηγορία 2}$$

Κορμός τμήμα σε κάμψη:

$$\frac{c}{t} = \frac{840}{20} = 42 < 72 * \varepsilon = 72 * 0.81 = 58.32 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

Οπότε διατομή Κατηγορία 2, επομένως επιτρέπεται πλαστική ανάλυση.

Πλαστική ροπή αντοχής:
$M_{1,pl,Rd} = 5878.18\ kNm$

Η πλαστική ροπή αντοχής μειώνεται με τον συντελεστής που συνυπολογίζει την αξονική δύναμη:

$$1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{A * f_y}{\gamma_{M1}}} = \left(1 - \frac{639.4}{\frac{16116 - 5964}{1.1}}\right) = 0.93$$

$M_{1,pl,Rd} = 0.93 * M_{1,pl,Rd} = 0.93 * 5878.18 = 5470.93\ kNm$

Έλεγχος διατομής σε κάμψη
$M_{Ed} = 3068\ \ kNm < \ M_{1,pl,Rd} = 5470.93\ kNm$
Η διατομή επαρκεί

Έλεγχος έναντι τέμνουσας
Τοιχώματα χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις και χάλυβες S460:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{840}{20} = 42 \leq 60 * \varepsilon = 60 * 0.81 = 48.6$$

Επομένως επιτρέπεται ο έλεγχος με την πλαστική αντοχή:

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M1}} * A_v = \frac{35.5}{\sqrt{3} * 1.1} * 201.6 = 3756kN$$

Όπου:

$$A_v = n \sum (h_w * t_w) = 1.2 * (84 * 2) = 201.6\ cm^2$$

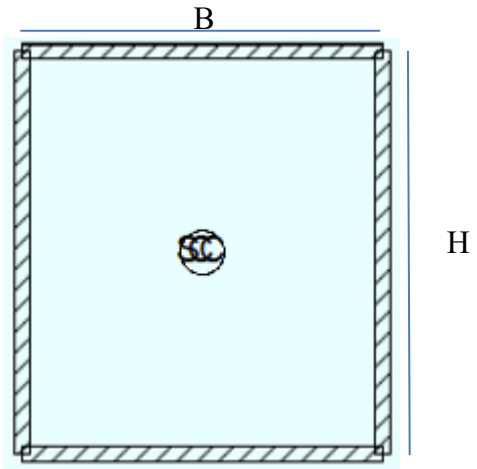
n =1.2 για χάλυβες μέχρι και S460

Έλεγχος έναντι τέμνουσας
$V_{pl,Rd} = 4427kN > 1134\ \ kN$

$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$ *επομένως δεν εξετάζεται η αλληλεπίδραση με μεγέθη ορθής έντασης.*

6.5 Διαστασιολόγηση αντιρρήδας

Επιλέχθηκε συγκολλητή κιβωτειοειδής διατομή, διαστάσεων 1000X1100 με πάχος τοιχωμάτων 40 mm για τα πέλματα και τους κορμούς.



Σχήμα 6.5.1 Διατομή αντιρρήδας

Ο έλεγχος θα πραγματοποιηθεί για κάμψη και θλίψη σύμφωνα με τις σχέσεις του EN 1992-1-1§ 6.3.3

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_y * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} * M_{yRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{M_{zEd} + \Delta M_{zEd}}{\frac{M_{zRk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_z * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} * M_{yRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{M_{zEd} + \Delta M_{zRd}}{\frac{M_{zRk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

Η διατομή είναι Κατ. 1 για κάμψη και Κατ. 3 για θλίψη, οπότε:

$N_{Rk} = f_y * A = 52152.4$

$M_{y,Rk} = f_y * W_y = f_y * W_{pl,y} = 20388.2$ και

$M_{y,Rk} = f_y * W_z = f_y * W_{pl,z} = 19084.6$

$\gamma_{M1} = 1.1$

Ο υπολογισμός των συντελεστών k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} k_{zz} γίνεται σύμφωνα με την μέθοδο 2 (EN 1993-1-1 § 8) Πίνακες Παραρτημάτων Β (EN 1993-1-1 Πίν. 6.7) για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις και διατομές RHS.

$$k_{yy} = c_{my} * \left(1 + \left(\bar{\lambda}_y - 0.2\right) * \frac{N_{Ed}}{x_y * N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \leq c_{my} * \left(1 + 0.8 * \frac{N_{Ed}}{x_y * N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$$

$$k_{zz} = c_{mz} * \left(1 + \left(\bar{\lambda}_z - 0.2\right) * \frac{N_{Ed}}{x_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \leq c_{mz} * \left(1 + 0.8 * \frac{N_{Ed}}{x_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$$

$k_{yz} = 0.6 * k_{zz}$

$k_{zy} = 0.6 * k_{yy}$

Όπου:

λ_i: ανηγμένη λυγηρότητα, $i = x, y$

λ_y, λ_z: *ανηγμένες λυγηρότητες κατά τον* $y -$ *και* $z -$ *άξονα αντίστοιχα*

$$\lambda_i = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cv,i}}}$$

$N_{cv,i}$: το κρίσιμο φορτίο λυγισμού κατά (EN $1993 - 1 - 1$ § 8), που προκύπτει από: τον επαυξητικό συντελεστή που μας δίνει το πρόγραμμα για τα ίδια βάρη του φορέα επί την αξονική δύναμη που προκαλούν αυτά στο μέλλον, δηλ.

$N_{cv,i} = \alpha_{crit,i} * N_{Ed,\iota.\beta.}$

Συντελεστής ατελειών α=0.21 (θερμής έλασης)

$\Phi_i = 0.5 * \left[1 + \alpha * \left(\bar{\lambda}_i - 0.2\right) + +\bar{\lambda}^2\right]$

$\alpha = 0.49$, ο συντελεστής ατελειών από καμπύλη λυγισμού c

για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές με $\frac{b}{t_f} < 30$ *και* $h/t_w < 30$

$x_i = \frac{1}{\Phi_i + \sqrt{{\Phi_i}^2 - {\bar{\lambda}_i}^2}}$, ο μειωτικός συντελεστής αντοχής του μέλους έναντι λυγισμού

$x_i = 1$ διότι κοίλες ορθογωνικές διατομές δεν κινδυνεύουν έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας τους.

Οι συντελεστές προκύπτουν από τα δυσμενέστερα φορτία για ταυτόχρονα μεγέθη. Παίρνουμε $c_{my} = 0.4$ *και* $c_{mz} = 0.4$

Τα μεγέθη που προκύπτουν για τους άξονες:

Άξονας	N_{Ed}	$\alpha_{crit,i}$	$N_{cv,i}$	λ_i	Φ_i	x_i
y-y	3887	25.89	100634	0.755	0.921	0.69
z-z	3887	22.07	85786	0.818	0.986	0.65

Επομένως:

$$k_{yy} = c_{my} * \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) * \frac{N_{Ed}}{x_y * \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}\right) = 0.567$$

$$k_{zz} = c_{mz} * \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0.2) * \frac{N_{Ed}}{x_z * \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}\right) = 0.597$$

$$k_{yz} = 0.6 * k_{zz} = 0.358$$

$$k_{zy} = 0.6 * k_{yy} = 0.34$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_y * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} * M_{yRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{M_{zEd} + \Delta M_{zEd}}{\frac{M_{zRk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= \frac{25500}{\frac{0.69 * 52152.4}{1.1}} + 0.567 * \frac{5438}{\frac{1 * 20388.2}{1.1}} + 0.358 * \frac{36}{\frac{1 * 19084.6}{1.1}} = 0.931$$

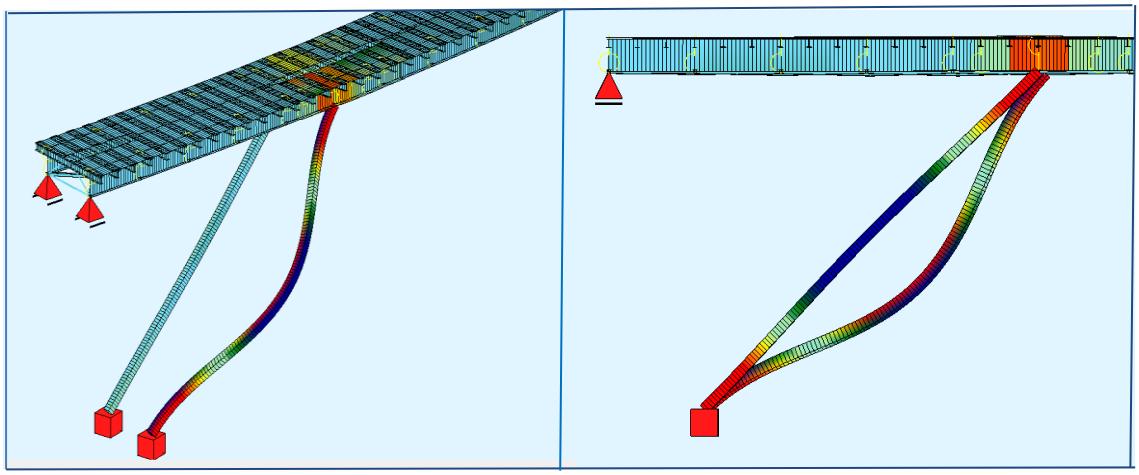
$$\leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_z * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} * M_{yRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{M_{zEd} + \Delta M_{zRd}}{\frac{M_{zRk}}{\gamma_{M1}}}$$

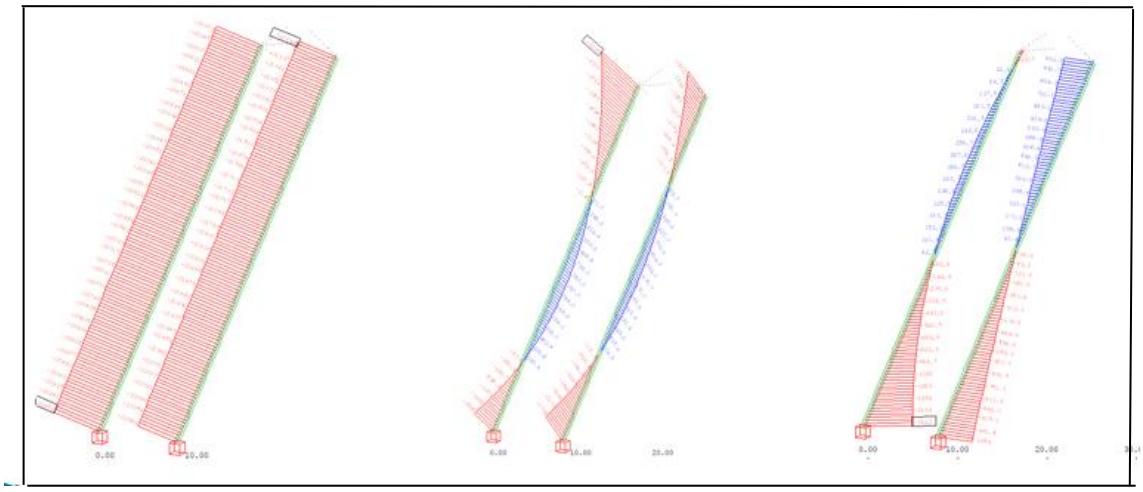
$$= \frac{25500}{\frac{0.65 * 52152.4}{1.1}} + 0.34 * \frac{5438}{\frac{1 * 20388.2}{1.1}} + 0.597 * \frac{36}{\frac{1 * 19084.6}{1.1}} = 0.928$$

$$\leq 1.0$$

Η διατομή επαρκεί



Σχήμα 6.5.2 1η ιδιομορφή λυγισμού εκτός (α_{cric}=22.07) και εντός επιπέδου, (α_{cric}=25.9)



Σχήμα 6.5.3 Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων ροπών κάμψης ως προς y- και z-άξονα

Έλεγχος έναντι τέμνουσας V_z

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{102}{4} = 25.5 \ \leq 72 * \frac{\epsilon}{n} = 72 * \frac{0.81}{1.2} = 48.6$$

$n = 1.2$ δεν απαιτείται έλεγχος έναντι διατμητικής κύρτωσης

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{f_{y*}A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{M_0}} = \frac{35.5 * 979.2}{\sqrt{3} * 1.0} = 20070 \text{ kN}$$

$$A_v = n \sum(h_\omega, t_\omega) = 1.2 * 2 * 102 * 4 = 979.2 \text{ cm}^2$$

$$V_{zEd} = 323.8 \text{ kN} \leq V_{pl,z,Rd} = 20070 \text{ kN}$$

$\frac{V_{zEd}}{V_{pl,z,Rd}} = \frac{323.8}{20070} = 0.064 \leq 0.5 \rightarrow$ δεν εξετάζεται αλληλεπίδραση μεταξύ μεγεθών M_y, V_z

Έλεγχος έναντι τέμνουσας

$$\frac{c}{t} = \frac{(b_f - 2 * t_w)}{t_f} = 23 \ \leq 72 * \frac{\epsilon}{n} = 48.6 \ \rightarrow$$

δεν απαιτείται έλεγχος έναντι διατμητικής κύρτωσης

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{f_{y*}A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{M_0}} = \frac{35.5 * 872}{\sqrt{3} * 1.0} = 17872 \text{ kN}$$

$$A_v = A - \sum(h_\omega, t_\omega) = 1608 - 2 * 92 * 4 = 872 \text{ cm}^2$$

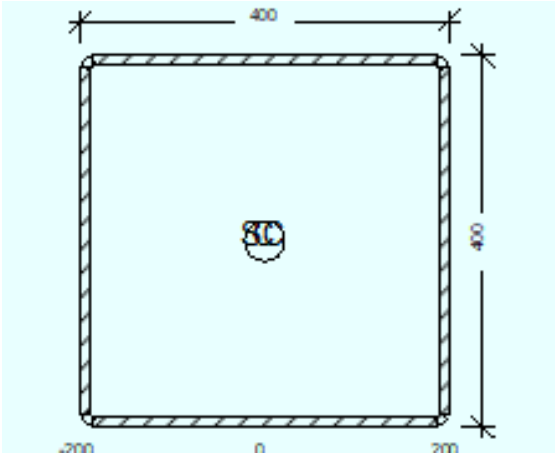
$$V_{yEd} = 50.8 \text{ kN} \leq V_{pl,y,Rd} = 17872\text{kN}$$

$$\frac{V_{yEd}}{V_{pl,y,Rd}} = \frac{50.8}{17872} = 0.003 \leq 0.5 \quad \rightarrow$$

δεν εξετάζεται αλληλεπίδραση μεταξύ μεγεθών M_z, V_y

6.6 Διαστασιολόγηση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε κοίλη ορθογωνική διατομή RHS 400X10, με τα εξής χαρακτηριστικά:
A=155 cm^2
I=39128 cm^4



Σχήμα 6.6.1 Διατομή οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Διαστασιολογούνται έναντι εφελκυσμού και θλίψης

- Έλεγχος επάρκειας διατομής έναντι εφελκυσμού:

$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$

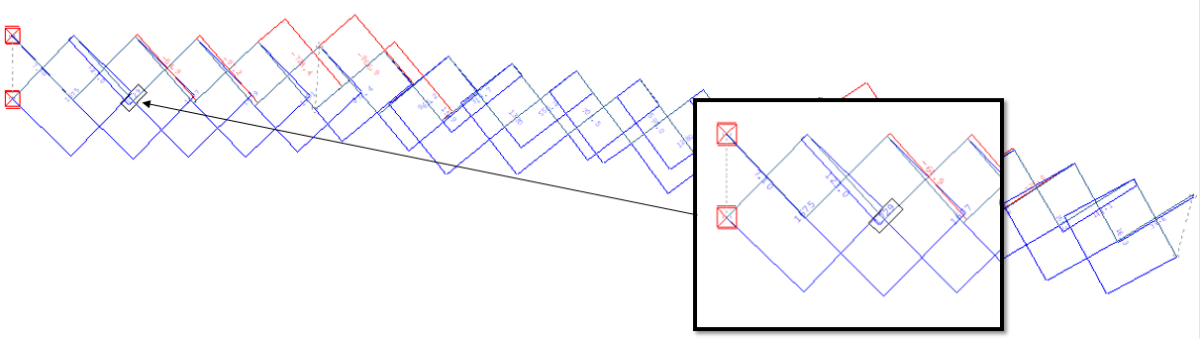
$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{155 * 35.5}{1.0} = 5502 \text{ kN}$$

$f_y = 355$ MPa, όριο διαρροής

$\gamma_{M_0} = 1.0$

$N_{Ed} = 1729$ kN προκύπτει από τον συνδυασμό: 1.35*G+1.35*Q+0.9*W, Σχήμα 6.6.2

$N_{Ed} = 1729 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 5502 \text{ kN} \rightarrow \textit{επαρκεί}$



Σχήμα 6.6.2 Μέγεθος εφελκυσμού

- Έλεγχος έναντι θλίψης

Καμπύλη λυγισμού: b

Συντελεστής ατελειών α=0.21 (θερμής έλασης):

$$N_{b,Rd} = \frac{x * A * f_y}{\gamma_{M_1}} = \frac{0.59 * 155 * 35.5}{1.1} = 2968.5 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_{min}}{{l_k}^2} = \frac{\pi^2 * 21000\text{kN/m}^2 * 39128}{1340^2} = 4516.5 \text{ kN}$$

$l_k = \sqrt{[(3.15 * 3)^2 + 9.5^2]} = 13.4$ m,

Ανηγμένη λυγηρότητα κορμού:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{155 * 35.5}{4516.5}} = 1.1$$

$$\Phi = 0.5 * \left[1 + \alpha * \left(\bar{\lambda} - 0.2 + \bar{\lambda}^2\right)\right] = 0.5 * [1 + 0.21 * (1.1 - 0.2) + 1.1^2] = 1.20$$

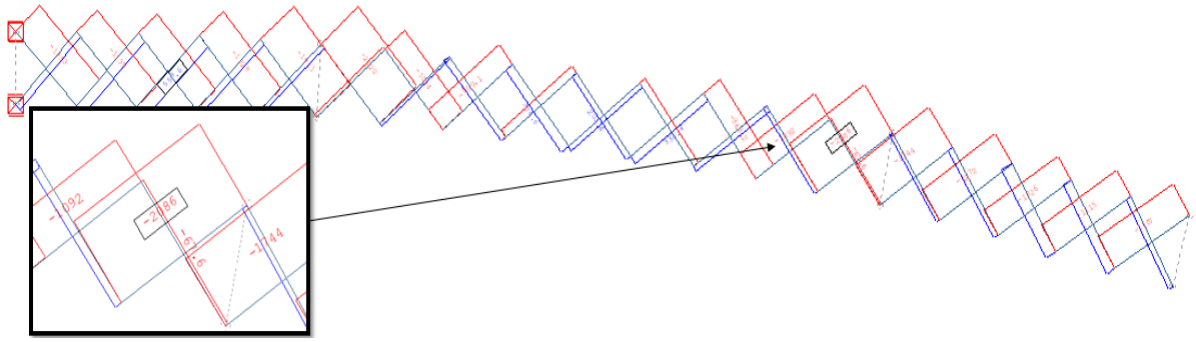
$$x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.20 + \sqrt{1.20^2 - 1.1^2}} = 0.59$$

$\gamma_{M_1} = 1.1$

$N_{Ed} = 2086$ kN, προκύπτει από τον συνδυασμό:

$1.35 * G + 1.5 * W + \gamma_{Qi} * \psi_{Qi} * Q_{ki}$, Σχήμα 6.6.3

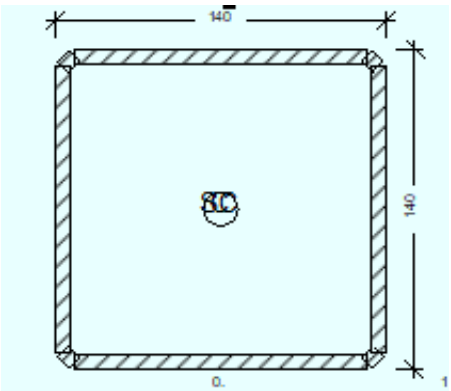
$N_{Ed} = 2086$ kN $< N_{b,Rd} = 2968.5$ kN $\rightarrow$ *επαρκεί*



Σχήμα 6.6.3 Μέγεθος θλίψης

6.7 Διαστασιολόγηση εγκάρσιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε κοίλη ορθογωνική διατομή RHS 140X6.3, με τα εξής χαρακτηριστικά:
A=33.3 cm^2
I=984 cm^4



Σχήμα 6.7.1 Διατομή εγκάρσιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Διαστασιολογούνται έναντι εφελκυσμού και θλίψης

- Έλεγχος επάρκειας διατομής έναντι εφελκυσμού:

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{33.3 * 35.5}{1.0} = 1182 \text{ kN}$$

$N_{Ed} = 245$ kN προκύπτει από τον συνδυασμό: 1.35*G+1.35*Q+0.9*T, Σχήμα 6.7.1

$N_{Ed} = 245$ kN $< N_{t,Rd} = 1182$ kN $\rightarrow$ *επαρκεί*

- Έλεγχος έναντι θλίψης

Καμπύλη λυγισμού: b
Συντελεστής ατελειών α=0.21 (θερμής έλασης)

$$N_{b,Rd} = \frac{x * A * f_y}{\gamma_{M_1}} = \frac{0.47 * 33.3 * 35.5}{1.1} = 509.8 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{{l_k}^2} = 707.3 \text{ kN}$$

$l_k = 5.3\text{m}$

Ανηγμένη λυγηρότητα κορμού:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{33.3 * 35.5}{707.3}} = 1.29$$

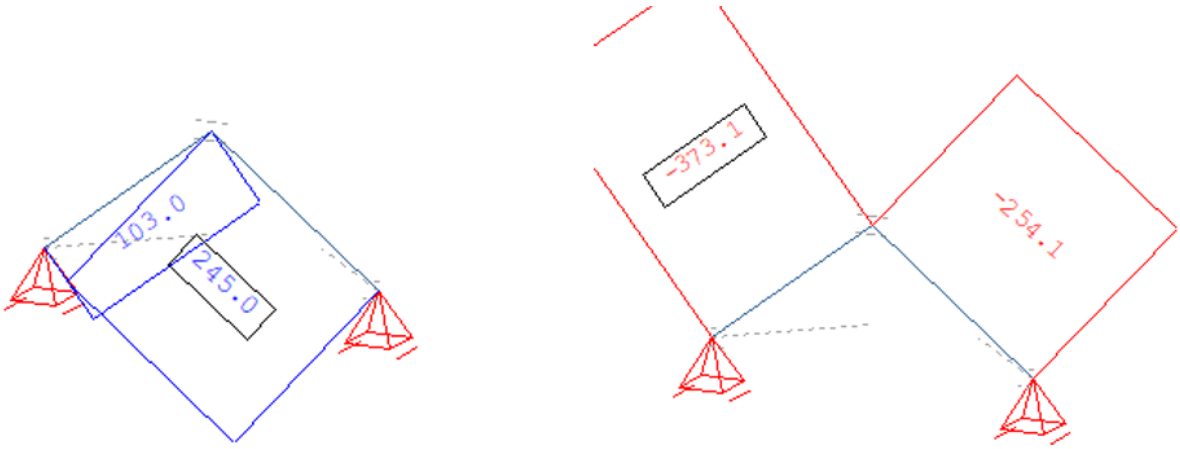
$$\Phi = 0.5 * \left[1 + \alpha * \left(\bar{\lambda} - 0.2 + \bar{\lambda}^2\right)\right] = 0.5 * [1 + 0.21 * (1.29 - 0.2) + 1.29^2] = 1.45$$

$$x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.45 + \sqrt{1.45^2 - 1.29^2}} = 0.47$$

$\gamma_{M_1} = 1.1$

$N_{Ed} = 373$ kN, προκύπτει από τον συνδυασμό: 1.35*G+1.35*Q+0.9*T , Σχήμα 6.7.2

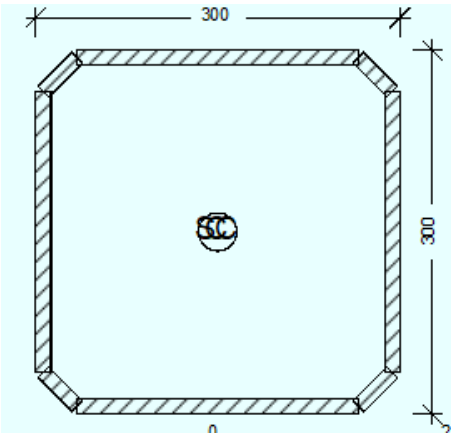
$N_{Ed} = 373 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 509.8 \text{ kN} \rightarrow$ *επαρκεί*



Σχήμα 6.7.2 Μεγέθη εφελκυσμού και θλίψης

6.8 Διαστασιολόγηση κάτω συνδέσμου

Επιλέχθηκε διατομή RHS 300X12.5.



Σχήμα 6.8.1 Διατομή κάτω συνδέσμων δυσκαμψίας

Ο έλεγχος θα πραγματοποιηθεί για κάμψη και θλίψη σύμφωνα με τις σχέσεις του EN 1992-1-1§6.3.3:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_y * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} * M_{yRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{M_{zEd} + \Delta M_{zEd}}{\frac{M_{zRk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_z * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} * M_{yRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{M_{zEd} + \Delta M_{zRd}}{\frac{M_{zRk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

Οι συντελεστές προκύπτουν από τα δυσμενέστερα φορτία για ταυτόχρονα μεγέθη. Παίρνουμε $c_{my} = 0.4$ και $c_{mz} = 0.4$

Τα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από τον συνδυασμό: 1.35*G+1.5*T+γ*y_0*Q
Και παρατίθενται στον Πίνακα 6.7.1

Πίνακας 6.8.1 Εντατικά μεγέθη αντιρρήδας

Άξονας	N_{Ed}	M_{Ed}	$N_{cr,i}$	λ_i	Φ_i	x_i
y-y	1479	19.20	17841	0.532	0.722	0.825
z-z	1479	8.06	17841	0.532	0.722	0.825

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_y * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} * M_{yRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{M_{zEd} + \Delta M_{zEd}}{\frac{M_{zRk}}{\gamma_{M1}}} = 0.47 \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{x_z * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{x_{LT} * M_{yRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{M_{zEd} + \Delta M_{zRd}}{\frac{M_{zRk}}{\gamma_{M1}}} = 0.46 \leq 1.0$$

Η διατομή επαρκεί

Έλεγχος έναντι τέμνουσας V_z

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{f_{y*}A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{M_0}} = \frac{35.5 * 67.91}{\sqrt{3} * 1.0} = 1391.9 \text{ kN}$$

Για κοίλες ορθογωνικές ελατές διατομές:

$$A_v = \frac{A * h}{h + b} = \frac{142 * 27.5}{27.5 + 30} = 67.91\text{cm}^2$$

$$V_{zEd} = 7.5 \text{ kN} \leq V_{pl,z,Rd} = 1391.9 \text{ kN}$$

$\frac{V_{zEd}}{V_{pl,z,Rd}} = \frac{7.5}{1391.9} = 0.006 \leq 0.5 \rightarrow$ δεν εξετάζεται αλληλεπίδραση μεταξύ μεγεθών M_y, V_z

Έλεγχος έναντι τέμνουσας V_y

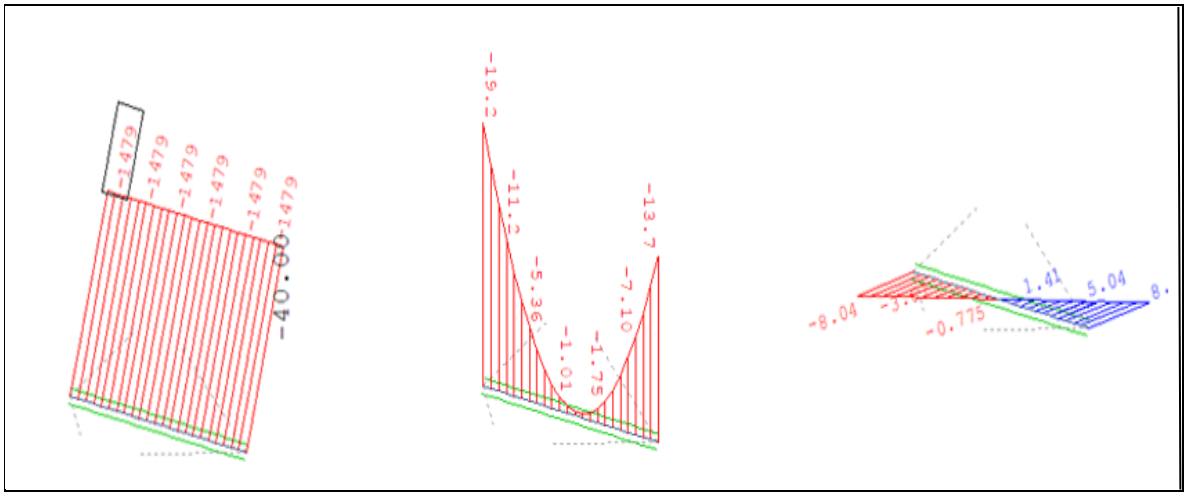
$$V_{pl,y,Rd} = \frac{f_{y*}A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{M_0}} = 1391.9 \text{ kN}$$

$$A_v = 67.91\ cm^2$$

$$V_{yEd} = 1.86 \text{ kN} \leq V_{pl,y,Rd} = 1391.9\text{kN}$$

$$\frac{V_{yEd}}{V_{pl,y,Rd}} = \frac{287.21.86}{1391.9} = 0.002 \leq 0.5 \quad \rightarrow$$

δεν εξετάζεται αλληλεπίδραση μεταξύ μεγεθών M_z, V_y



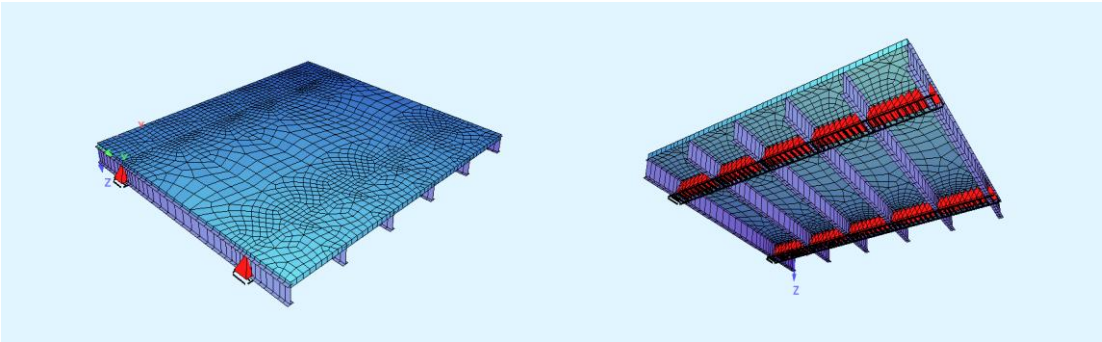
Σχήμα 6.8.2 Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων ροπών κάμψης ως προς y- και z-άξονα

6.9 Διαστασιολόγηση πλάκας καταστρώματος

Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για την διαστασιολόγηση της πλάκας καταστρώματος αποτελείται από 5 φατνώματα

Η πλάκα προσομοιώθηκε με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, τα οποία στηρίζονται στις θέσεις των διαδοκίδων και των δοκών.

- Στις θέσεις των διαδοκίδων χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με τις χαλύβδινες διατομές των διαδοκίδων.
- Στις θέσεις των δοκών χρησιμοποιήθηκαν συνεχείς αμετάθετες στηρίξεις στην κατακόρυφη έννοια.



Σχήμα 6.9.1 Προσομοίωμα πλάκας σκυροδέματος

Η προσομοίωση της στήριξης της πλάκας στην εγκάρσια διεύθυνση, στις διαδοκίδες πραγματοποιείται με ακρίβεια αφού χρησιμοποιείται η πραγματική δυσκαμψία της στήριξης, αυτή των κύριων δοκών.

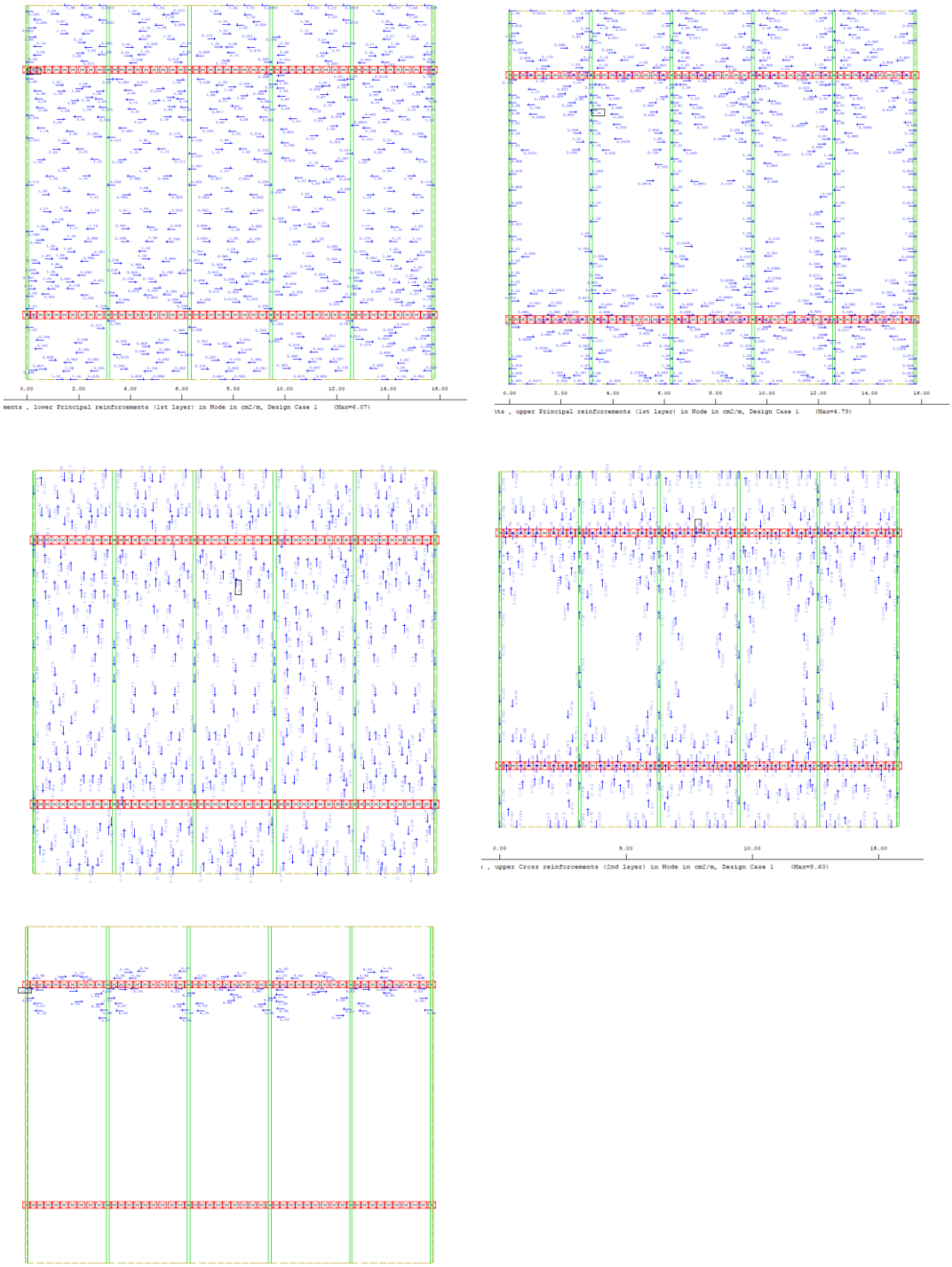
Η προσομοίωση της στήριξης κατά τη διαμήκη διεύθυνση όμως δεν είναι ακριβής, διότι δεν λαμβάνει υπόψη την καθολική κάμψη της γέφυρας. Στην πραγματικότητα οι κύριες δοκοί δεν προσφέρουν αμετάθετη κατακόρυφη στήριξη στην πλάκα, αλλά κάμπτονται και οι ίδιες, συμπεριφορά, η οποία δεν έχει ληφθεί υπόψη στην προσομοίωση. Επομένως οι απαιτήσεις οπλισμού είναι αυξημένες στην εγκάρσια έννοια σε σχέση με ένα πιο ακριβές μοντέλο, γεγονός που μας οδηγεί να είμαστε υπέρ της ασφαλείας.

Παρατηρήσεις

Το ίδιο βάρος της πλάκας παραλαμβάνεται από την ίδια την πλάκα και όχι από τις χαλυβδοδοκούς όπως γίνεται στην πραγματικότητα – χρησιμοποιείται το βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος για όλες τις φορτίσεις.

Ο απαιτούμενος οπλισμός υπολογίζεται με την βοήθεια του λογισμικού SOFISTIK. Προκύπτει απαίτηση οπλισμού διάτμησης πάνω από τον άξονα των δοκών, οι οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη αφού εκεί υπάρχει το άνω πέλμα της δοκού.

Ο παραπάνω οπλισμός δεν είναι ο τελικός, καθώς πρέπει να πληρούνται πρόσθετες απαιτήσεις που προκύπτουν από την διατμητική σύνδεση χάλυβα - σκυροδέματος.



Σχήμα 6.9.2 Απαιτήσεις οπλισμού της πλάκας

Ελάχιστοι οπλισμοί

$$A_{s,min} = 0.26\left[\frac{E_{ctm}}{f_{ylc}}\right]bd > 0.0013 * (25 - 6.5) * 2.40 \sim 0.0013bd$$

Μέγιστος κύριος οπλισμός:

$$A_{s,max} = 0.04 * A_c = 0.04 * 100 * 25 = 100cm^2$$

Μέγιστη απόσταση κυρίως οπλισμών:
$\text{slap} = \min\{3\text{h};\ \ 400\text{mm}\} = \{3 * 250;\ \ 400\text{mm}\} = \{750;\ \ 400\text{mm}\} = 400\text{mm}$
Για περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία ή μέγιστες ροπές:
$\text{slap} = \min\{2\text{h};\ \ 250\text{mm}\} = \{2 * 250;\ \ 250\text{mm}\} = \{500;\ \ 250\text{mm}\} = 250\text{mm}$

Δευτερεύων οπλισμός:
Εγκάρσιος οπλισμός:
$A_{s2} = 0.2 * A_s$

Μέγιστη απόσταση οπλισμών:
$\text{slap} = \min\{3.5\text{h};\ \ 450\text{mm}\} = \{3.5 * 250;\ \ 450\text{mm}\} = \{875;\ \ 450\text{mm}\} = 450\text{mm}$
Για περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία ή μέγιστες ροπές:
$\text{slap} = \min\{3\text{h};\ \ 400\text{mm}\} = \{3 * 250;\ \ 400\text{mm}\} = \begin{Bmatrix} 750; \\ 400\text{mm} \end{Bmatrix} = 400\text{mm}$

Οπλισμός ελεύθερου άκρου:

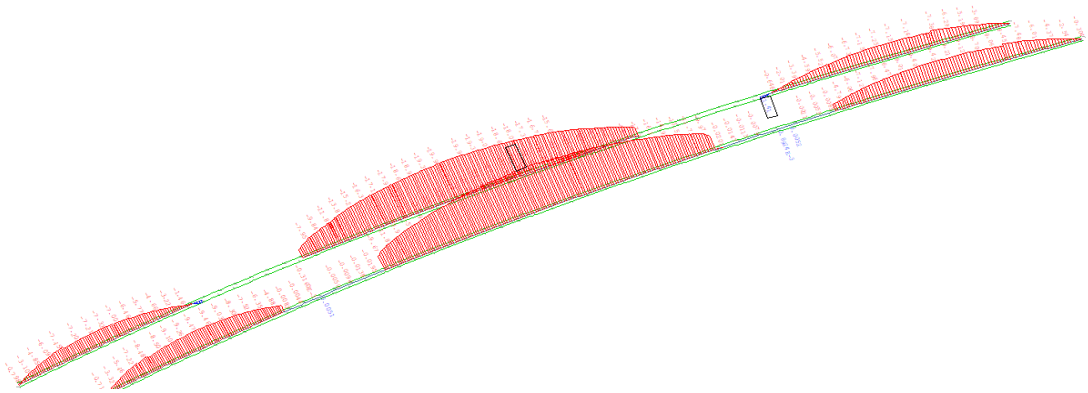
Το ελάχιστο εμβαδόν των διαμήκων ράβδων είναι $0.0025\text{h}^2 \geq 2\Phi 8$

Ο εγκάρσιος οπλισμός, του οποίου τα ελεύθερα σκέλη έχουν μήκος τουλάχιστον 2h, είναι τουλάχιστον 4Φ6/m.

Τέθηκαν εγκάρσια:
Πάνω από την δοκό
Φ20/15 άνω
Φ16/15 κάτω
Στο μεταξύ διάστημα
Φ20/15 κάτω

Τέθηκαν διαμήκη:
Φ14/15 άνω
Φ16/15 κάτω

Τέθηκαν συνδετήρες:
Φ12/30/30 σε περιοχή πλάτους 1m, εκατέρωθεν των δοκών.
Ο ανωτέρω οπλισμός είναι ο τελικός καθώς έχει προκύψει και αποό την διατμητική κάλυψη της πλάκας.



Σχήμα 6.9.3 Τάσεις στην άνω ίνα του σκυροδέματος

Έλεγχος τάσεων άνω ίνας σκυροδέματος:
$$\sigma_{c,Ed} = 22.9\text{MPa} \leq \frac{50}{1.5} = 33.3\ \text{MPa}$$

6.10 Διαστασιολόγηση χαλυβδόφυλλου

Σχεδιασμός χαλυβδόφυλλου κατά τη φάση της κατασκευής

Κατά τη φάση της σκυροδέτησης, το χαλυβδόφυλλο πρέπει να έχει επαρκή αντοχή και δυσκαμψία ώστε να μπορεί να φέρει με ασφάλεια το βάρος του νωπού σκυροδέματος και των κατασκευαστικών φορτίων.

Υπολογίζεται ότι το σκυρόδεμα εντός των αυλακώσεων αντιστοιχεί σε μια ομοιόμορφη στρώση σκυροδέματος πάχους 4.5 cm.

Τα χαλυβδόφυλλα εδράζονται στο άνω πέλμα της διαδοκίδας και σχεδιάζονται ως αμφιέρειστες δοκοί θεωρητικού μήκους:

l= 3100 – 500 = 2600 mm

Το φορτίο σχεδιασμού

$q_d = 0.2 + 26 * 0.29 + 0.75 + 0.75 = 9.24$

Προκαλεί βέλος:

$$\delta = \frac{5}{384} * \frac{q * l^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{9.24 * 260^4}{21000 * 288.5} * 10^{-4} = 0.92 \text{ cm}$$

Λόγω της συγκέντρωσης σκυροδέματος, πρέπει να ληφθεί υπόψη ένα πρόσθετο ομοιόμορφο πάχος πλάκας ίσο με 0.7·δ, αυξάνοντας το συνολικό ισοδύναμο πάχος της πλάκας σε h_{slab} = 29+0.64=29.64≈30.0 cm.

Τελικό φορτίο σχεδιασμού:

$q_d = 0.2 + 26 * 0.3 + 0.75 + 0.75 = 9.5 \text{ kN/m}^2$

Για άνοιγμα 3.25 m από τους Πίνακες του Κατασκευαστή του χαλυβδόφυλλου, το επιτρεπόμενο φορτίο με συντελεστή ασφάλειας 1.5 (ο οποίος καλύπτει τους μερικούς συντελεστές ασφάλειας του υλικού και των δράσεων), πρέπει να είναι:

$q_{lim} = 10.3 \text{ kN/m}^2 > q_d = 9.5\text{k N/m}^2$

Το χαλυβδόφυλλο έχει επαρκή δυσκαμψία και αντοχή για τη σκυροδέτηση της πλάκας.

7 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

7.1 Γενικά

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για την κατασκευή (τον φορέα ή μέλος αυτής), μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Μέρος 1 του EC1) είναι οι ακόλουθοι:

Χαρακτηριστικός συνδυασμός (σπάνιος) (characteristic (rare) combination):

$$\sum_{j\geq 1} G_{k_j} + P_k + Q_{k1} + \sum_{j\geq 1} \psi_{oi} * Q_{ki}$$

Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί:

1) $G + T + 0.75 * Q_{Ts} + 0.40 * Q_{uDL} + 0.6 * W_{tr}$
2) $G + W_{tr} + 0.75 * Q_{Ts} + 1.35 * Q_{uDL} + 0.40 * Q_{uDL} + 0.6 * T$
3) $G + W_{\alpha\varphi\acute{o}\rho\tau\iota\sigma\tau\eta} + 0.6 * T$
4) $G + Q + 0.6 * T + 0.6 * W_{tr}$

Συχνοί συνδυασμοί (frequent combination)

$$\sum_{j\geq 1} G_{k_j} + \psi_{1,1} * Q_{k1} + \sum_{j\geq 1} \psi_2 * Q_{ki}$$

Συχνοί συνδυασμοί:

8) $G + 0.75 * Q_{Ts} + 0.40 * Q_{uDL} + 0.5 * T$
9) $G + 0.6 * T + (0.2 * Q_{uDL})$
10) $G + 0.2 * W + 0.5 * T$
11) $G + 0.75 * g_{rib} + 0.5 * T$ (για τοπικούς ελέγχους)

Ημιμόνιμος (οιονεί μόνιμος) συνδυασμός (quasi-permanent situation)

$$\sum_{j\geq 1} G_{k_j} + P_k + \sum_{j\geq 1} \psi_{2i} * Q_{ki}$$

12) $G + 0.5 * T + (0.2 * Q_{uDL})$

Έλεγχος τάσεων δεν γίνεται διότι η ενδιάμεση στήριξη είναι Κατ. 4 και οι διατομές των ανοιγμάτων συμπεριφέρονται ελαστκά.

7.2 Έλεγχος ρηγμάτωσης – Ελάχιστος οπλισμός

Διατομή ενδιάμεσης στήριξης

Ελάχιστος κύριος οπλισμός

$$A_{s,min} = \frac{f_{ct,eff} * k * k_s * k_c * A_{ct}}{f_{sk}}$$

όπου:

$k = 0.8$

$k_s = 0.9$

k, k_s: μειωτικοί συντελεστές που λαμβάνουν υπόψη την μείωση της εφελκυστικής δύναμης λόγω ολίσθησης της διατμητικής σύνδεσης και της επιρροής των παραμένουσων τάσεων λόγω ανεντατικών καταστάσεων

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c/(2 * \bar{z}_{1,0})} + 0.3 \leq 1.0$$

$f_{ct,eff} = 4.1\text{MPa} > 3\text{MPa}$ η ενεργός εφελκυστική αντοχή

$A_{ct} = b_{eff2} * h_c = 656 * 25 = 16400\text{cm}^2$

$f_{sk} = 500\text{MPa}$

$$\bar{z}_{1,0} = z_{el} - \frac{h_c}{2} = 115.1 - 12.5 = 102.6\text{cm}$$

$$k_c = \min\left\{\frac{1}{1 + 25/(2 * 102.6)} + 0.3;\ 1.00\right\} = \min\{1.191;\ 1.00 = 1.00\}$$

$$A_{s,min} = \frac{4.1 * 0.9 * 0.8 * 1 * 16400}{500} = 96.83\text{cm}^2$$

→ *τοποθετείται οπλισμός Φ20/15 (20.94cm^4) άνω και Φ14/15 (10.26 cm^2) κάτω.*

7.3 Έλεγχος ρηγμάτωσης – Περιορισμός εύρους ρωγμών

Διατομή ενδιάμεσης στήριξης

Για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό της ΟΚΛ:

$1 * G + 1 * T_s + 1 * U_{DL} + 0.6 * \Delta T + 0.6 * W$

προκύπτει μέγιστη τάση οπλισμού:

$\sigma_{s0} = 93.8\text{MPa}$.

Σε αυτήν προστίθεται και η τάση λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, η οποία και είναι $(\Delta\sigma_s)$ =113.7 MPa καθώς και η πρόσθετη τάση λόγω της συμβολής του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών.

Πρόσθετη τάση λόγω της συμβολής του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών

Η τάση του οπλισμού σ_s υπολογίζεται για την χρονική στιγμή t=30000 days

$$\Delta\sigma_s = \frac{0.4 * f_{ctm}}{\alpha_{st} * \rho_s} = \frac{0.4 * 3.2}{1.22 * 0.0181} = 113.7\text{MPa}$$

$$\alpha_{st} = \frac{A_{2,sa} * I_{2,s\alpha}}{A_\alpha * I_\alpha} = \frac{4562.107 * 103621225{,}1}{4259.5 * 90795335.23} = 0.122$$

$$\rho_s = \frac{\pi * (2.5^2 + 1.6^2)/4}{25 * 15} = 0.0185$$

Τελικά η εφελκυστική τάση του άνω οπλισμού της εξωτερικής δοκού είναι:

$\sigma_s = \sigma_{s0} + \sigma_{(\Delta TM)} + \Delta\sigma_{(s)} + \Delta\sigma_s = 93.8 + 19.1 + 113.7 = 226.6$ MPa

$\sigma_{(\Delta TM)}$: τάσηλόγω ερπυσμού

$(\Delta\sigma_s)$: τάση λόγω συστολής ξήρανσης

Για εύρος ρωγμής:

$W_k = 0.3$ mm και εφελκυστική τάση οπλισμού σ_s=240 MPa προκύπτει μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση μεταξύ των ράβδων του οπλισμού s_{max}=200 mm. Επομένως ο τοποθετούμενος οπλισμός με ράβδους ανά 15cm παρέχει *επαρκή προστασία* έναντι ρηγμάτωσης.

Για την εσωτερική δοκό η κατάσταση είναι ευμενέστερη.

7.4 Αναπνοή κορμού

Κορμοί μεγάλης λυγηρότητας εμφανίζουν κάμψη εκτός επιπέδου, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται δευτερεύουσες τάσεις και προβλήματα κόπωσης. Για να αποφευχθεί αυτός ο κίνδυνος πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη:

$\frac{b}{t_w} \leq 30 + 4.0 * L$, με $\frac{b}{t} \leq 300$ για οδικές γέφυρες

Ελέγχεται ο δυσμενέστερος κορμός, δηλ. εκείνος που παρουσιάζει μέγιστο λόγο b/t:

$$\frac{b}{t_w} = \frac{3310}{20} = 165.5 < min\{30 + 4.0 * L\ ;\ 300\} = \min\{30 + 4 * 45;\ 300\}$$

$$= \min\{210;\ 300\} = 210$$

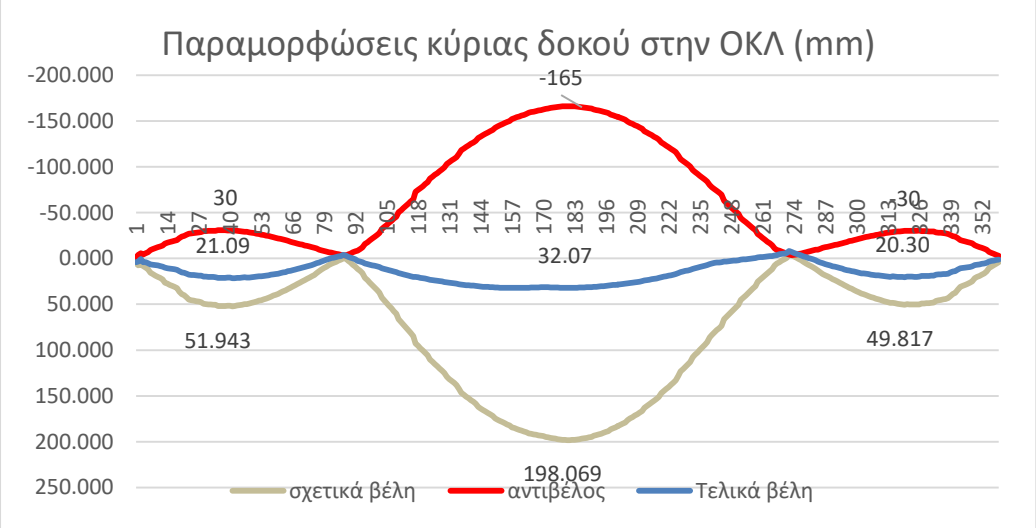
Επομένως δεν υπάρχει κίνδυνος αναπνοής του κορμού

7.5 Προπαραμόρφωση κύριας δοκού και έλεγχος βελών

Για να περιορίσουμε τα συνολικά βέλη της γέφυρας, προβλέπεται σχεδιασμός αντιβέλους για τις κύριες δοκούς. Για οδικές γέφυρες το αντιβέλος λαμβάνεται ίσο με το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων και του μέσου βέλους λόγω συχνών φορτίων κυκλοφορίας. Επομένως υπολογίζονται τα βέλη της κυρίας δοκού για τον συχνό συνδυασμό, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα θερμοκρασιακά φορτία καθώς τα βέλη που προκαλούν τα τελευταία μεταβάλλονται συνεχώς ακόμα και κατά την διάρκεια μιας μέρας:

$$G + S + \left(\frac{0.75}{2}\right) * Q_{TS} + \left(\frac{0.4}{2}\right) * Q_{uDL} + \left(\frac{0.4}{2}\right) * Q_{comb}$$

Στον φορέα μελέτης όμως, οι ενδιάμεσες στηρίξεις δεν είναι αμετάθετες. Οι αντιρρήδες είναι μέλη που παρουσιάζουν και αυτά βύθιση. Επομένως για να υπολογίσουμε το αντιβέλος που έχει ο φορέας δεν πρέπει να λάβουμε υπόψη την κατακόρυφη μετακίνηση των αντιρρήδων, αλλά την σχετική μετακίνηση του φορέα. Αυτή προκύπτει από την αφαίρεση από τα βέλη του φορέα που προέκυψαν για τον παραπάνω συνδυασμό, της βύθισης της αντιρρήδας και τριγωνικής κατανομής με μέγιστο στη θέση ένωσης φορέα – αντιρρήδας για τα ακραία ανοίγματα.



Σχήμα 7.5.1 Παραμορφώσεις κυρίας δοκού

Για την εξωτερική δοκό επιλέγεται αντιβέλος:
30mm για το μικρό άνοιγμα και
165mm για το μεγάλο άνοιγμα.

Για την εσωτερική δοκό επιλέγεται αντιβέλος:
30mm για το μικρό άνοιγμα και
120mm για το μεγάλο άνοιγμα.

Το μέγιστο βέλος ελέγχεται για τον πλήρη συνδυασμό:

$$G + S + 0.75 * Q_{TS} + 0.4 * Q_{uDL} + 0.5 * T$$

Για την εξωτερική δοκό, τα σχετικά βέλη του παραμορφωμένου, λόγω συνδυασμού, φορέα φαίνονται στο Σχήμα 7.5.1 και οι μέγιστες τιμές τους είναι:
51.94 mm για το μικρό άνοιγμα,
198mm για το μεγάλο άνοιγμα.
Για την εσωτερική δοκό:
54.16mm για το μικρό άνοιγμα, και
144mm για το μεγάλο άνοιγμα
Τα τελικά βέλη του φορέα προκύπτουν αν από τα μέγιστα βέλη αφαιρεθεί το εφαρμοζόμενο αντιβέλος σε κάθε θέση.

Οι Ευρωκώδικες δεν προδιαγράφουν οριακές τιμές βελών, σε αντίθεση με τον Αμερικάνικο Κανονισμό, που προβλέπει, ότι τα βέλη, λόγω φορτίων κυκλοφορίας, με δυναμικό συντελεστή, πρέπει να είναι μικρότερα από L/1000, όπου L το άνοιγμα της γέφυρας.

Έλεγχος βελών – εξωτερική δοκός

$$\delta_{max,45m} = 51.94mm - 30mm = 21.94mm < \frac{L}{1000} = \frac{45000}{1000} = 45mm$$

$$\delta_{max,85m} = 198mm - 165mm = 33mm < \frac{L}{1000} = \frac{85000}{1000} = 85mm$$

Οι παραμορφώσεις των φορέων είναι αποδεκτές.

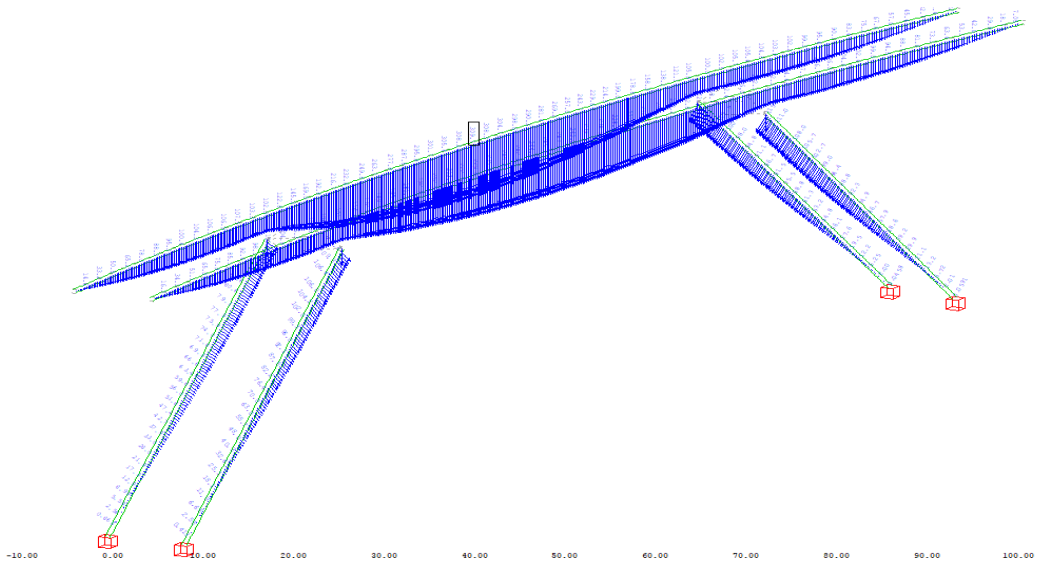
Έλεγχος βελών – εσωτερική δοκός

$$\delta_{max,45m} = 54.16mm - 30mm = 24.16mm < \frac{L}{1000} = \frac{45000}{1000} = 45mm$$

$$\delta_{max,85m} = 144.1mm - 120mm = 24.1mm < \frac{L}{1000} = \frac{85000}{1000} = 85mm$$

Οι παραμορφώσεις των φορέων είναι αποδεκτές.

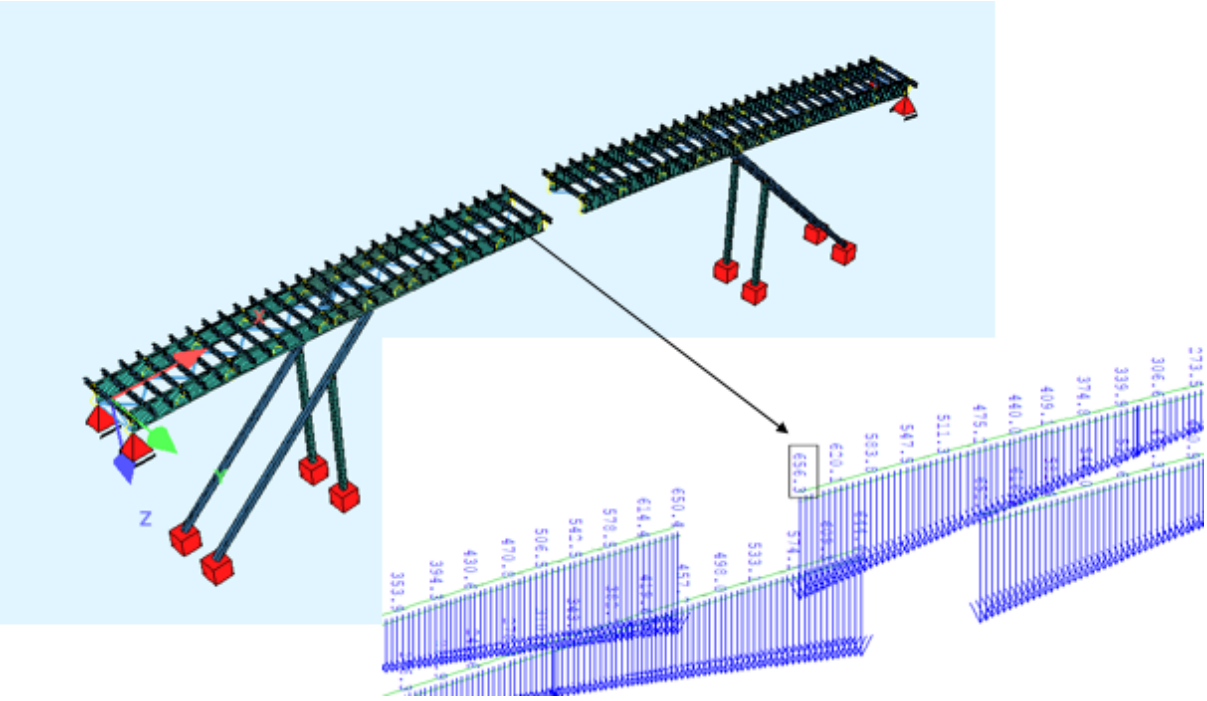
Παρατηρούνται πολύ μικρά βέλη λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας των σύμμικτων δοκών.



Σχήμα 7.5.2 Συνολικά βέλη καταστρώματος

Τελικό αντιβέλος κύριων δοκών καταστρώματος

Το τελικό αντιβέλος όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.5.3 θα προκύψει απο τις φάσεις κατασκευής όπου πρέπει να στηριχτεί ο μεγάλος πρόβολος, οπότε προκύπτουν τα μέγιστα βέλη.



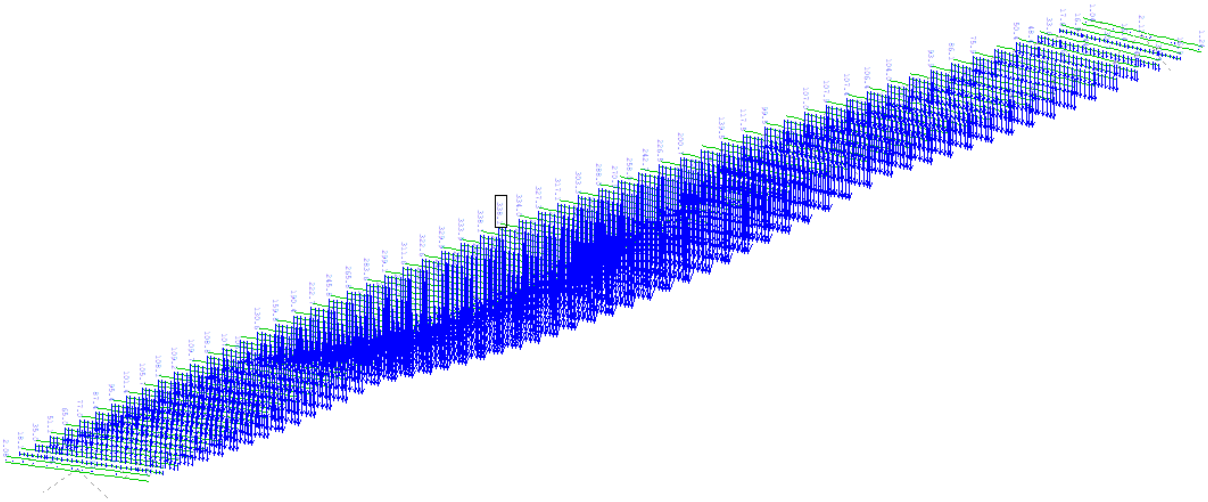
Σχήμα 7.5.3 Συνολικό αντιβέλος κύριων δοκών καταστρώματος

7.6 Έλεγχος βελών διαδοκίδας

Τα βέλη της διαδοκίδας είναι η σχετική μετακίνησή της ως προς τους φορείς του καταστρώματος.
Στο μέσον η διαδοκίδα έχει βέλος 338 mm. στην ίδια θέση το κατάστρωμα , για τον συχνό συνδυασμό, παρουσιάζει βύθιση 302 mm. Επομένως η βύθιση της διαδοκίδας ισούται με:

$$\sigma_{max} = 338 - 302 = 36\text{mm} < \frac{L}{250} = 38\text{mm} \rightarrow \textit{επαρκεί}$$

Παρατήρηση:
Ο έλεγχος σε βέλη είναι πιο κρίσιμος από τον έλεγχο σε ΟΚΑ για τη διαδοκίδα.
Επομένως δικαιολογείται η υπεραντοχή της διατομής της διαδοκίδας στην ΟΚΑ.



Σχήμα 7.6.1 Συνολικά βέλη διαδοκίδας

7.7 Έλεγχος βελών αντιρρήδας

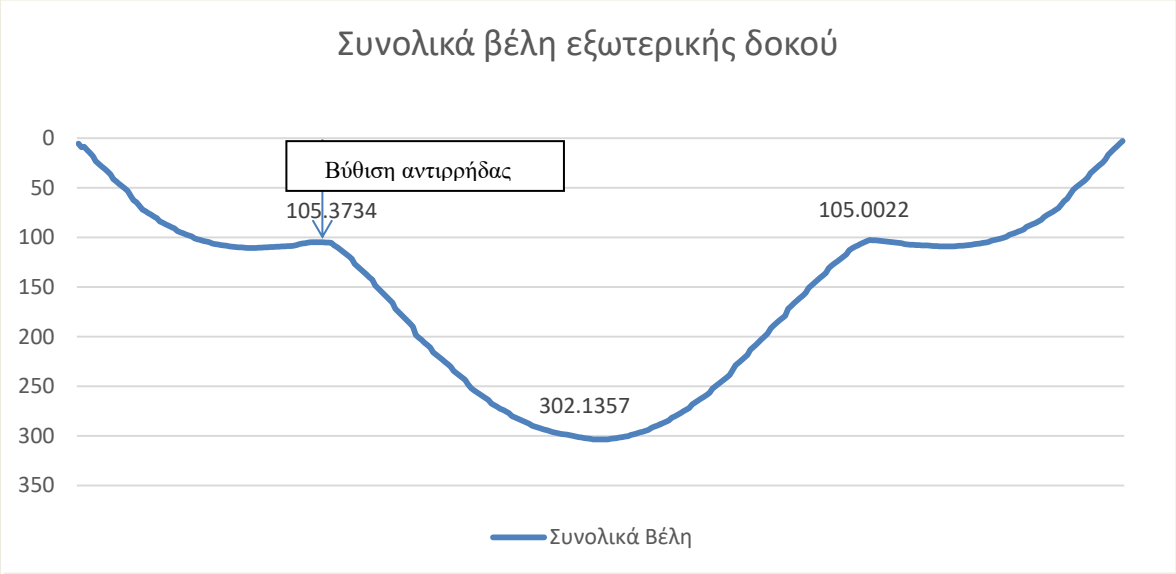
Από το διάγραμμα βελών των κυρίων δοκών για τον συχνό συνδυασμό, λαμβάνεται η βύθιση της δυσμενέστερης αντιρρήδας, Σχήμα 7.7.1

Εσωτερικής:

$$\sigma_{max} = 106.21\text{mm} < \frac{L}{250} = \frac{50000}{250} = 200\text{mm} \rightarrow \varepsilon\pi\alpha\rho\kappa\varepsilon\acute{\iota}$$

Εξωτερικής:

$$\sigma_{max} = 105.37\text{mm} < \frac{L}{250} = \frac{50000}{250} = 200\text{mm} \rightarrow \varepsilon\pi\alpha\rho\kappa\varepsilon\acute{\iota}$$



Σχήμα 7.7.1 Συνολικά βέλη εξωτερικής δοκού

7.8 Έλεγχος βελών κάτω συνδέσμων

Οι δοκοί παρουσιάζουν παρόμοιες βυθίσεις με αυτές των αντιρρήδων, οπότε δεν ελέγχονται.

8 Κόπωση

8.1 Γενικά

Τα οχήματα της κόπωσης τοποθετούνται σε κάθε σημείο της γέφυρας, ώστε να προκύψουν οι περιβάλλουσες για όλα τα κρίσιμα μεγέθη.

Εξετάζονται δυο βασικά σενάρια:

-1 όχημα 480kN για δυσμενέστερα αποτελέσματα στο άνοιγμα

-2 οχήματα 480kN και 144kN σε 40m απόσταση μεταξύ τους, για δυσμενέστερα αποτελέσματα στην ενδιάμεση στήριξη και τις τέμνουσες δυνάμεις.

Χρησιμοποιείται βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος.

Το φορτίο του οχήματος επαυξάνεται στις περιοχές των αρμών, στα άκρα της γέφυρας. Πολλαπλασιάζεται το φορτίο κάθε τροχού με τον συντελεστή $\Delta_{\varphi fat}$, ο οποίος ορίζεται από την σχέση:

$$\Delta_{\varphi fat} = 1.3 * \left(1 - \frac{D}{26}\right) \geq 1.0$$

όπου $D \leq 6m$.

Για τον σχεδιασμό έναντι κόπωσης καταγράφονται οι ορθές τάσεις και η τέμνουσα με την οποία υπολογίζονται οι διατμητικές τάσεις των διατομών και των ήλων. Η περιοχή στήριξης ταυτίζεται με την περιοχή που έχει θεωρηθεί ως ρηγματωμένη. Για ελέγχους των διατομών εντός της περιοχής αυτής, το κρίσιμο μήκος λαμβάνεται ίσο με τον μέσο όρο των γειτονικών ανοιγμάτων. $L_{sup}=(45+85)/2=65m$. Για τις υπόλοιπες περιοχές, το κρίσιμο μήκος ισούται με το μήκος των ανοιγμάτων: L_1=45m και L_2=85m.

Λαμβάνεται μια λωρίδα με βαριά κυκλοφορία:

Q_{m1}=480kN

$N_1=N_{0bs}=2*10^6$οχήματα/έτος/λωρίδα

Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης λ, ώστε να ληφθούν υπόψη διάφορες πρόσθετες παράμετροι της πραγματικής κυκλοφορίας: $\lambda=\lambda_1*\lambda_2*\lambda_3*\lambda_4\leq\lambda_{max}$

Συντελεστής λ_1 (σχήμα σελ 442):

Άνοιγμα 45m: λ_1=2.55-0.7*(L_{cr} -10)/70=2.55-0.7*(45-10)/70=2.2

Άνοιγμα 85m: λ_1=2.55-0.7*(L_{cr} -10)/70=2.55-0.7*(85-10)/70=1.8

Εσωτερική στήριξη: λ_1=1.7+0.5*(L_{cr} -30)/50= 1.7+0.5*(65 -30)/50=2.05,

για 30m≤ L_{cr}≤80m

Συντελεστής λ_2:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} * \left(\frac{N_{0bs}}{N_0}\right)^{1/m} = \frac{480}{280} * \left(\frac{2 * 10^6}{0.5 * 10^6}\right)^{1/5} = 1.32$$

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i {Q_i}^m}{\sum n_i}\right)^{1/m} = 480kN$$

Q_i: μικτό βάρος φορτηγού στην αργή λωρίδα σε kN

n_i: αριθμός φορτηγών βάρους Q_i στην αργή λωρίδα σε kN

m= 5

Q_0=480kN (βάρος οχήματος κόπωσης FLM3)

$N_0 = 0.5*10^6$

$N_{0bs} = 2*10^6$ συνολικός αριθμός φορτηγών στην λωρίδα ανά έτος για οδούς και αυτοκινητοδρόμους με δυο ή περισσότερες λωρίδες κυκλοφορίας ανά κατεύθυνση με υψηλό ποσοστό φορτηγών

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

t_{Ld}:διάρκεια ζωής σχεδιασμού της γέφυρας σε έτη=100έτη

Συντελεστής λ_4:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} * \left(\frac{n_2}{n_1} * \frac{Q_{m2}}{Q_{m1}}\right)^m + \cdots + \frac{N_k}{N_1} * \left(\frac{n_k}{n_1} * \frac{Q_{mk}}{Q_{m1}}\right)^m\right]^{1/m} = 1$$

Όπου k=1, αριθμός λωρίδων με βαριά κυκλοφορία

N_j: αριθμός φορτηγών ανά έτος στην λωρίδα j

Q_{mj}: μέσο μικτό βάρος φορτηγών στη λωρίδα j

n_j : τιμή της γραμμής επιρροής στο μέσον της λωρίδας j

Συντελεστής λ_{max} :

Μέσον ανοίγματος 45m: λ_{max}=2.5-0.5*(L -10)/15 για L≤25m, διαφορετικά όπως εδώ λ_{max}=2

Μέσον ανοίγματος 85m: λ_{max}=2

Ενδιάμεση στήριξη: λ_{max}=1.8+0.9*(L -30)/50=1.8+0.9*(65-30)/50=2.43, για L≥30m, (διαφορετικά λ_{max}=1.8)

Συντελεστής λ_{max}:

Άνοιγμα 45m: λ= 2.2*1.32*1*1=2.904 > λ_{max} → λ=λ_{max}=2

Άνοιγμα 85m: λ= 1.8*1.32*1*1=2.376 > λ_{max} → λ= λ_{max}=2

Ενδιάμεση στήριξη: λ= 2.05*1.32*1*1=2.706 > λ_{max} → λ= λ_{max}=2.43

Το εύρος των τάσεων σε ένα σημείο υπολογίζεται ως η διαφορά μεταξύ της μέγιστης και της ελάχιστης τάσης πολλαπλασιασμένης με τον συντελεστή λ για οδικές γέφυρες. Έτσι μετατρέπεται το εύρος των τάσεων αναφοράς $|\sigma_{maxf,Ed} - \sigma_{minf,Ed}|$ σε ένα ισοδύναμο εύρος $\Delta_{\sigma E}$, το οποίο συγκρίνεται με την αντοχή σε κόπωση, $\Delta_{\sigma A}$ στους $2*10^6$κύκλους .

Οδικές γέφυρες

$\Delta\sigma_E=\lambda*|\sigma_{maxf,Ed} - \sigma_{minf,Ed}|$

$\Delta T_{E2}=\lambda*|\tau_{maxf,Ed} - \tau_{minf,Ed}|$

Σε αποστάσεις από αρμούς διαστολής D≤6m, το εύρος τάσεων επαυξάνεται με τον συντελεστή (1+$\Delta_{\varphi fet}$) με μέγιστη τιμή 1.30 και $\Delta_{\varphi fet}$=1.3*(1-D/26)≥1.0

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται από τον κορμό της χαλύβδινης δοκού. Το εύρος διατμητικών τάσεων προσδιορίζεται από την εξίσωση, η οποία θεωρεί ομοιόμορφη κατανομή διατμητικών τάσεων στον κορμό:

$$|\tau_{maxf,Ed} - \tau_{minf,Ed}| = |V_{maxf,Ed} - V_{minf,Ed}| * \frac{1}{h_w * t_w}$$

Ο έλεγχος κόπωσης του δομικού χάλυβα αφορά τον περιορισμό του εύρους των ορθών και διατμητικών τάσεων, όπως και την αλληλεπίδρασή τους.

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf,a}} \leq 1$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,a}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf,a}}\right)^3 + 3 * \left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta T_{E2}}{\Delta T_c/\gamma_{Mf,a}}\right)^5 \leq 1$$

όπου

$\gamma_{Ff} = 1$

$\Delta\sigma_c$, ΔT_c αντοχές σε κόπωση για N_C= $2*10^6$ κύκλους

$\gamma_{Mf,a}$:επιμέρους συντελεστής ασφάλειας δομικού χάλυβα σε κόπωση, εξαρτάται από:

-τις συνέπειες αστοχίας και είναι μεγαλύτερος για κύρια μέλη σε σχέση με δευτερεύοντα μέλη

-την επιθυμητή αξιοπιστία

-την συχνότητα και την ποιότητα επιθεωρήσεων

$\gamma_{Mf,a}$=1.35 για την κύρια δοκό που είναι κύριο μέλος κατασκευής και οι συνέπειες αστοχίας μεγάλες (μέθοδος εκτίμησης: ασφάλεια ζωής) και επιθεώρηση της γέφυρας όχι συχνή.

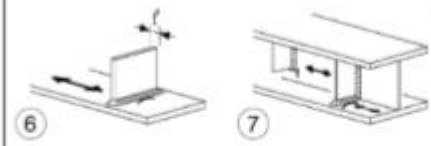
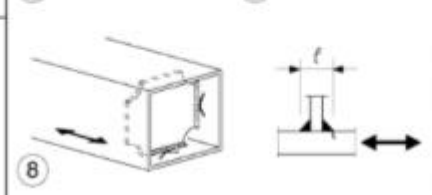
8.2 Έλεγχος κάτω πέλματος- εξωτερική δοκος

Η συγκόλληση κορμού – πέλματος πραγματοποιείται με αυτόματες αμφίπλευρες εξωραφές χωρίς στάσεις και είναι λεπτομέρεια Κατ. 112.

Όμως λόγω συγκόλλησης κατακορύφων νευρώσεων στο κάτω πέλμα, οι οποίες είναι Κατηγορίας 80, για $l \leq 50$, σύμφωνα με τον Πίν. 8.2.1

Οι κύριες δοκοί αποκαθίστανται ανά 20 m, κοχλιωτά για συμμετρική δίτμητη σύνδεση με προεντεταμένους σύνδεσμους υψηλής αντοχής. Η κατηγορία λεπτομέρειας είναι 90, επομένως ο έλεγχος είναι ευμενέστερος από τον έλεγχο για την λεπτομέρεια 80.

Πίνακας 8.2.1

80	ℓ≤50mm		Εγκάρσια προσαρτήματα: 6) Συγκολλούμενα σε έλασμα. 7) Κατακόρυφες ενισχύσεις συγκολλούμενες σε ελατή ή συγκολλητή δοκό.
71	50<ℓ≤80mm		8) Διαφράγματα συγκολλούμενα σε πέλματα ή κορμούς. Πιθανόν να μην εφαρμόζεται σε μικρές κοίλες διατομές. Οι τιμές ισχύουν επίσης για δακτυλιοειδείς ενισχύσεις.

- Έλεγχος κόπωσης

$\Delta\sigma_{E2}=\lambda^*\left|\sigma_{maxf,Ed}-\sigma_{minf,Ed}\right| = 2*25 = 50\ \text{MPa}$

$$\frac{\gamma_{Ff}*\Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0*50}{80/1.35} = 0.844 < 1$$

Για την εξασφάλιση επαρκούς αντοχής, η αποκατάσταση της συνέχειάς τους γίνεται με αμφίπλευρη εσωραφή πλήρους διείσδυσης. Ο έλεγχος πραγματοποιείται με την μέγιστη τάση του ανοίγματος.

Οι αποκαταστάσεις πελμάτων και κορμών είανι λεπτομέρεια Κατηγορίας 112 (έτσι αποφεύγονται οι οπές συναρμογής στον κορμό).

- Έλεγχος κόπωσης σε αποκατάσταση ελάσματος πάχους 50mm (άνοιγμα 45m).

Συντελεστής κλίμακας $k_s=(25/50)^{0.2}=0.87$, και $\Delta\sigma_{c,Red}=k_s*\Delta\sigma_c$

$\Delta\sigma_{E2}=2*25=50\text{MPa}$

$$\frac{\gamma_{Ff}*\Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_{c,Red}/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0*50}{0.87*112/1.35} = 0.693 < 1.0$$

- Έλεγχος κόπωσης σε αποκατάσταση ελάσματος πάχους 80mm (άνοιγμα 85m).

  Συντελεστής κλίμακας $k_s=(25/80)^{0.2}=0.79$ και $\Delta_{\sigma c,Red}=k_s*\Delta\sigma_c$

$\Delta\sigma_{E2}=\lambda^*\left|\sigma_{maxf,Ed}-\sigma_{minf,Ed}\right| = 2*12.71 = 25.42\ \text{MPa}$

$$\frac{\gamma_{Ff}*\Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_{c,Red}/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0*25.42\ 2}{0.79*112/1.35} = 0.39 < 1.0$$

- Έλεγχος κόπωσης σε αποκατάσταση ελάσματος πάχους 100mm (στήριξη).

Συντελεστής κλίμακας $k_s=(25/100)^{0.2}=0.76$ και $\Delta_{\sigma c,Red}=k_s*\Delta_{\sigma c}$

$\Delta\sigma_E=\lambda^*\left|\sigma_{maxf,Ed}-\sigma_{minf,Ed}\right| = 2.43*11.09 = 26.95\ \text{MPa}$

$$\frac{\gamma_{Ff}*\Delta_{\sigma E2}}{\Delta\sigma_{c,Red}/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0*26.95}{0.76*112/1.35} = 0.428 < 1$$

Η σύνδεση ελασμάτων με διαφορετικό πάχος και πλάτος γίνεται με κατάλληλη διαμόρφωση των μεγαλύτερων ελασμάτων στα άκρα τους, ώστε οι συνδεόμενες διατομές να έχουν ακριβώς τις ίδιες διαστάσεις, με ήπια κλίση 1:4. Η σύνδεση των ελασμάτων γίνεται έκκεντρα, δεδομένου ότι το ύψος της διατομής πρέπει να διατηρηθεί σταθερό. Επιλέγεται λεπτομέρεια Κατηγορία 80.

- Έλεγχος κόπωσης σε σύνδεση πελμάτων πάχους 50mm και 80mm

Συντελεστής κλίμακας $k_s=(25/50)^{0.2}=0.87$ και $\Delta\sigma_{c,Red}=k_s*\Delta\sigma_c$

$\Delta\sigma_{E2}=\lambda*\left|\sigma_{maxf,Ed}-\sigma_{minf,Ed}\right|$.

Έλεγχος κόπωσης $= 2*25 = 50$ MPa

$$\frac{\gamma_{Ff}*\Delta_{\sigma E2}}{\Delta\sigma_{c,Red}/\gamma_{Mf,a}}=\frac{1.0*50}{0.87*80/1.35}=0.97<1.0$$

- Έλεγχος κόπωσης σε σύνδεση πελμάτων πάχους 80mm και 100mm (45m).

Συντελεστής κλίμακας $k_s=(25/80)^{0.2}=0.79$ και $\Delta\sigma_{c,Red}=k_s*\Delta_{\sigma c}$

$\Delta\sigma_{E2}=\lambda*\left|\sigma_{maxf,Ed}-\sigma_{minf,Ed}\right|=2.43*16.72=40.63$MPa

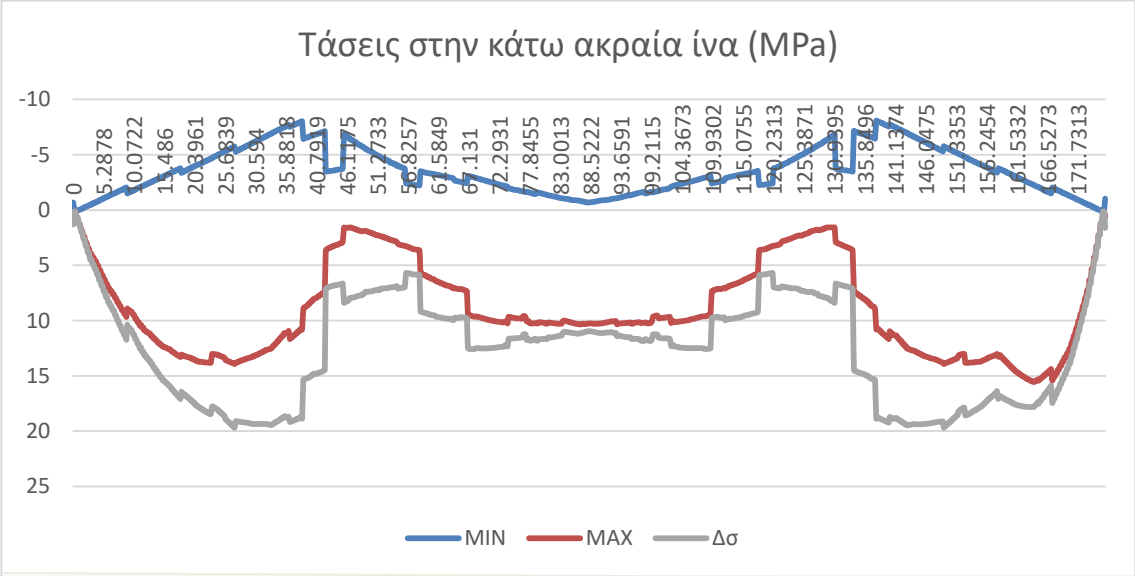
$$\frac{\gamma_{Ff}*\Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_{c,Red}/\gamma_{Mf,a}}=\frac{1.0*40.63}{0.79*80/1.35}=0.87<1.0$$

- Έλεγχος κόπωσης σε σύνδεση πελμάτων πάχους 100mm και 80mm (προς το άνοιγμα 85m). Συντελεστής κλίμακας $k_s=(25/80)^{0.2}=0.79$ και $\Delta\sigma_{c,Red}=k_s*\Delta_{\sigma c}$

$\Delta\sigma_{E2}=\lambda*\left|\sigma_{maxf,Ed}-\sigma_{minf,Ed}\right|=2.43*12=29.16$ MPa

$$\frac{\gamma_{Ff}*\Delta_{\sigma E2}}{\Delta\sigma_{c,Red}/\gamma_{Mf,a}}=\frac{1.0*\ 29.19}{0.79*80/1.35}=0.623<1.0$$

Για την εσωτερική δοκό οι έλεγχοι είναι ευμενέστεροι βλ. Διάγραμμα Τάσεων, οπότε δεν πραγματοποιούνται, → *επαρκεί*



Σχήμα 8.2.1 Περιβάλλουσες και εύρος τάσεων κάτω πέλματος

Παρατήρηση: ο έλεγχος έναντι κόπωσης είναι πιο κρίσιμος για την διατομή του μικρού ανοίγματος, δικαιολογώντας την υπεραντοχή της διατομής στους ελέγχους ΟΚΑ. Στο μεγάλο άνοιγμα η κόπωση δεν είναι κρίσιμη λόγω μεγάλων μόνιμων φορτίων σε σχέση με τα φορτία κυκλοφορίας.

8.3 Έλεγχος άνω πέλματος

Ισχύουν τα ίδια όπως στο κάτω πέλμα. Υπάρχει όμως πρόσθετη απαίτηση λόγω των διατμητικών ήλων, που είναι λεπτομέρεια Κατ. 80, ανεξαρτήτως της ύπαρξης κατακόρυφων νευρώσεων και των χαρακτηριστικών της συγκόλλησης κορμού – πέλματος.

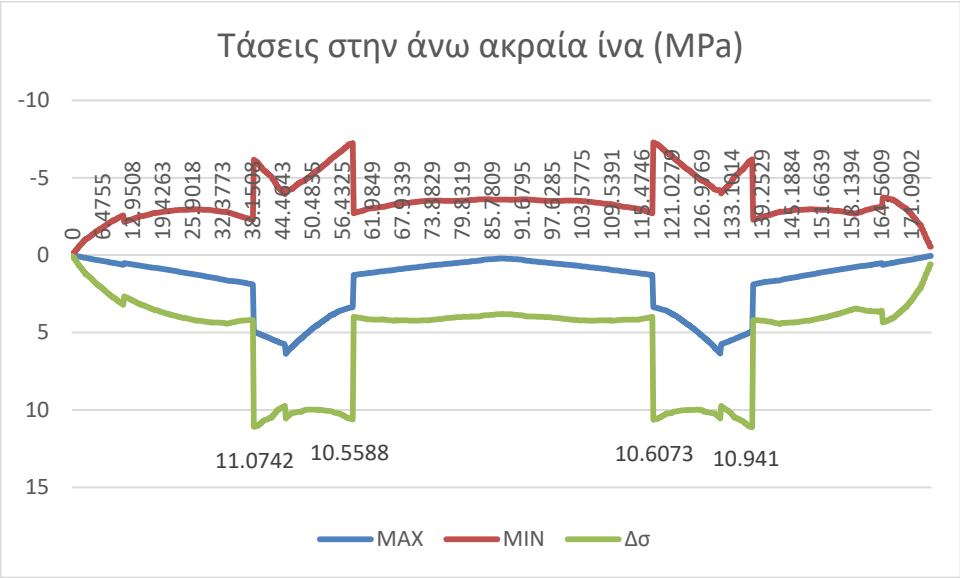
Δυσμενέστερος έλεγχος λόγω εύρους τάσεων και κατηγορίας λεπτομέρειας. Στην περιοχή στήριξης, όπου το άνω πέλμα είναι το εφελκυστικό, πρέπει νε ελεγχτεί σε κόπωση και η άνω ίνα αυτού, θεωρώντας την ως λεπτομέρεια Κατ. 80.

Η αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων λόγω των ήλων καλύπτεται από τον έλεγχο στην περιοχή στήριξης, ο οποίος πραγματοποιείται στην συνέχεια

$\Delta\sigma_{E2}=\lambda*\left|\sigma_{maxf,Ed}-\sigma_{minf,Ed}\right| = 2.43 * 10.51 = 25.64\ \text{MPa}$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * \ 25.64}{80/1.35} = 0.433 < 1.0$$

Οι υπόλοιποι έλεγχοι είναι αντίστοιχοι και ευμενέστεροι από εκείνους του κάτω πέλματος, λόγω ανάπτυξης μικρότερων τάσεων.



Σχήμα 8.3.1 Περιβάλλουσες και εύρος τάσεων άνω πέλματος

8.4 Έλεγχος διατμητικών τάσεων κορμού

Ο κορμός υπό διατμητικές τάσεις είναι λεπτομέρεια Κατ. 100.

Το κρίσιμο μήκος για την περιοχή της στήριξης λαμβάνεται ίσο με το μήκος κάθε ανοίγματος για τα ανοίγματα λαμβάνεται ως το 40% του μήκους του εξεταζόμενου ανοίγματος, δηλ.

για το άνοιγμα των 45m: $L_{cr}=0.4*45=18$m και

για το άνοιγμα των 85m: $L_{cr}=0.4*85=34$m.

Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης λ: $\lambda=\lambda_1*\lambda_2*\lambda_3*\lambda_4 \ \leq\lambda_{max}$

Κορμός 30mm στην περιοχή ενδιάμεσης στήριξης προς το μεγάλο άνοιγμα (85m)

$$\left|\tau_{maxf,Ed}-\tau_{minf,Ed}\right| = \frac{\left|V_{maxf,Ed}-V_{minf,Ed}\right|}{h_w * t_w} = \frac{433.08 * 10^3}{3200 * 30} = 4.51\text{MPa}$$

$\lambda_1=1.7+0.5*(85-30)/50=2.25$ για $30\text{m}\leq L_{cr}\leq 80\text{m}$

$\lambda_2=1.32$ $\lambda_3=\lambda_4=1$, $\lambda_{max}=1.8+0.9*(85-30)/50=2.79$

$\lambda=\lambda_1*\lambda_2*\lambda_3*\lambda_4=1.7*1.32*1*1=2.97 > \lambda_{max}=2.79 > \lambda=\lambda_{max}=2.79$

$\Delta\tau_{E2} = \lambda * \left|\tau_{maxf,Ed}-\tau_{minf,Ed}\right| = 2.79 * 4.51 = 12.58\text{MPa}$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 12.58}{100/1.35} = 0.17 < 1.0$$

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{uFa,}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{uFa,}}\right)^5 = 0.433^3 + 0.17^5 = 0.082 \leq 1.0$$

Η αλληλεπίδραση των μεγεθών είναι αμελητέα

Κορμός 20mm, στην περιοχή της ακραίας στήριξης

$$|\tau_{maxf,Ed} - \tau_{minf,Ed}| = \frac{|V_{maxf,Ed} - V_{minf,Ed}|}{h_w * t_w} = \frac{454.22 * 10^3}{3310 * 20} = 6.86\text{MPa}$$

λ_1=2.0+0.3*(18-10)/20=1.88

λ_2=1.32 λ_3= λ_4=1, λ_{max}=2.5 +0.5*(18-10)/15=2.79

λ=λ_1*λ_2*λ_3*λ_4 =1.88*1.32*1*1=2.48 > λ_{max}=2.79 > λ= λ_{max}=2.23

$$\Delta\tau_{TE2} = \lambda * |\tau_{maxf,Ed} - \tau_{minf,Ed}| = 2.23 * 6.86 = 15.3 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 15.3}{100/1.35} = 0.207 < 1.0$$

Κορμός 20mm, άνοιγμα 85m

$$|\tau_{maxf,Ed} - \tau_{minf,Ed}| = \frac{|V_{maxf,Ed} - V_{minf,Ed}|}{h_w * t_w} = \frac{408.41 * 10^3}{3270 * 30} = 6.2 \text{ MPa}$$

λ_1=2.25-0.7*(84-10)/70=2.31

λ_2=1.32 λ_3= λ_4=1, λ_{max}=2

λ=λ_1*λ_2*λ_3*λ_4 =2.31*1.32.1.1=3.0> λ_{max}=2

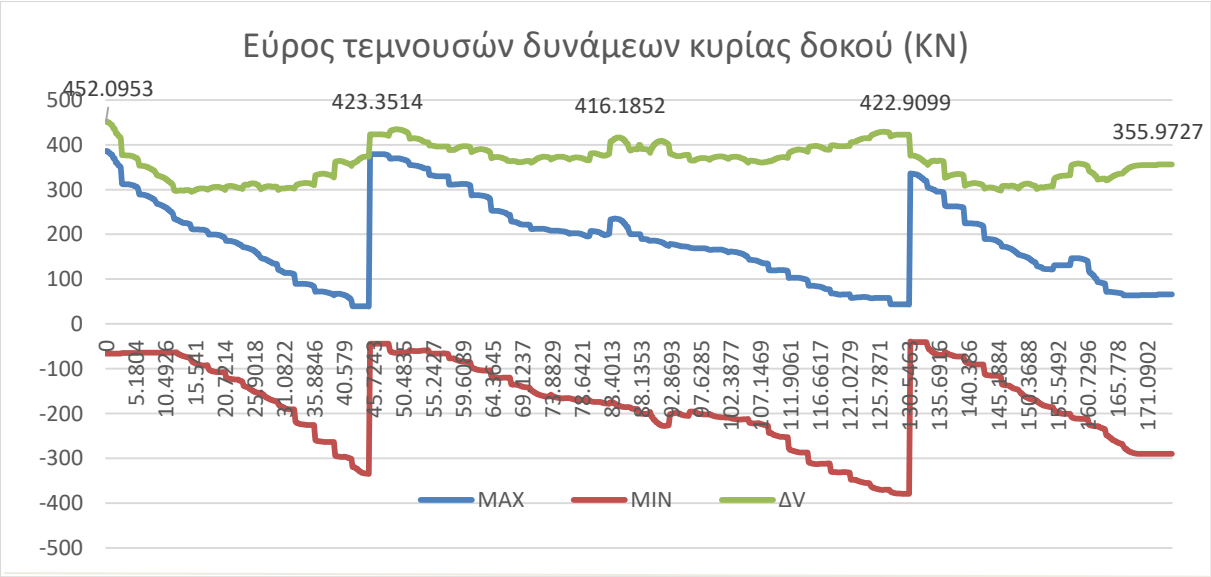
$$\Delta\tau_{E2} = \lambda * |\tau_{maxf,Ed} - \tau_{minf,Ed}| = 2.0 * 6.2 = 12.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 12.4}{100/1.35} = 0.167 < 1.0$$

Κορμός 20mm - άνοιγμα 45m

Δεν εξετάζεται λόγω μικρότερου εύρους τάσεων και μεγαλύτερων διαστάσεων, οπότε ευμενέστερος.

Για την εσωτερική δοκό, από το διάγραμμα τέμνουσων, το εύρος των τάσεων είναι μικρότερο συγκριτικά με εκείνο της εξωτερικής δοκού, επομένως επαρκούν και δεν ελέγχονται.



Σχήμα 8.4.1 Περιβάλλουσες και εύρος τεμνουσών κυρίας δοκού

8.5 Αντοχή σκυροδέματος

Έλεγχοι κόπωσης σκυροδέματος προβλέπονται μόνο όταν η διατομή είναι αρηγμάτωτη και το σκυρόδεμα σε θλίψη.

Η αντοχή του σκυροδέματος σρ κόπωση ελέγχεται με την εξίσωση:

$$f_{cd,fat} = 0.85 * e^{s*(1-\sqrt{28/t_0})} * f_{cd} * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$t_0 = 7$ημέρες, η ηλικία σκυροδέματος κατά την πρώτη φόρτιση

f_{ck}=50 MPa

s=0.25, για τσιμέντο κανονικής πήξης

$$f_{cd,fat} = 0.85 * e^{0.25*(1-\sqrt{28/7})} * \frac{50}{1.5} * \left(1 - \frac{50}{250}\right) = 17.65 \text{ MPa}$$

Από τον συνδυασμό:

$$1 * G + 1 * 1 * S + 0.5 * T + 0.75 * Q_{TS} + 0.4 * Q_{uDL} + 0.4 * q_{f,comb}$$

Προκύπτει μέγιστη τάση σκυροδέματος για την εσωτερική δοκό, στο μέσο του μεγάλου ανοίγματος (δυσμενέστερη):

$\sigma_{co,max} = 14.3 - 0.18 - 2.33 = 11.79$ MPa

Από την φόρτιση κόπωσης προκαλείται:

$\sigma_{co,max} = 0.856$ MPa

$\sigma_{co,min} = -0.0221$ MPa

Επομένως το εύρος τάσεων για τον έλεγχο προκύπτει από:

$\sigma_{c,max} = 11.79 + 1.4 * 0.816 = 12.99$ MPa

$\sigma_{c,min} = 11.79 - 1.4 * 0.0221 = 11.76$ MPa

Έλεγχος κόπωσης

Πρέπει:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} < 0.5 + 0.45 * \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} = \frac{12.99}{17.65} = 0.736$$

$$0.5 + 0.45 * \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} = 0.5 + 0.45 * \frac{11.76}{17.65} = 0.8$$

0.736 < 0.8 → *το σκυρόδεμα επαρκεί έναντι κόπωσης*

Για την εξωτερική δοκό το σκυρόδεμα φορτίζεται λιγότερο και οι τάσεις λόγω των φορτίων και κόπωσης είναι περίπου ίδιες, επομένως ο έλεγχος είναι ευμενέστερος, οπότε το σκυρόδεμα θα επαρκεί.

Προκύπτει μέγιστη τάση σκυροδέματος για την εξωτερική δοκό, στο μέσο του μεγάλου ανοίγματος (δυσμενέστερη):

$\sigma_{co,max} = 12.4 - 2.57 - 0.23 = 9.6$ MPa

Από την φόρτιση κόπωσης προκαλείται:

$\sigma_{co,max} = 0.817$ MPa

$\sigma_{co,min} = -0.0629$ MPa

Επομένως το εύρος τάσεων για τον έλεγχο προκύπτει από:

$\sigma_{c,max} = 9.6 + 1.4 * 0.817 = 10.74$ MPa

$\sigma_{c,min} = 9.6 - 1.4 * 0.0629 = 9.51$ MPa

Έλεγχος κόπωσης

Πρέπει:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} < 0.5 + 0.45 * \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} = \frac{10.74}{17.65} = 0.608$$

$0.5 + 0.45 * \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} = 0.5 + 0.45 * \frac{9.51}{17.65} = 0.742$

0.608 < 0.742 → *το σκυρόδεμα επαρκεί έναντι κόπωσης*

8.6 Έλεγχος οπλισμού

Ο έλεγχος σε κόπωση του οπλισμού γίνεται σύμφωνα με το Παράρτημα NN του EN 1992-2 για $1*10^6$ κύκλους, με βάση την σχέση:

$$\gamma_{Fs,F} * \Delta\sigma_{s,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{R,s}(N')}{\gamma_{Ms,f}}$$

$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s * |\sigma_{maxf,Ed} - \sigma_{minf,Ed}|$ για οδικές γέφυρες

$\gamma_{Fs,F} = 1.0$ επιμέρους συντελεστής ασφάλειας δράσεων

$\gamma_{Ms,f} = 1.15$ επιμέρους συντελεστής ασφάλειας αντίστασης σε κόπωση

$\Delta\sigma_{R,s} = 162.5\text{MPa}$ αντίσταση σε κόπωση ευθύγραμμων ή καμπυλόγραμμων ράβδων σε $(N') = 1 * 10^6$ κύκλους

$\sigma_{maxf,Ed}$, $\sigma_{minf,Ed}$ μέγιστες και ελάχιστες τάσεις συχνού συνδυασμού

λ_s: Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης για οπλισμό

$\lambda_s = \varphi_{fat} * \lambda_{s,1} * \lambda_{s,2} * \lambda_{s,3} * \lambda_{s,4}$

$\varphi_{fat} = 1.2$ για τακτική συντήρηση οδοστρώματος

$\lambda_{s1} = 1.22$ για άνοιγμα 45m, συνεχών γεφυρών

$\lambda_{s1} = 1.25$ για άνοιγμα 85m, συνεχών γεφυρών

$\lambda_{s1} = 1.15$ για εσωτερικά στηρίγματα συνεχών γεφυρών για μήκος L=65m

$$\lambda_{s,2} = \overline{Q} * \sqrt[k2]{\frac{N_{obs}}{2 * 10^6}} = 1 * \sqrt[9]{\frac{2 * 10^6}{2 * 10^6}} = 1.0$$

$\overline{Q} = 1.0$ για γέφυρες με κυκλοφορία μεγάλων αποστάσεων

$N_{obs} = 2 * 10^6/$ έτος στη λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας

k2=9 κλίση καμπύλης κόπωσης ευθύγραμμων ή καμπυλόγραμμων ράβδων

$$\lambda_{s,3} = \overline{Q} * \sqrt[k2]{\frac{N_{years}}{100}} = 1 * \sqrt[9]{\frac{100}{100}} = 1.0$$

$$\lambda_{s,4} = \overline{Q} * \sqrt[k2]{\frac{\sum N_{obsi}}{N_{obs},1}} = 1 * \sqrt[9]{\frac{2 * 10^6}{2 * 10^6}} = 1.0$$

για βαριά λωρίδα $N_{obs,1} = 2 * 10^6$

$\lambda_s = 1.2 * 1.15 * 1 * 1 * 1 = 1.38$

Για την εξωτερική δοκό:

Η ροπή της ενδιάμεσης στήριξης λόγω του οχήματος της κόπωσης είναι:

-3459kNm και +2238kNm

Οι αντίστοιχες τάσεις των οπλισμών είναι :

7.18MPa (θλίψη) και -4.65MPa (εφελκυσμός).

Πολλαπλασιάζοντας τις τάσεις επί τον συντελεστή εσωτερικών στηρίξεων β=1.75, λαμβάνουμε: 1.75*7.18=12.57 MPa (θλίψη) και 1.75*(-4.65)=-8.14MPa (εφελκυσμός).

$$\sigma_{s,max} = 12.57 + 0.2 * \frac{f_{ctm}}{a_{st} * \rho_s} = 12.57 + 0.2 * \frac{4.1}{1.155 * 0.0125} = 69.4\text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s * |\sigma_{maxf,Ed} - \sigma_{minf,Ed}| = 1.38 * |69.4 - (-8.14)| = 1.38 * 77.5 = 106.96\text{MPa}$$

Έλεγχος κόπωσης

$$\gamma_{Fs,F} * \Delta\sigma_{s,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{R,s}(N')}{\gamma_{Ms,f}}$$

$$\gamma_{Fs,F} * \Delta\sigma_{s,equ} = 1 * 106.96\text{MPa} \leq \frac{\Delta\sigma_{R,s}(N')}{\gamma_{Ms,f}} = \frac{162.5}{1.15} = 141.3\text{MPa}$$

Ο οπλισμός έχει επαρκή αντοχή σε κόπωση

Για την εσωτερική δοκό:
Οι αντίστοιχες τάσεις των οπλισμών είναι :
5.63MPa (θλίψη) και -5.48MPa (εφελκυσμός).
Πολλαπλασιάζοντας τις τάσεις επί τον συντελεστή β=1.75, λαμβάνουμε: 1.75*7.63=9.85 MPa (θλίψη) και 1.75*(-5.48)=-9.59MPa (εφελκυσμός).

$$\sigma_{s,\max} = 9.85 + 56.8 = 66.65\text{MPa}$$

Εύρος τάσεων:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s * \left|\sigma_{maxf,Ed} - \sigma_{minf,Ed}\right| = 1.38 * (66.65 - 9.59) = 105.09 \text{ MPa}$$

Έλεγχος κόπωσης

$$\gamma_{Fs,F} * \Delta\sigma_{s,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{R,s}(N')}{\gamma_{Ms,f}}$$

$$\gamma_{Fs,F} * \Delta\sigma_{s,equ} = 1 * 105.09\text{MPa} \leq \frac{\Delta\sigma_{R,s}(N')}{\gamma_{Ms,f}} = \frac{162.5}{1.15} = 141.3\text{MPa}$$

Ο οπλισμός έχει επαρκή αντοχή σε κόπωση

8.7 Έλεγχος διατμητικών ήλων

Η αντοχή σε κόπωση των διατμητικών ήλων είναι 90 MPa σε $2*10^6$ κύκλους. Η κλίση της καμπύλης κόπωσης είναι m=8.
Ο έλεγχος σε κόπωση βασίζεται σε εύρος διατμητικών τάσεων. Ο συντελεστής ισοδύναμης βλάβης δίνεται από την σχέση:

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} * \lambda_{v,2} * \lambda_{v,3} * \lambda_{v,4}$$

Όπου:

$$\lambda_{v,1} = 1.55 \text{ για οδικές γέφυρες ανοιγάτων έως } 100\text{m}$$

$$\lambda_{v,2} = \frac{Q_{m1}}{Q_o} * \left(\frac{N_{obs}}{N_o}\right)^{1/m} = \frac{480}{480} * \left(\frac{2 * 10^6}{0.5 * 10^6}\right)^{1/8} = 1.19$$

$$\lambda_{v,3} = \left(\frac{t_{LD}}{100}\right)^{1/m} = \left(\frac{100}{100}\right)^{1/8} = 1.0$$

$$\lambda_{v,4} = (1)^{1/8} = 1$$

Επομένως

$$\lambda_v = 1.55 * 1.19 * 1 * 1 = 1.85$$

Οι τάσεις στους ήλους προσδιορίζονται με βάση τα χαρακτηριστικά της αρηγμάτωτης διατομής. Το εύρος τάσεων στους ήλους προσδιορίζεται από τις ελάχιστες –μέγιστες τεμνουσών, λόγω των φορτίων κόπωσης, από την σχέση:

$$\left|\tau_{maxf,Ed} - \tau_{minf,Ed}\right| = \left|V_{maxf,Ed} - V_{minf,Ed}\right| * \frac{S_{1,0} * e_L}{I_{1,0} * n * A_d}$$

$S_{1,0}$: στατική ροπή της πλάκας και του οπλισμού ως προς το κέντρο βάρους της αρηγμάτωτης διατομής
$I_{1,0}$: ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης διατομής για βραχυχρόνια φόρτιση
A: διαμήκης απόσταση μεταξύ ήλων στη διατομή
A_d:εμβαδόν διατομής ήλων
Για οδικές γέφυρες:

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda_v * \left|\tau_{maxf,Ed} - \tau_{minf,Ed}\right|$$

Έλεγχος

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,}r} \leq 1$$

Επαρκεί

Ο έλεγχος φαίνεται στο Σχήμα 8.7.1

Σχήμα 8.7.1 Εύρος τάσεων διατμητικών ήλων

Για το εφελκυόμενο πέλμα (περιοχή αρνητικών ροπών) ελέγχεται επιπλέον η αλληλεπίδραση:

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf,a}} + \frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,a}} < 1.3$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf,a}} + \frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1 * 25.64}{8011.35} + \frac{1 * 12.09}{90/1} = 0.567 < 1.3$$

επαρκεί

8.8 Έλεγχος διαδοκίδας

Κρίσιμο μήκος διαδοκίδας είναι το διπλάσιο της μεταξύ τους απόστασης; 2*3.10=6.20 m
Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης: $\lambda=\lambda_{max}=2.5$

Έλεγχος ορθών τάσεων – άνω πέλμα:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda * \left|\sigma_{max.f,Ed} - \sigma_{min,f,Ed}\right| = 2.5 * 7.14 = 17.85\text{MPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 17.85}{80/1.35} = 0.3 < 1.0$$

Έλεγχος διατμητικών τάσεων κορμού:

$$|\tau_{max} - \tau_{min}| = \frac{|60.3 - (-153)|}{h_w * t_w} = \frac{213 * 10^3}{840 * 20} = 12.68$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda * |\tau_{max} - \tau_{min}| = 2.5 * 12.68 = 31.7 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,a}} = \frac{10 * 31.7}{100/1.35} = 0.43 < 1.0$$

Ελεγχος διατμητικών ήλων

Αδρανειακά μεγέθη σύμμικτης

$A_{1Q} = 1018.6 \text{ cm}^2$

$z_c = 12.5$ cm

$b_{eff} = 1250$ mm

Για την πλάκα σκυροδέματος:

$A_c = 3125\ cm^2$
$z_{1Q} = 38.99\ cm$
$I_{1Q} = 1531758\ cm^4$

Εύρος διατμητικών τάσεων
$\left|\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}\right| = 42.93\ MPa$

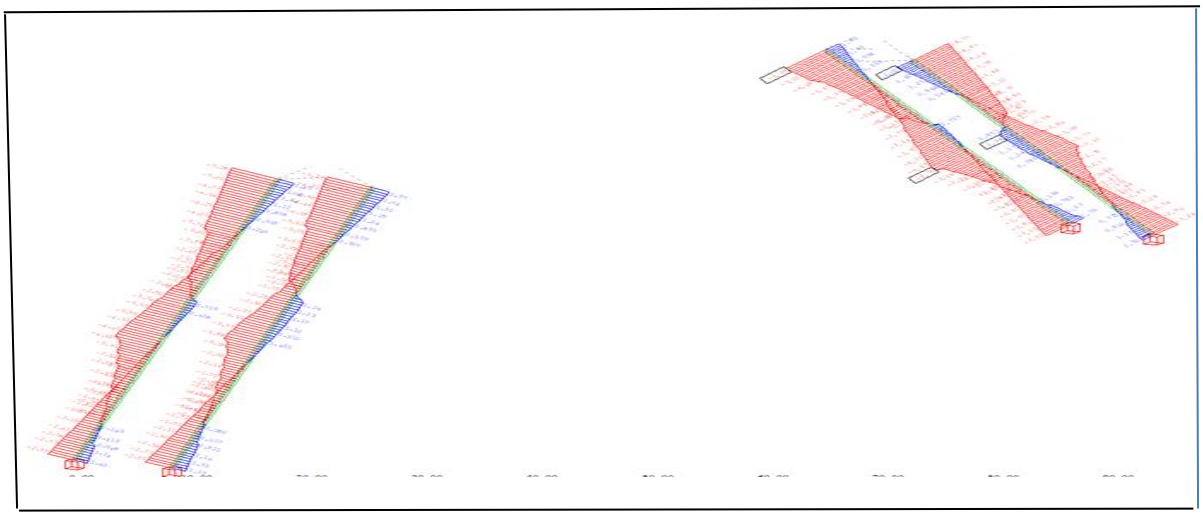
Έλεγχος κόπωσης
$\Delta\tau_{E2} = \lambda * \left|\tau_{max} - \tau_{min}\right| = 79.41\ MPa$
$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf,a}} = \frac{10 * 79.41}{90/1.0} = 0.88 < 1.0$$

Έχει επαρκή αντοχή έναντι κόπωσης

8.9 Έλεγχος αντιρρήδας

Για χειροποίητες εσωραφές ή εξωραφές ή για χειροποίητες ή αυτόματες μονόπλευρες εσωραφές, ειδικά για κλειστές διατομές, επιλέγεται Κατηγορία λεπτομέρειας 100, σύμφωνα με τον Πίνακα του Παραρτήματος Α.
Εξετάζονται οι τάσεις στα ακραία σημεία της διατομής των αντιρρήδων.
Αποκατάσταση συνέχειας ελάσματος αντιρρήδας:

Έλεγχος άνω πέλματος
$\Delta\sigma_{E2} = \lambda * \left|\sigma_{max.f,Ed} - \sigma_{min,f,Ed}\right| = 5.28 - (-1.83) = 7.11 MPa$
$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 7.11}{100/1.35} = 0.097 < 1.0$$
Επαρκεί



Σχήμα 8.9.1 Εύρος τάσεων στην δυσμενέστερη ακραία ίνα της αντιρρήδας

9 Διατμητική σύνδεση

9.1 Αντοχή διατμητικών ήλων

Οι έλεγχοι αναφέρονται στις ακόλουθες οριακές καταστάσεις:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ) για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό
- Οριακή κατάσταση κόπωσης (βλ. Κεφάλαιο 8)

Χρησιμοποιούνται διατμητικοί ήλοι κεφαλής με τα εξής χαρακτηριστικά:
$d = 19$ mm διάμετρος κορμού
$h_{cs} = 200$ mm $\geq 3*d$: ύψος διατμητικού ήλου
f_u=450MPa

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{200}{19} = 10.5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

Αντοχή διατμητικών ήλων κεφαλής για συμπαγείς πλάκες
Μορφή αστοχίας 1:
Διάτμηση κορμού ήλου

$$P_{Rd,1} = \frac{0.8 * f_u * (\pi * \frac{d^2}{4})}{\gamma_\nu} = \frac{0.8 * 45 * 1.9^2 /4}{1.25} = 81.66\text{kN}$$

Μορφή αστοχίας 2:
Θραύση σκυροδέματος

$$P_{Rd,2} = \frac{0.29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_\nu} = \frac{0.29 * 1 * 1.9^2 * \sqrt{5 * 3700}}{1.25} = 113.92 \text{ kN}$$

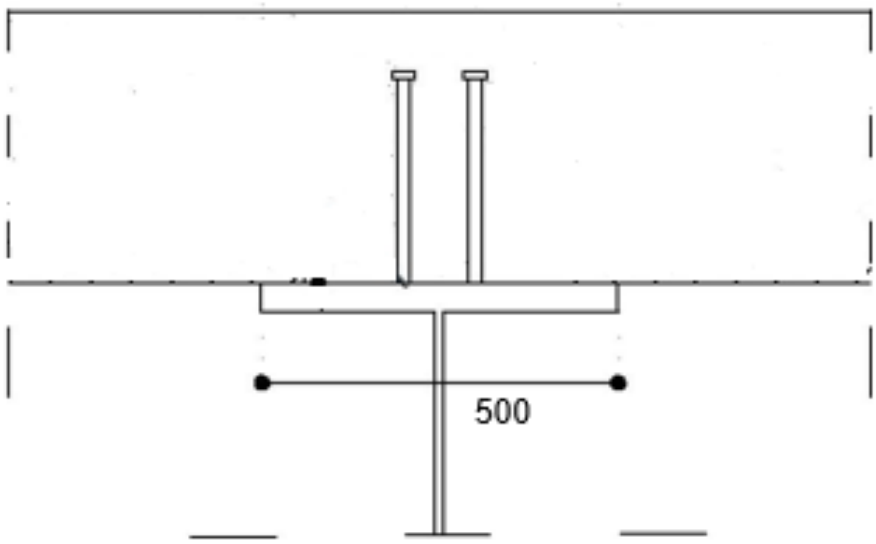
Διατμητική αντοχή σε ΟΚΑ:

$$P_{Rd} = \min\{P_{Rd,1}; P_{Rd,2}\} = \{81.66;\ 113.92\} = 81.66\ kN$$

Διατμητική αντοχή σε ΟΚΛ:

$$P_{Rd,ser} = k_s * P_{Rd} = 0.75 * P_{Rd} = 0.75 * 81.66 = 61.24 \text{ kN}$$

Όπου:
$\gamma_\nu = 1.25$ συντελεστής ασφάλειας
d: Διάμετρος κορμού
t_{fo}: Πάχος χαλύβδινου πέλματος που συγκολλιέται ο ήλος
f_u: ονομαστική εφελκυστική αντοχή χάλυβα του ήλου
f_{ck}: Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος
hsc: Ύψος ήλου



Σχήμα 9.1.1 Λεπτομέρεια διατμητικής σύνδεσης

Στις σύμμικτες γέφυρες η διατμητική σύνδεση πρέπει να είναι πλήρης
Η κύρια δοκός φέρει την συμπαγή πλάκα πάχους 25cm. Οι ήλοι συγκολλούνται απευθείας στο άνω πέλμα της δοκού, οπότε οι αντοχές τους δεν επηρεάζονται από το χαλυβδόφυλλο.

Διατμητική αντοχή ήλων κύριας δοκού:
Γεωμετρικές απαιτήσεις
Οι διαστάσεις των διατμητικών ήλων δίδονται από τον EN13918.,
απαιτούνται ήλοι με τα εξής χαρακτηριστικά:
$d=19$ mm, $16 \text{ mm} \leq 19 \leq 25$ mm και $d \leq \min(25; 2.5*t_{fo})=\min(25;40)=25$ mm
$d_2=32$ mm, $19 \leq 2.5*40=100$ mm
hsc=200 mm για την κύρια δοκό και 300 mm για την διαδοκίδα

Διαμήκης απόσταση e_L
Διαμήκεις αποστάσεις e_L μεταξύ διατμητικών ήλων:
$5 * d \leq e_L \leq \min\{4 * h_c, 800 \text{ mm}\} \rightarrow 5 * 19 \leq e_L \leq \min\{4 * 250, 800 \text{ mm}\} \rightarrow 95 \leq e_L \leq 800 \text{ mm}$
$e_L = 250 \text{ mm}$

Εγκάρσιες αντιστάσεις e_T και καθαρή απόσταση μεταξύ άκρης του ήλου και της άκρης του πέλματος e_D
$e_T = 100 \text{ mm} \geq 4 * d * 19 = 76 \text{ mm}$
$e_D \geq 25$ mm γενικώς

Ήλοι σε θλιβόμενα πέλματα, τα οποία θα ήταν Κατ. 3 ή 4, αλλά λόγω διατμητικής σύνδεσης κατατάσσονται στην Κατ. 1 ή 2.
$e_L = 250 \text{ mm} \leq 15 * 0.81 * 40 = 486 \text{ mm}$
$e_D \leq 9 * \varepsilon * \text{tfo} = 9 * 0.81 * 40 = 291.6 \text{ mm}$

Ο κάτω οπλισμός τοποθετείται 60 mm πάνω από την κύρια δοκό, επομένως η απόστασή του από το κάτω μέρος της κεφαλής των ήλων είναι:
$h_{\delta o\kappa}$=200-10-60=130 mm ≥ 30 mm για πλάκες σταθερού ύψους και
$h_{\delta o\kappa}$=300-10-60-100=130 mm ≥ 30 mm για τις διαδοκίδες.

Διαθέσιμη επικάλυψη:
Επικάλυψη σκυροδέματος διατμητικών ήλων $c \geq \max\{20\text{mm}; c_{nom}\} = \max\{20 \text{ mm}; 45 \text{ mm}\} = 45 \text{ mm} \rightarrow c \geq 45 \text{ mm}$
Κύρια δοκός: $c_1 = 250 - 200 = 50 \text{ mm} > c_{nom} = 45 \text{ mm}$

Διαδοκίδα: $c_2 = 350 - 300 = 50\ \text{mm} \geq 50\ \text{mm} > c_{nom} = 45\ \text{mm}$
Καθαρή απόσταση ήλων από το ελεύθερο άκρο του πέλματος:

Αποφυγή διαμήκους διάρρηξης στην άκρη της πλάκας σκυροδέματος:
Απόσταση της άκρης της πλάκας σκυροδέματος από τον άξονα του πλησιέστερου ήλου είναι μεγαλύτερη από $e_E \geq 300\ \text{mm}$
Δεν απαιτείται η τοποθέτηση πρόσθετου εγκάρσιου οπλισμού

9.2 Απαιτούμενοι διατμητικοί ήλοι – κύρια δοκός

Υπολογίζεται η τέμνουσα δύναμη ξεχωριστά για κάθε μία από τις φορτίσεις:
Μόνιμα φορτία : $0.35*G_1+1.35*G_2$
Συστολή ξήρανσης: S
Φορτία κυκλοφορίας: 1.35*Q+0.9*T

Στη συνέχεια υπολογίζεται η δρώσα διατμητική ροή ξεχωριστά για κάθε μία από τις φορτίσεις και χρόνους ελέγχου t = 0 και t = ∞:

$$v_{Ed,L} = \frac{V_{Ed,L} * S_{1,L}}{I_{1,L}} = \frac{V_{Ed,L} * A_c * (z_{1,L} - z_c)}{n_L * I_{1,L}}$$

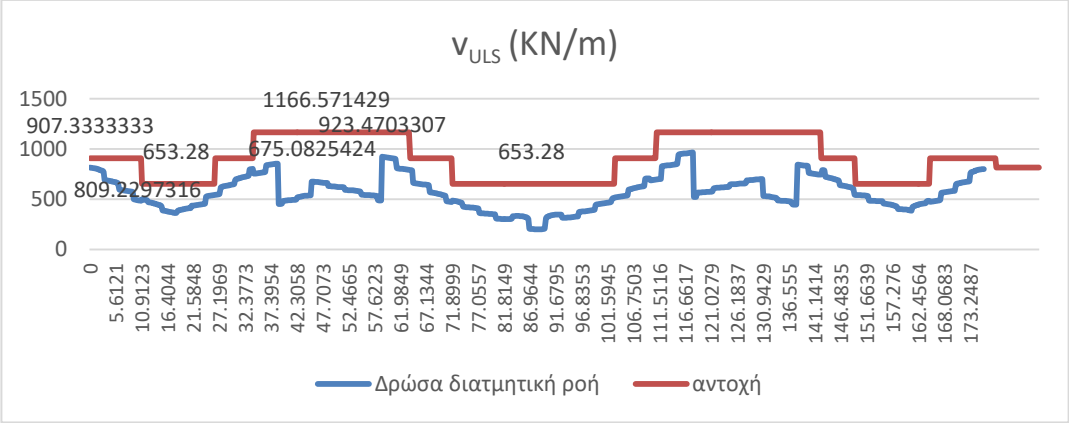
Όπου:
$V_{Ed,L}$= τέμνουσα σχεδιασμού ξεχωριστά για κάθε μία φόρτιση
n_L= συντελεστής ισοδυναμίας χάλυβα-σκυροδέματος ο οποίος εξαρτάται από τον τύπο της φόρτισης και τον χρόνο ελέγχου

Αδρανειακά μεγέθη σύμμικτης διατομής (n_L) απο Πίνακα, Παράρτημα Β:
$A_{1,L} = \textit{το εμβαδόν της σύμμικτης διατομής}$
$z_{1,L} =$ η θέση του κέντρου βάρους *της σύμμικτης διατομής*
$I_{1,L}$= ροπή αδρανείας της αρηγμάτωτης σύμμικτης διατομής
$S_{1,L} =$ στατική ροπή της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής

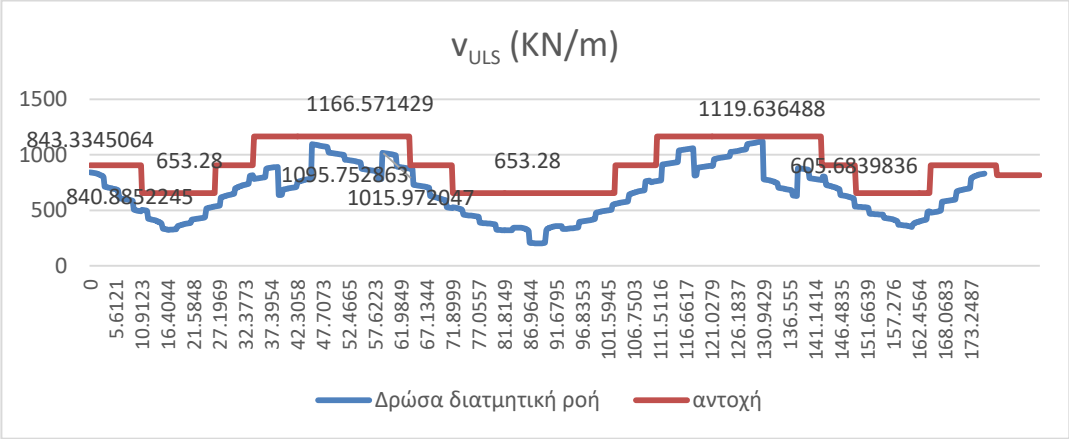
Για την πλάκα σκυροδέματος:
$b_{eff} =$ συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος
$A_c = beff * hc$
$z_c = 12.5\text{cm},$ η θέση του κέντρου βάρους της πλάκας σκυροδέματος

Παρατηρήσεις:
Όσον αφορά τα μόνιμα φορτία G_1 που επιβάλλονται στο φορέα πριν την σκλήρυνση του σκυροδέματος, παραλαμβάνονται πλήρως από την χαλύβδινη διατομή και δεν δημιουργούν ένταση στους διατμητικούς ήλους. Παρ'όλα αυτά κάνουμε τη συντηρητική παραδοχή
πως το τμήμα της τέμνουσας που αντιστοιχεί στο συντελεστή ασφάλειας εντείνει τους διατμητικούς ήλους.
Όσον αφορά τη διατμητική ροή λόγω συστολής ξήρανσης S, όταν είναι ευμενής αγνοείται ενώ αν είναι δυσμενής προστίθεται στις διατμητικές ροές τις υπολογιζόμενες από άλλες φορτίσεις.

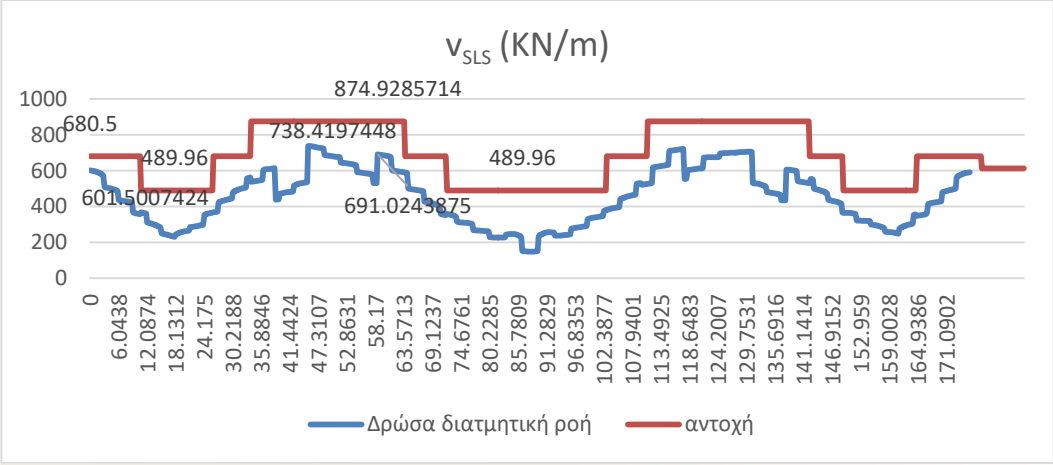
Στα Σχήματα 9.2.1 – 9.2.4 παρατίθενται τα διαγράμματα διατμητικής ροής που προέκυψαν σύμφωνα με τα προαναφερθέντα καθώς και οι αντίστοιχες αντοχές των τοποθετούμενων ήλων, για ΟΚΑ t = ∞ και t = 0, καθώς και για ΟΚΛ t = ∞ και t = 0.



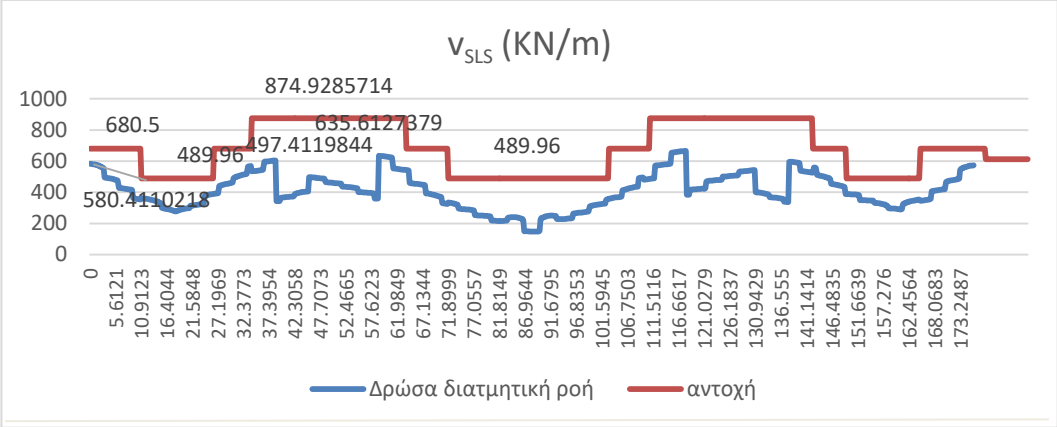
Σχήμα 9.2.1 Διάγραμμα διατμητικής ροής κύριας δοκού στην ΟΚΑ t=∞



Σχήμα 9.2.2 Διάγραμμα διατμητικής ροής κύριας δοκού στην ΟΚΑ t=0



Σχήμα 9.2.3 Διάγραμμα διατμητικής ροής κύριας δοκού στην ΟΚΛ t=∞



Σχήμα 9.2.4 Διάγραμμα διατμητικής ροής κύριας δοκού στην ΟΚΛ t=0

Τοποθετήθηκαν:

- 2Φ19x200/18 στην περιοχή ακραίων στηρίξεων
- 2Φ19x200/25 στην περιοχή ανοιγμάτων
- 2Φ19x200/14 στην περιοχή ενδιάμεσων στηρίξεων

Πιο συγκεκριμένα τοποθετήθηκαν:

- 2Φ19x200/18 στα διαστήματα 0.00-12.00,27.00-34.00,64.00-72.00,103.00-111.00,131.00- 148.00,163.00-175.00 (m)
- 2Φ19x200/25 στα διατήματα 12.00-27.00,72.00-103.00,148.00-163.00 (m)
- 2Φ19x200/14 στα διαστήματα 34.00-64.00,111.00-131.00 (m)

Αντοχή τοποθετούμενων διατμητικών ήλων στην ΟΚΑ:

$$v_{Rd} = 2 * \frac{81.66}{0.18} = 907.33 \frac{kN}{m}, \text{για } 2\Phi19x200/18$$

$$v_{Rd} = 2 * \frac{81.66}{0.25} = 653.28 \frac{kN}{m}, \text{για } 2\Phi19x200/25$$

$$v_{Rd} = 2 * \frac{81.66}{0.14} = 1166.6 \frac{kN}{m}, \text{για } 2\Phi19x200/14$$

Αντοχή τοποθετούμενων διατμητικών ήλων στην ΟΚΛ:

$$v_{Rd,ser} = 2 * \frac{61.24}{0.18} = 680.44 \text{ kN/m}, \text{για } 2\Phi19x200/18$$

$$v_{Rd,ser} = 2 * \frac{61.24}{0.25} = 489.9 \text{ kN/m}, \text{για } 2\Phi19x200/25$$

$$v_{Rd,ser} = 2 * \frac{61.24}{0.14} = 874.86 \text{ kN/m}, \text{για } 2\Phi19x200/14$$

9.3 Απαιτούμενοι ήλοι - Διαδοκίδα

Έλεγχος σε ΟΚΑ t=0 για βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας για την συνολική τέμνουσα σύμφωνα με τον συνδυασμό:
$0.35*G_1+1.35*G_2+1.35*Q_{TS}+1.35*Q_{UDL}$

Αδρανειακά μεγέθη σύμμικτης

$A_{1,Q} = 1018.6 \text{ cm}^2$

$z_{1,Q} = 38.99 \text{ cm}$

$I_{1,Q} = 1531758 \text{ cm}^4$

$A_c = 3125 \text{ cm}^2$

$z_c = 12.5 \text{ cm}$

$b_{eff} = 1250 \text{ mm}$

Διατμητική ροή σχεδιασμού

$$v_{Ed} = \frac{v_{Ed} * S_{1,Q}}{I_{1,Q}} = \frac{997 * 3125 * (38.99 - 12.5) * 100}{5.675 * 1531758} = 949.5 \text{ kN/m}$$

Τοποθετήθηκαν 2Φ19Χ300/12 με αντοχή:

$$v_{Rd} = 2 * \frac{81.66}{0.12} = 1361 \text{ kN/m} > V_{Ed} = 949.5 \text{ kN/m}$$

9.4 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος

Έλεγχος πλάκας λόγω διμήκους διάτμησης και οπλισμός διατμητικής σύνδεσης

Έλεγχος πλάκας λόγω διαμήκους διάτμησης

Ο εγκάρσιος οπλισμός της δοκού πρέπει να περιλαμβάνει τουλάχιστον την διατμητική ροή ΟΚΑ των Σχημάτων 9.2.1 -9.2.4 και σχεδιάζεται ικανοτικά για την αντοχή ΟΚΛ.

Κυρία δοκός

Μήκη επιφανειών αστοχίας a-a και b-b

$L_{v,a-a} = 250 \text{ mm}$

Μικρότερη επιφάνεια αστοχίας (δυσμενέστερη)

$L_{v,b-b} = 2 * 200 + 400 + 32 = 832 \text{ mm}$ για το μικρό άνοιγμα

Η ροή που δρα στη τομή a-a λαμβάνεται ως το 50% της πλήρους V_{Ed} που δρα στη τομή.

Περιοχές ακραίων στηρίξεων (2Φ19/18)

$$v_{Lc,Ed}{}^{b} = \max\{v_{Ed} ; v_{Rd,ser}\} = \max\{843.33 ; 680.5\} = 843.33 \text{ kN/m}$$

$$v_{Lc,Ed}{}^{a} = \frac{v_{Lc,Ed}{}^{b}}{2} = \frac{843.33}{2} = 421.67 \text{ kN/m}$$

Περιοχές ανοιγμάτων (2Φ19/25)

$$v_{Lc,Ed}{}^{b} = \max\{v_{Ed} ; v_{Rd,ser}\} = \max\{605.69 ; 680.5\} = 680.5 \text{ kN/m}$$

$$v_{Lc,Ed}{}^{a} = \frac{v_{Lc,Ed}{}^{b}}{2} = 340.25 \text{ kN/m}$$

Περιοχές ενδιάμεσων στηρίξεων (2Φ19/14)

$$v_{Lc,Ed}{}^{b} = \max\{v_{Ed} ; v_{Rd,ser}\} = \max\{1121.83 ; 874.93\} = 1121.83 \text{ kN/m}$$

$$v_{Lc,Ed}{}^{a} = \frac{v_{Lc,Ed}{}^{b}}{2} = \frac{1121.83}{2} = 560.9 \text{ kN/m}$$

Αντοχή θραύσης θλιπτήρων

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

$$v_{c,Rd}{}^{a} = 0.48 * \frac{50}{1.5} * 250 * \frac{1}{1.2 + 1.2^{-1}} = 1967.21 \text{ kN/m}$$

$$v_{c,Rd}{}^{b} = 0.48 * \frac{50}{1.5} * 832 * \frac{1}{1.2 + 1.2^{-1}} = 6546.88 \text{ kN/m}$$

Όπου:

$$v = 0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 * \left(1 - \frac{50}{250}\right) = 0.48$$

$\cot\theta = 1.2$ *παντού*

Ελέγχεται η μέγιστη διατμητική ροή ως δυσμενέστερη:
$v_{Lc,Ed}{}^{a} = 560.9 kN/m < v_{c,Ed}{}^{b} = 1967.21 kN/m$
$v_{Lc,Ed}{}^{b} = 1121.83 kN/m < v_{c,Ed}{}^{a} = 6546.88 kN/m$
Επομένως η πλάκα έχει επαρκή αντοχή.

Έλεγχος οπλισμού
Ελέγχεται ο οπλισμός που τοποθετείται εγκάρσια στη δοκό και συγκεκριμένα η τομή b-b με την πλήρη διατμητική ροή ως δυσμενέστερη. Διατέμνεται οπλισμός διπλάσιος του κάτω εγκάρσιου οπλισμού (A_b).

Αντοχή ελκυστήρων:
$$v_{s,Rd} = \frac{A_{sf}}{s_f} * f_{sd} * \cot\theta \geq v_{Lc,Ed} \rightarrow$$
$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)^{b} \geq \frac{v_{s,Rd}}{f_{sd} * \cot\theta}$$
$\cot\theta = 1$ για αρνητικές ροπές
$\cot\theta = 1.2$ για θετικές ροπές

Ακραίες στηρίξεις (2Φ19/18)
$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)^{b} \geq \frac{843.33}{1.2 * \frac{50}{1.15}} = 16.2\ cm^2/m \rightarrow$$
$A_b = 8.1\ cm^2/m$, $A_t = 4.1\ cm^2/m$,

Ανοίγματα (2Φ19/25)
$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)^{b} \geq \frac{680.5}{1.2 * \frac{50}{1.15}} = 13\ cm^2/m \rightarrow$$
$A_b = 6.5\ cm^2/m$, $A_t = 3.3\ cm^2/m$,

Ενδιάμεσες στηρίξεις (2Φ19/14)
$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)^{b} \geq \frac{1121.83}{1.2 * \frac{50}{1.15}} = 25.80\ cm^2/m \rightarrow$$
$A_b = 12.9\ cm^2/m$, $A_t = 6.45\ cm^2/m$,

Ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός:
$$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{0.08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}} = \frac{0.08 * \sqrt{50} * 25 * 10^2}{500} = 2.83\ cm^2/m$$

Διαδοκίδα
Μήκη επιφανειών αστοχίας:
$L_{v,a-a} = 250\ mm$
$L_{v,b-b} = 2 * 300 + 100 + 32 = 732\ mm$

Δρώσα διατμητική ροή:
$v_{Lc,Ed}{}^{b} = \max\{v_{Ed}\ ;\ v_{Rd,ser}\} = \max\{949.5;\ 1020.67\} = 1020.67\ kN/m$
$$v_{Lc,Ed}{}^{a} = \frac{v_{Lc,Ed}{}^{b}}{2} = \frac{1020.67}{2} = 510.33\ kN/m$$
$$v_{Rd,ser} = 2 * \frac{61.24}{0.12} = 1020.67\ kN/m$$

Η αντοχή του θλιπτήρα σκυροδέματος:

$$v_{c,Rd}{}^{a} = 0.48 * \frac{50}{1.5} * 250 * \frac{1}{1.2 + 1.2^{-1}} = 1967.21\ \mathrm{kN/m} > v_{Lc,Ed}{}^{a} = 510.33\ \mathrm{kN/m}$$
$$v_{c,Rd}{}^{b} = 0.48 * \frac{50}{1.5} * 732 * \frac{1}{1.2 + 1.2^{-1}} = 5760\ \mathrm{kN/m} > v_{Lc,Ed}{}^{b} = 1020.67\ \mathrm{kN/m}$$

Απαιτούμενος οπλισμός (2Φ19/12):

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)^{b} \geq \frac{1020.67}{1.2 * \frac{50}{1.15}} = 19.56\ \mathrm{cm^2/m} \rightarrow$$

$A_b = 9.78\ \mathrm{cm^2/m}$, $A_t = 4.89\ \mathrm{cm^2/m}$.

Παρατίθενται οι απαίτησεις οπλισμού ενός τυπικού φατνώματος μια τυπικής διατομής λόγω τοπικής κάμψης της πλάκας.

Εγκάρσιος οπλισμός στις θέσεις των κυρίων δοκών

Άνω οπλισμός	11.9 $\mathrm{cm^2/m}$
Κάτω οπλισμός	1.54 $\mathrm{cm^2/m}$

Εγκάρσιος οπλισμός στο άνοιγμα μεταξύ των κυρίων δοκών

Άνω οπλισμός	1.54 $\mathrm{cm^2/m}$
Κάτω οπλισμός	8.74 $\mathrm{cm^2/m}$

Διαμήκης οπλισμός στις θέσεις των διαδοκίδων

Άνω οπλισμός	5.2 $\mathrm{cm^2/m}$
Κάτω οπλισμός	7.1 $\mathrm{cm^2/m}$

Διαμήκης οπλισμός στο άνοιγμα μεταξύ των διαδοκίδων

Άνω οπλισμός	2.59 $\mathrm{cm^2/m}$
Κάτω οπλισμός	4.5 $\mathrm{cm^2/m}$

Συνδετήρες σε μια ζώνη πλάτους 0.75 m εκατέρωθεν των δοκών: 9.7 $\mathrm{cm^2/m}$

Τελικός οπλισμός πλάκας

Εγκάρσιος οπλισμός στις θέσεις των κυρίων δοκών:

Άνω οπλισμός:

$$A_{t,req} = \max\{6.45;\ \ 0.5 * 6.45 + 11.9\} = \max\{6.45;\ \ 15.12\} = 15.12\ \mathrm{cm^2/m}$$

Κάτω οπλισμός:

$$A_{t,req} = \max\{12.9;\ \ 0.5 * 12.9 + 1.54\} = \max\{12.9;\ \ 7.99\} = 12.9\ \mathrm{cm^2/m}$$

Διαμήκης οπλισμός στις θέσεις των διαδοκίδων

Άνω οπλισμός:

$$A_{t,req} = \max\{4.89;\ \ 0.5 * 4.89 + 5.2\} = \max\{4.89;\ \ 7.65\} = 7.65\mathrm{cm^2/m}$$

Κάτω οπλισμός:

$$A_{t,req} = \max\{9.78;\ \ 0.5 * 9.78 + 7.1\} = \max\{9.78;\ \ 11.9\} = 11.9\ \mathrm{cm^2/m}$$

Τέθηκαν εγκάρσια:

Πάνω από την δοκό: Φ20/15 άνω ,Φ16/15 κάτω

Στο μεταξύ διάστημα: Φ20/15 κάτω

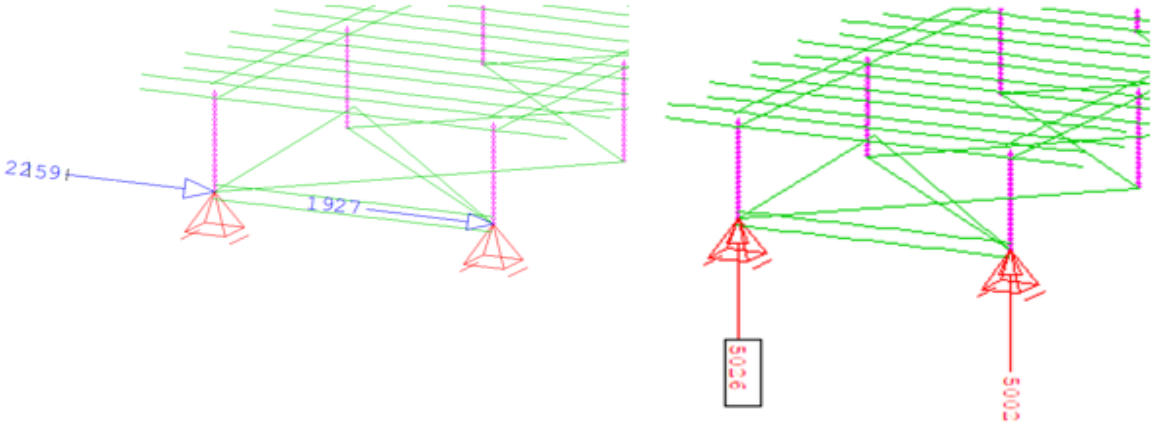
Τέθηκαν διαμήκη: Φ14/15 άνω, Φ16/15 κάτω

Τέθηκαν συνδετήρες:

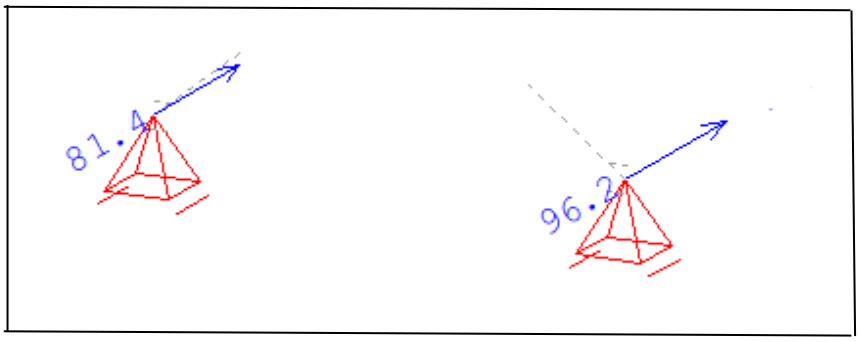
Φ12/30/30 σε περιοχή πλάτους 1m, εκατέρωθεν των δοκών

10 Εφέδρανα

Οι μέγιστες ταυτόχρονες εντάσεις προκύπτουν για τον συνδυασμό:
1.35*G+1.5*T και είναι :
Vmax= 5026 kN βλ. Σχήμα 10.1
H_y= 2259 KN
d_x= ± 96.2 mm, βλ. Σχήμα 10.2



Σχήμα 10.1 Μέγιστη ταυτόχρονη ένταση στα εφέδρανα



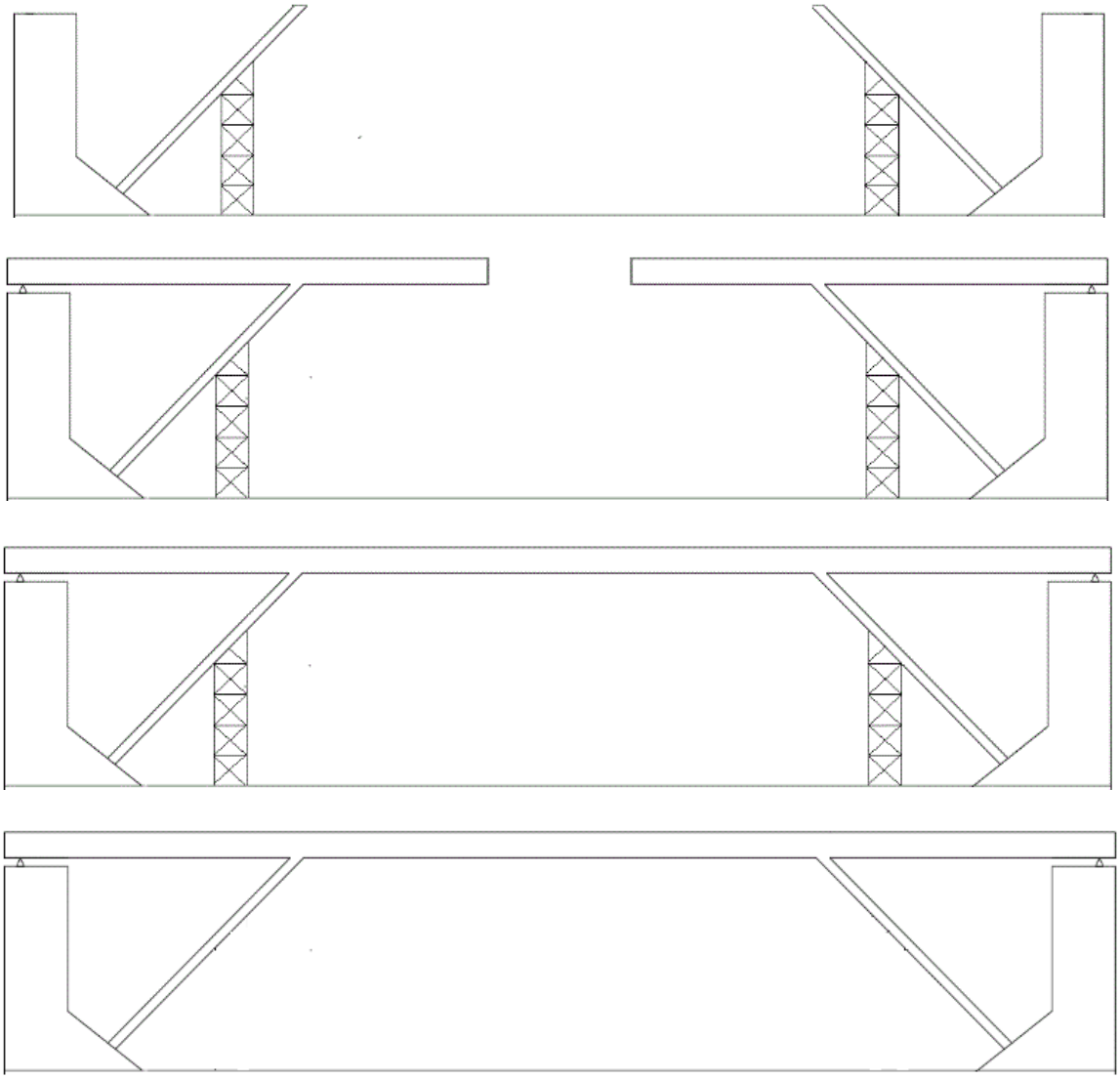
Σχήμα 10.2 Μέγιστη μετατόπιση κατά το διαμήκη άξονα x

Τα εφέδρανα που προτίνονται για τις παραπάνω δυσμενέστερες φορτίσεις είναι τα σφαιρικά εφέδρανα της εταιρείας FREYSSINET :
TETPON Spherical bearings SB GG (Σχήμα 10.3), τα οποία έχουν μέγιστες τιμές (σύμφωνα με το ενημερωτικό φυλλάδιο του κατασκευαστή):
V_{max}= 10000kN και
H_x= 3000kN
d_x= ± 200mm

Σχήμα 10.3 Σφαιρικό εφέδρανο TETPON SB GG

11 Φάσεις κατασκευής

Αρχικά στηρίζονται οι αντιρρήδες περίπου στο μέσο του μήκους τους ανάλογα με το διατιθέμενο έδαφος που υπάρχει καθώς στην περιοχή του έργου το έδαφος δεν είναι συνεχές αλλά διακόπτεται λόγω της διώρυγας. Στη συνέχεια συναρμολογείται και τοποθετείται ο μεταλλικός φορέας των ακραίων ανοιγμάτων και έπειτα του μεσαίου ανοίγματος με τη βοήθεια γερανών. Σκυροδετούνται τα ακραία ανοίγματα και έπειτα το μεγάλο. Σχηματική απεικόνιση των φάσεων ανέγερσης φαίνεται στο Σχήμα 11 .1.



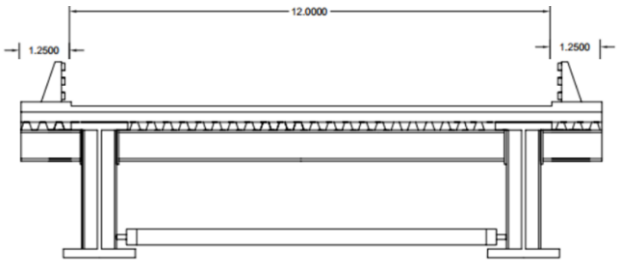
Σχήμα 11 .1 Φάσεις κατασκευής

12 Προμέτρηση

- Σύμμικτη Γέφυρα

Σκυρόδεμα	
Όγκος σκυροδέματος:	0.25m*14.5m*175m=635m^3
Ειδικό βάρος σκυροδέματος:	25kN/m^3
Συνολικό βάρος σκυροδέματος	25kN/m^3*635m^3=15859.4kN=1585.9t
Δομικός χάλυβας	
Κύρια δοκός:	2*(0.1442*0.85*45*2) *78.5=1731.9 kN
	2*(0.2034*0.70*85*2) *78.5=3800.12 kN
	2*(0.356*130*0.15*2)*78.5=2180.00 kN
Διαδοκίδες:	57*14.5*0.0468*78.5=3036.4 kN
Αντιρρήδες:	4*50*0.1608*78.5=2524.56 kN
Χαλύβδινοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας:	38*13.4*0.0155 *78.5=619.6 kN
	4*9.5*0.01355*78.5=40.4 kN
	16*5.3*0.00333*78.5=22.17 kN
Χάλυβας οπλισμού:	250Kg*14.5*175=2.45KN*14.5*175= 6216.9 kN
Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα:	20172kN=2017.2t
Με προσαύξηση 10%	2218.9t

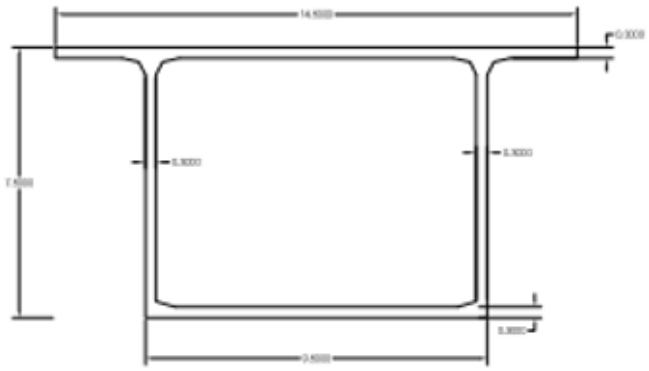
Συνολικό βάρος γέφυρας:1585.9+2218.9=3804.8t



Σχήμα 12.1 Διατομή σύμμικτης γέφυρας

- Υπάρχουσα προεντεταμένη γέφυρα

Συνολικό βάρος σκυροδέματος: *25kN/m^3*3720 m^3=93000 kN=9300 t*



Σχήμα 12.2 Διατομή προεντεταμένης γέφυρας

Παρατηρήσεις:

Στην υπάρχουσα προεντεταμένη γέφυρα λόγω ελλειπών στοιχείων περί απαιτήσεων σε χάλυβα έχει πραγματοποιηθεί προμέτρηση μόνο της ποσότητας σκυροδέματος επιλέγοντας μία μέση διατομή της προεντεταμένης.

Το βάρος της σύμμικτης υπολογίστηκε με την παραδοχή της αύξησης των μεταλλικών στοιχείων κατά 10% λόγω των στοιχείων τα οποία δεν προσομοιώνονται.

Συμπέρασμα:

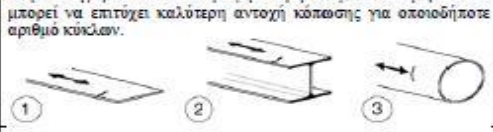
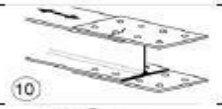
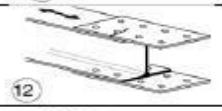
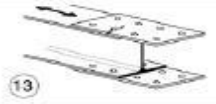
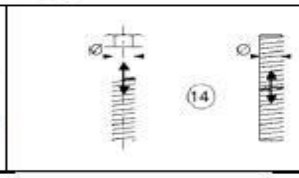
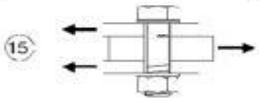
Παρατηρούμε ότι το βάρος της σύμμικτης είναι πολύ μικρότερο από εκείνο της προεντεταμένης. Οπότε ως προς το βάρος πρόκειται για ανταγωνιστική πρόταση. Απαιτείται όμως το άνοιγμα μεγάλου ορύγματος διαστάσεων περίπου 35X40X20 m^3 για κάθε πλευρά στήριξης, για την θεμελίωση των αντιρρήδων. Πρέπει όμως στην ανταγωνιστικότητα να συνεκτιμηθεί η διαφορά στο κόστος μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος.

13 Βιβλιογραφία

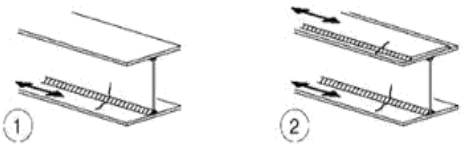
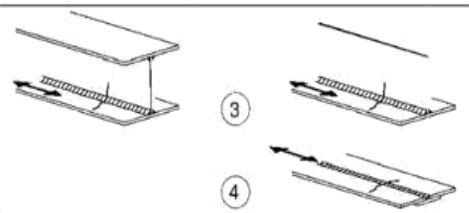
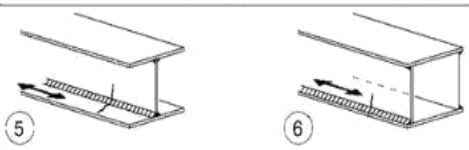
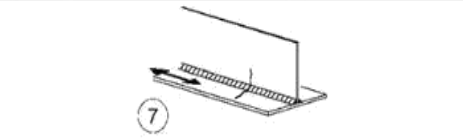
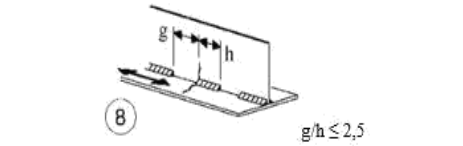
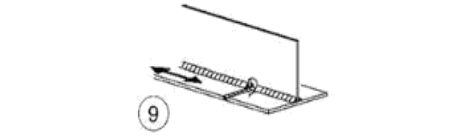
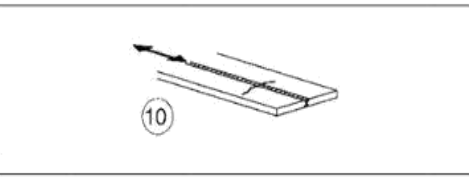
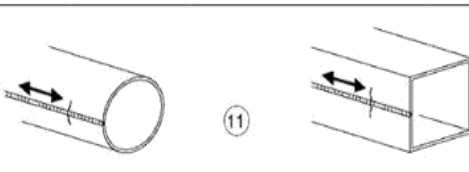
1. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π. (2016). «Σύμμικτες γέφυρες από χάλυβα και σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α. (2006). «Σύμμικτες γέφυρες – Οδηγός σχεδιασμού με βάση τα DIN-Fachberichte και τους Ευρωκώδικες, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Ερμόπουλος Ι., (2008). «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες ($2^{η}$ έκδοση)», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
8. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
9. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
10. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
11. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
12. EN1992-1-1: Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί Κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
13. EN1992-2: Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γέφυρες από σκυρόδεμα - Σχεδιασμός και κανόνες διαμόρφωσης, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005.
14. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
15. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
16. EN 1994-2: Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός συμμίκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γενικοί κανόνες και κανόνες για γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005
17. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
18. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005

Παράρτημα Α. Πίνακας κατηγοριών λεπτομερειών

Επίπεδα μέλη και κοχλιωτές συνδέσεις

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
160	**ΣΗΜΕΙΩΣΗ** Η καμπύλη αντοχής σε κόπωση που αντιστοιχεί στην κατηγορία 160 είναι η υψηλότερη. Καμιά λεπτομέρεια δεν μπορεί να επιτύχει καλύτερη αντοχή κόπωσης για οποιοδήποτε αριθμό κύκλων. 	<u>Ελατά και πρεσαριστά προϊόντα:</u> 1) Ελάσματα και λάμες 2) Ελατές διατομές 3) Μη συγκολλητές ορθογωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές.	<u>Λεπτομέρειες 1) έως 3):</u> Αιχμηρές ακμές, επιφανειακά ελαττώματα και σφάλματα έλασης πρέπει να αφαιρούνται με λείανση μέχρις απομακρύνσεως και ομαλής μετάβασης.
140		<u>Ελάσματα που κόβονται με ψαλιδισμό ή φλόγα:</u> 4) Μηχανική κοπή υλικού με φλόγα ή ψαλιδισμό και ακόλουθος καθαρισμός. 5) Υλικό που κόβεται μηχανικά με φλόγα και με χείλη κοπής με ρηχές και κανονικές εγκοπές ή χειρωνακτική κοπή με φλόγα, και ακόλουθη επεξεργασία για την εξάλειψη ατελειών κοπής. Μηχανική κοπή υλικού με φλόγα κατά τις προδιαγραφές EN 1090.	4) Όλες οι ορατές εγκοπές στα άκρα θα εξαλείφονται. Οι περιοχές κοπής θα κατεργάζονται ή θα λειαίνονται και θα αφαιρούνται όλα τα γρέζια. Όλες οι μηχανικές εγκοπές π.χ. από λείανση, θα πρέπει να είναι παράλληλες στις τάσεις. <u>Λεπτομέρειες 4) και 5):</u> -Εισέχουσες γωνίες θα λειαίνονται (κλίση ≤ ¼) ή θα υπολογίζονται με κατάλληλους συντελεστές συγκέντρωσης τάσεων. -Όχι επιδιόρθωση με επανασυγκόλληση.
125			
100 m = 5		6) και 7) Ελατά και πρεσαριστά προϊόντα όπως στις λεπτομ. 1), 2), 3)	<u>Λεπτομέρειες 6) και 7):</u> Η Δτ υπολογίζεται από: $\tau = \frac{V\,S(t)}{I\,t}$
Για τις λεπτομέρειες 1 – 5 από αντιδιαβρωτικό χάλυβα να χρησιμοποιείται η αμέσως χαμηλότερη κατηγορία.			
112		8) Συμμετρική δίτμητη σύνδεση με προεντεταμένους κοχλίες υψηλής αντοχής.	8) Η Δσ να υπολογίζεται για την πλήρη διατομή.
		8) Συμμετρική δίτμητη σύνδεση με κανονικούς κοχλίες.	8) ... πλήρη διατομή.
90		9) Δίτμητη σύνδεση με εφαρμοσμένους κοχλίες.	9) ... καθαρή διατομή.
		9) Δίτμητη σύνδεση με μη προεντεταμένους ψεκασμένους κοχλίες.	9) ... καθαρή διατομή.
		10) Μονότμητη σύνδεση με προεντεταμένους κοχλίες υψηλής αντοχής.	10) ... πλήρη διατομή.
		10) Μονότμητη σύνδεση με κανονικούς κοχλίες.	10) ... πλήρη διατομή.
		11) Δομικό στοιχείο με οπές υπό κάμψη και αξονική δύναμη	11) ... καθαρή διατομή.
80		12) Μονότμητη σύνδεση με εφαρμοσμένους κοχλίες.	12) ... καθαρή διατομή.
		12) Μονότμητη σύνδεση με μη προεντεταμένους ψεκασμένους κοχλίες.	12) ... καθαρή διατομή.
50		13) Μονότμητη ή δίτμητη συμμετρική σύνδεση με μη προεντεταμένους κοχλίες σε κανονικές οπές. Όχι ανακύκλιση φορτίων.	13) ... καθαρή διατομή.
			<u>Για κοχλιωτές συνδέσεις (Λεπτομ. 8) έως 13)) γενικά:</u> Απόσταση από άκρο: $e_1 \geq 1{,}5\ d$ Απόσταση από παρειά: $e_2 \geq 1{,}5\ d$ Απόσταση: $p_1 \geq 2{,}5\ d$ Απόσταση: $p_2 \geq 2{,}5\ d$ Διαμόρφωση σύμφωνα με EN 1993-1-8, Σχήμα 3.1
50	Επίδραση πάχους για t > 30mm: $k_t=(30/t)^{0.25}$ 	14) Κοχλίες και ράβδοι υπό εφελκυσμό με σπείρωμα από έλαση ή κοπή. Για μεγάλες διαμέτρους (αγκύρια) η επίδραση πάχους λαμβάνεται υπόψη με τον k_t.	14) Η Δσ υπολογίζεται με την εφελκυόμενη διατομή του κοχλία. Εφελκυσμός και κάμψη λόγω δυνάμεων μοχλού ή κάμψη από άλλες αιτίες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Για προεντεταμένους κοχλίες, η απομείωση του εύρους τάσεων μπορεί να λαμβάνεται υπόψη.
100 m=5		<u>Μονότμητοι ή δίτμητοι κοχλίες</u> Σπείρωμα όχι στην επιφ. διάτμ. 15) -Εφηρμοσμένοι κοχλίες -Κανονικοί κοχλίες χωρίς ανακύκλιση φορτίων (ποιότητος 5.6, 8.8 ή 10.9)	15) Η Δτ υπολογίζεται με τη διατομή κορμού του κοχλία.

Συγκολλητές διατομές

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

Παράρτημα Β. Αδρανειακά μεγέθη

Ανοίγματα								
Q	n	A1,L	z1,L	I1,L	Wco	Wcu	Wao	Wau
1	5.675676	4625.452	73.60192	66063305	5094350	7714797	1359274	226711.5
3	5.675676	5227.452	95.24662	98623485	5876901	7968425	1403961	365606.1
G∞	n	A1,L	z1,L	I1,L	Wco	Wcu	Wao	Wau
1	15.05321	2636.062	119.7145	52927176	6655202	8411850	558807.7	215777.8
3	15.05321	3496.585	136.2076	80815511	7352761	9005698	726708.7	353226.3
S∞	n	A1,L	z1,L	I1,L	Wco	Wcu	Wao	Wau
1	12.39244	2894.585	110.1389	55646934	6261200	8099726	653601.9	218342.2
3	12.39244	3496.585	136.2076	80815511	7352761	9005698	726708.7	353226.3
Στήριξη		A2,L	z2,L	I2,L			Wao	Wau
2		3764.715	193.7301	85971693			509522	501966.1