



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Καμπύλης Σύμμικτης Γέφυρας Δύο Ανοιγμάτων με Τραπεζοειδή Διατομή



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αγγελική Π. Κομπότη

Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος

Αθήνα, Ιούλιος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/06

Κομπότη Α. Π. (2020).
Σχεδιασμός καμπύλης σύμμικτης γέφυρας δύο ανοιγμάτων με τραπεζοειδή διατομή
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/06
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kompoti A. P. (2020).
Design of a two- span curved box-girder composite bridge
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/06
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 Ιστορική Αναδρομή	6
1.3 Ταξινόμηση Γεφυρών	8
1.4 Κριτήρια Επιλογής Τύπου Γέφυρας	10
1.5 Σύμμικτες Γέφυρες	10
1.6 Μόρφωση σύμμικτων γεφυρών	10
1.7 Γέφυρα με κιβωτοειδείς δοκούς	12
2. Μόρφωση Γέφυρας	13
2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά - Στατικό προσομοίωμα	13
2.2 Δομικά υλικά	15
3 Δράσεις	16
3.1 Μόνιμες δράσεις (G)	16
3.2 Μεταβλητές δράσεις (Q)	16
3.3 Φορτία ανέμου	21
3.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές	26
3.5 Σεισμικές δράσεις	30
4. Συνδυασμοί Δράσεων	32
4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α)	32
4.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ)	34
5. Υπολογισμός Φορτίων	35
5.1 Μόνιμα Φορτία	35
5.2 Κινητά Φορτία	35
5.3 Υπολογισμός Ερπυσμού και Συστολής Ξήρανσης	35
5.4 Θερμοκρασιακές Διαφορές (ΔT_M , ΔT_N)	36
5.5 Υπολογισμός φορτίου ανέμου	37
5.6 Οριζόντια φορτία	39
6. Ανάλυση φορέα και έλεγχοι επάρκειας	40
6.1 Ανάλυση κύριων δοκών	40

6.2 Έλεγχος κύριας δοκού σε Ο.Κ.Α.	44
6.2.1 Έλεγχος τάσεων σε Ο.Κ.Α. χωρίς διατμητική κύρτωση	44
6.2.2 Έλεγχος χάλυβα σε κύρτωση	46
6.3 Έλεγχος σε Ο.Κ.Λ.....	61
6.4 Διατμητική Σύνδεση.....	62
6.5 Κόπωση	70
7 Έλεγχος σε φάση κατασκευής	82
8.Συνδέσεις	85
9. Βιβλιογραφία	87

Σχεδιασμός καμπύλης σύμμικτης γέφυρας δύο ανοιγμάτων με τραπεζοειδή διατομή

Κομπότη Α.Π. (Επιβλέπων: κ.Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός μιας οδικής σύμμικτης γέφυρας δύο ανοιγμάτων με τραπεζοειδή χαλύβδινη διατομή. Η παρούσα γέφυρα έχει συνολικό μήκος 120m, ενώ τα επιμέρους ανοίγματα είναι 60m με ακτίνα καμπυλότητας 400m. Το κατάστρωμα, αποτελείται από μια πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, πλάτους 14.50m, η οποία συνδέεται με μια συγκολλητή χαλύβδινη δοκό ανοικτής τραπεζοειδούς διατομής μέσω διατημητικών ήλων.

Στο πρώτο και στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια μικρή εισαγωγή στις οδικές γέφυρες και την εξέλιξη τους με τον χρόνο, ενώ στην συνέχεια παρουσιάζεται το προσομοίωμα της παρούσας γέφυρας και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών που προέκυψαν.

Στα επόμενα τρία κεφάλαια περιγράφονται και υπολογίζονται όλες οι δράσεις που λήφθησαν υπόψη κατά τον σχεδιασμό. Επιπλέον, γίνεται αναφορά στους συνδυασμούς δράσεων σε ΟΚΑ και ΟΚΛ ώστε να εντοπιστεί ο δυσμενέστερος.

Στο κεφάλαιο έξι παρουσιάζονται οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και ο έλεγχος κόπωσης. Τέλος, απεικονίζονται αναλυτικά οι συνδέσεις των μελών και η αποκατάσταση συνέχειας των ελασμάτων.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2020/06

Title: Design of a Two- Span Curved Box-girder Composite Bridge
Kompoti A.P. (Supervisor: Thanopoulos P.)

Abstract

The scope of the present diploma thesis is the study and design of a two- span curved box girder road bridge. The total length of the bridge is 120m, with individual spans of 60 m. The horizontal radius of curvature is 400m. The deck, is a 14.5m wide reinforced concrete slab, which is connected with an open trapezoidal steel box girder through shear connectors.

In the first and second chapter a short introduction on road bridges and their evolution over the years takes place and then the model of bridge and the geometrical characteristics of cross sections are presented.

In the three following chapters all the actions, which were taken into consideration, are described and calculated. In addition, a reference to the combination of actions for the ultimate and serviceability limit states is made so as to find the more critical combination.

In chapter six the checks for the Ultimate Limit State and the Serviceability Limit State of the cross sections and also the members are checked in the state of fatigue. Finally, drawings of the basic connections are given.

Ευχαριστίες

Θέλω να ευχαριστήσω εγκάρδια την οικογένειά μου, που με στηρίζει στην πορεία μου όλα αυτά τα χρόνια με υπομονή και αγάπη.

Η παρούσα διπλωματική εργασία δεν θα είχε περατωθεί χωρίς την ουσιαστική βοήθεια του επιβλέποντα καθηγητή κ. Θανόπουλου Παύλου. Θέλω να του εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου για την άμεση και συνεχή βοήθειά του κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου.



Το πέτρινο Πηγαδιώτικο γεφύρι, έχει δύο τόξα, το ένα πάνω από το άλλο, ενώνοντας τις όχθες του φαραγγιού Ριντόμου.

1.Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Οι γέφυρες μαζί με τις σήραγγες αποτελούν τα πιο σημαντικά έργα ενός αυτοκινητόδρομου, τόσο από πλευράς τεχνικής δυσκολίας, όσο και οικονομικής βιωσιμότητας. Τα έργα αυτά δεν αποτελούν μόνο μια τεχνική κατασκευή η οποία επιτυγχάνει την ζεύξη δύο ή περισσότερων σημείων πάνω από ένα εμπόδιο φυσικό (όπως ένας ποταμός, μια χαράδρα, ένα θαλάσσιο στενό, μια διώρυγα, μια κοιλάδα) ή τεχνικό (όπως μια υπάρχουσα οδός ή σιδηροδρομική γραμμή) αλλά αποτελούν και κατασκευές "Σύμβολα" καθώς χαρακτηρίζουν και την οικονομική ευημερία μιας κοινωνίας σε μία συγκεκριμένη χρονική περίοδο.

Οι γέφυρες θεωρούνται από τις πλέον εντυπωσιακές κατασκευές μεταξύ των έργων στον τομέα του Πολιτικού Μηχανικού διότι απαιτούν ιδιαίτερη τεχνογνωσία καθώς παρουσιάζουν πολλές ιδιομορφίες κατά τον σχεδιασμό, τη διαστασιολόγηση και κατά την ανέγερσή τους.

1.2 Ιστορική Αναδρομή

Η διαχρονική ανάγκη του ανθρώπου για διευκόλυνση των μεταφορών μέσω της διάβασης ποταμών αποτελούσε πολύ σημαντικό πρόβλημα το οποίο οδήγησε στην κατασκευή γεφυρών από τους προϊστορικούς χρόνους. Οι πρώτες τεχνητές γέφυρες κατασκευάστηκαν από τον άνθρωπο με την τοποθέτηση μεγάλων επίπεδων λίθων, πάνω από τις φυσικές ροές είτε με μεγάλους κορμούς δέντρων που γεφύρωναν μικρά ρεύματα. Μέχρι τα τέλη του 18ου αιώνα τα μοναδικά διαθέσιμα υλικά για την κατασκευή γεφυρών ήταν η πέτρα και το ξύλο.



(α)



(β)

Σχήμα 1.1: (α) παλαιά (πέτρινη) και νέα (από οπλισμένο σκυρόδεμα) τοξωτή γέφυρα Κοσκάρικας, (β) παλαιά ξύλινη γέφυρα (στη UTAH)

Η βιομηχανική επανάσταση έδωσε ώθηση στην δόμηση με ένα νέο υλικό τον χάλυβα. Στην Κίνα το 1750, στην Μεγάλη Βρετανία, στις ΗΠΑ κατασκευάστηκαν χυτοσιδηρές γέφυρες. Με την εμφάνιση του σιδηροδρόμου και του αυτοκινήτου τα φορτία για τα οποία οι γέφυρες έπρεπε να σχεδιασθούν αυξήθηκαν κι έτσι άρχισαν να κατασκευάζονται σιδηρές γέφυρες. Η ανακάλυψη του σκυροδέματος στις αρχές του 20^{ου} αιώνα, αποτέλεσε επανάσταση στο χώρο της γεφυροποιίας αλλά και των κατασκευών γενικότερα. Το σκυρόδεμα είναι ένα υλικό με πολύ καλές μηχανικές ιδιότητες καθώς διαθέτει μεγάλη θλιπτική αντοχή, οικονομικό και με μεγάλη ανθεκτικότητα, το οποίο έδωσε και συνεχίζει να δίνει λύσεις στις συνεχώς αυξανόμενες απαιτήσεις των κοινωνιών. Ο συνδυασμός οπλισμένου σκυροδέματος και προέντασης (προεντεταμένες γέφυρες) βοήθησε στην γεφύρωση ακόμα μεγαλύτερων ανοιγμάτων, αύξησε την διάρκεια ζωής των γεφυρών, ενώ ταυτόχρονα μείωσε την δαπάνη κατασκευής και συντήρησης τους. Στη σύγχρονη εποχή οι γέφυρες που κατασκευάζονται μπορεί να είναι αμιγώς μεταλλικές, από οπλισμένο σκυρόδεμα ή/και προεντεταμένο σκυρόδεμα, από σύγχρονα σύνθετα υλικά και τέλος μπορεί να είναι και συνδυασμός αυτών, δηλαδή σύμμικτες.



Σχήμα 1.2: Η πρώτη γέφυρα από χυτοσίδηρο Iron Bridge, Αγγλία

1.3 Ταξινόμηση Γεφυρών

Ανάλογα με τον εξεταζόμενο παράγοντα, οι γέφυρες μπορούν να ταξινομηθούν σε διάφορες κατηγορίες, ανεξάρτητες μεταξύ τους, οι κυριότερες από τις οποίες είναι οι ακόλουθες:

- Ανάλογα με την χρήση: οδικές, σιδηροδρομικές, πεζογέφυρες, μεικτές, γέφυρες αγωγών, γερανογέφυρες κλπ.
- Ανάλογα με την διάρκεια χρήσης: μόνιμες, προσωρινές, λυόμενες.
- Ανάλογα με τη στατική μορφή των κύριων δοκών: αμφιέριστες, συνεχείς, πλαισιωτές, τοξωτές, κρεμαστές με ευθύγραμμο ή καμπύλο καλώδια.
- Ανάλογα με την μόρφωση των κυρίων δοκών: Ολόσωμες (πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτιοειδείς) και δικτυωτές μορφής V, N, K.
- Ανάλογα με τη θέση του καταστρώματος: Άνω, μέσης και κάτω διάβασης.
- Ανάλογα με τον αριθμό των καταστρώματων: Μονώροφες και διώροφες.
- Ανάλογα με το είδος των συνδέσεων: Ηλωτές, Κοχλιωτές και συγκολλητές.
- Ανάλογα με τη λοξότητα: Ορθές και λοξές.
- Ανάλογα με τη γεωμετρική χάραξη του άξονα: Ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες.
- Ανάλογα με την κινητικότητα: Σταθερές ή κινητές π.χ. κυλιόμενες, κατακόρυφα ανυψούμενες, περιστρεφόμενες περί κατακόρυφο ή οριζόντιο άξονα, καθώς και βυθιζόμενες



(α)



(β)

Σχήμα 1.3: Τύποι γεφυρών με βάση την χρήση (α) Οδική γέφυρα (Κορίνθου), (β) Σιδηροδρομική γέφυρα (Εκάρας)



(α)

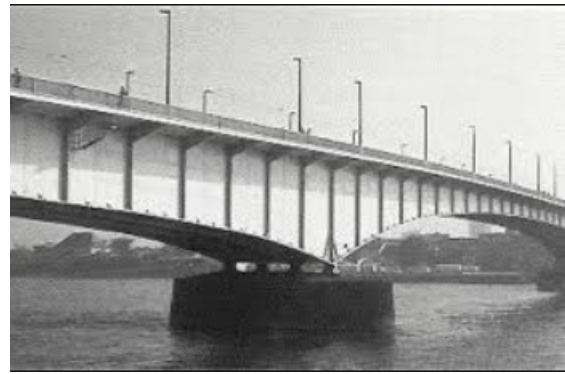


(β)

Σχήμα 1.4: Τύποι γεφυρών με βάση την στατική λειτουργία (α) Κρεμαστή γέφυρα (Χαλκίδας), (β) Τοξωτή γέφυρα (Τσακώνας)



(α)



(β)

Σχήμα 1.5: Τύποι γεφυρών με μορφή των κύριων δοκών (α) Δικτυωτή γέφυρα (Astoria-Megler), (β) Ολόσωμη γέφυρα (Ρήνου)

1.4 Κριτήρια Επιλογής Τύπου Γέφυρας

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

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

Μετά τη μελέτη όλων αυτών των παραπάνω παραγόντων και λαμβάνοντας υπόψη και τον οικονομικό παράγοντα, προσεγγίζεται η πλέον ενδεδειγμένη λύση ακολουθώντας η οριστική μελέτη και κατασκευή.

1.5 Σύμμικτες Γέφυρες

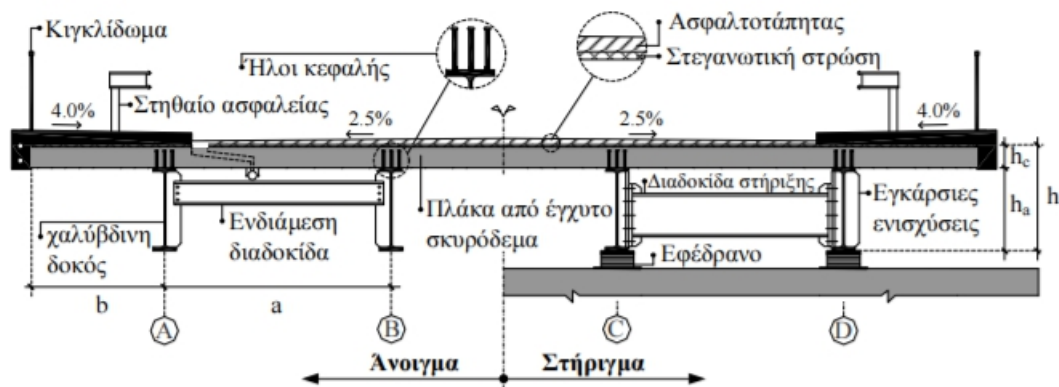
Οι σύμμικτες γέφυρες είναι ένας τύπος γεφυρών που προέρχεται από τη σύνθεση και την συνεργασία του σκυροδέματος με τον χάλυβα. Στις σύμμικτες γέφυρες η πλάκα καταστρώματος αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα και εδράζεται σε χαλύβδινες δοκούς. Η συνεργασία των δύο υλικών εξασφαλίζεται μέσω ειδικών συνδέσμων στην επιφάνεια επαφής τους (διεπιφάνεια), οι οποίοι ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι εξασφαλίζοντας απόκριση ως μία ενιαία διατομή. Τα πλεονεκτήματα των σύμμικτων κατασκευών συγκριτικά με τις παραδοσιακές κατασκευές εξ ολοκλήρου από δομικό χάλυβα ή από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι αρκετά και σημαντικά. Αυτά προκύπτουν από συνδυασμό των πλεονεκτημάτων των επιμέρους υλικών και περιλαμβάνουν:

- Μεγάλη αντοχή, δυσκαμψία, πλαστιμότητα και ικανότητα απόσβεσης.
- Προστασία του χάλυβα από διάβρωση και πυρκαγιά.
- Μείωση των ποσοτήτων απαιτούμενου χάλυβα και των διαστάσεων των διατομών.
- Περιορισμός φαινομένων καθολικού και τοπικού λυγισμού.
- Μεγάλη ταχύτητα ανέγερσης και βελτιωμένη αισθητική.

Επίσης, οι σύμμικτες γέφυρες πλεονεκτούν ακόμα και έναντι των προεντεταμένων καθώς παρόλο που το κόστος είναι πρακτικά το ίδιο και για τις δύο περιπτώσεις κατασκευής, η ταχύτητα ανέγερσης των σύμμικτων αποτελεί το σημαντικότερο πλεονέκτημα που τις καθιστά την προσφορότερη λύση στην κατηγορία φορέων με μέτρια ή μεγάλα ανοίγματα.

1.6 Μόρφωση σύμμικτων γεφυρών

Τα κύρια στοιχεία από τα οποία αποτελείται μια τυπική διατομή σύμμικτης οδικής γέφυρας είναι οι διαμήκεις χαλύβδινες δοκοί, η πλάκα σκυροδέματος, οι διατμητικοί σύνδεσμοι, οι διαδοκίδες, οι εγκάρσιες ενισχύσεις και τα εφέδρανα όπως αυτά φαίνονται στο Σχήμα 1.6.



Σχήμα 1.6: Τυπική διατομή σύμμικτης οδικής γέφυρας

- Η πλάκα καταστρώματος είναι το τμήμα της γέφυρας το οποίο φέρει τη φόρτιση της κυκλοφορίας εξασφαλίζει την διαφραγματική λειτουργία, μεταφέροντας ομοιόμορφα τις οριζόντιες δυνάμεις που προέρχονται από άνεμο, σεισμό, τροχοπέδηση κλπ. στα εφεδράνα. Στο κατάστρωμα ανήκουν και τα πεζοδρόμια της γέφυρας. Οι πλάκες καταστρώματος μορφώνονται είτε από έγχυτο σκυρόδεμα, πρόπλακες και έγχυτο σκυρόδεμα, πρόπλακες ή σύμμικτες πλάκες.
- Διαδοκίδες είναι μικρά χαλύβδινα δοκάρια, τα οποία συνδέουν τις κύριες δοκούς στηρίζοντας τη πλάκα σκυροδέματος και μεταφέροντας τα φορτία της στις κύριες δοκούς. Παράλληλα κύριος σκοπός τους είναι ότι εξασφαλίζουν τις κύριες δοκούς έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στη φάση κατασκευής.
- Κύριες δοκοί, είναι το τμήμα της γέφυρας που παραλαμβάνει και μεταφέρει όλα τα φορτία της γέφυρας μέσω των εφεδράνων στα βάθρα. Οι διατομές των κύριων δοκών μπορεί να είναι μορφής I (ελατές, συγκολλητές), μορφής δικτυωμάτων, μορφής κιβωτίου. Η μορφή της διατομής επιλέγεται ανάλογα με τις απαιτήσεις και τον τύπο της γέφυρας.
- Διαμήκεις και εγκάρσιες ενισχύσεις, αυξάνουν την αντοχή του κορμού σε τέμνουσα, ενώ οι ακραίες μεταφέρουν τις αντιδράσεις στήριξης από τον κορμό στα εφεδράνα. Οι εγκάρσιες ενισχύσεις στις στηρίξεις βοηθούν επίσης στην παραλαβή των δυνάμεων κατά την ανύψωση του φορέα με γρύλους, προς αντικατάσταση των εφεδράνων, τα οποία έχουν μικρότερη διάρκεια ζωής από το φορέα της γέφυρας.
- Σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρόκειται για επίπεδους (δικτυωτούς ή πλαισιωτούς) φορείς, οι οποίοι τοποθετούνται για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας στη φάση κατασκευής πριν από τη σκυροδέτηση της πλάκας καταστρώματος.
- Εφεδράνα, είναι τα δομικά στοιχεία τα οποία μεταφέρουν τα φορτία της ανωδομής στα βάθρα, ενώ επιτρέπουν συγχρόνως μετατοπίσεις και στροφές που οφείλονται σε έμμεσες ή άμεσες δράσεις (φορτία κυκλοφορίας, άνεμο, θερμοκρασιακές μεταβολές, ερπυσμό, συστολή ξήρανσης, σεισμικές δράσεις κλπ.). Διακρίνονται σε σταθερά και κινητά και οι τύποι εφεδράνων που χρησιμοποιούνται είναι τα ελαστομεταλλικά, τα σφαιρικά, τα εφεδράνα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς και τα κυλινδρικά.
- Βάθρα είναι τα σημεία στήριξης της γέφυρας, τα οποία μεταβιβάζουν όλες τις δυνάμεις που παραλαμβάνουν από τα εφεδράνα στη θεμελίωση. Ανάλογα με την θέση τους στο φορέα διακρίνονται σε ακρόβαθρα και μεσόβαθρα.

1.7 Γέφυρα με κιβωτοειδείς δοκούς

Οι γέφυρες με κιβωτοειδείς δοκούς παρουσιάζουν πολλά πλεονεκτήματα έναντι δοκών διπλού ταυ σε μια σύμμικτη γέφυρα. Οι περιπτώσεις στις οποίες συνίσταται η χρήση των κιβωτοειδών διατομών είναι οι εξής:

- Όταν το μέγιστο άνοιγμα στηριγμάτων υπερβαίνει τα 90 μέτρα περίπου.
- Όταν το πλάτος του καταστρώματος υπερβαίνει τα 20 μέτρα περίπου.
- Για ανεπαρκές διαθέσιμο ύψος για ενσωμάτωση του καταστρώματος όταν ο μεταλλικός φορέας αποτελείται από δοκούς I.
- Για οριζόντια καμπυλότητα μεγαλύτερη από $R/L > 0.20$ (όπου L =μήκος καμπυλότητας και R =ακτίνα καμπυλότητας).
- Για αισθητικούς λόγους.
- Για μείωση του κόστους συντήρησης καθώς διαθέτουν βελτιωμένη ανθεκτικότητα.

Το κύριο πλεονέκτημα όμως των δοκών τύπου κιβωτίου είναι ότι διαθέτουν μεγάλη στρεπτική ακαμψία έναντι των δοκών I. Η μεγάλη στρεπτική ακαμψία που διαθέτουν τις καθιστά ιδανικές για χρήση σε καμπύλες παραλαμβάνοντας καλύτερα τα μη συμμετρικά φορτία για τις οποίες η γεωμετρία της γέφυρας μπορεί να οδηγήσει σε μεγάλες ροπές. Επίσης το κόστος παραγωγής των κιβωτίων μπορεί να είναι υψηλότερο των συμβατικών διατομών αλλά αν λάβουμε υπόψη το συνολικό κόστος της γέφυρας θα δούμε ότι πιθανόν να είναι οικονομικότερη λύση καθώς προσφέρει αυξημένη αντοχή του κιβωτίου λόγω του κάτω πέλματος, απαιτεί μικρότερο αριθμό διαφραγμάτων και εξασφαλίζει ταχύτητα και ευκολία κατασκευής λόγω των λιγότερων τμημάτων που δύναται να συνδεθούν στο εργοτάξιο.

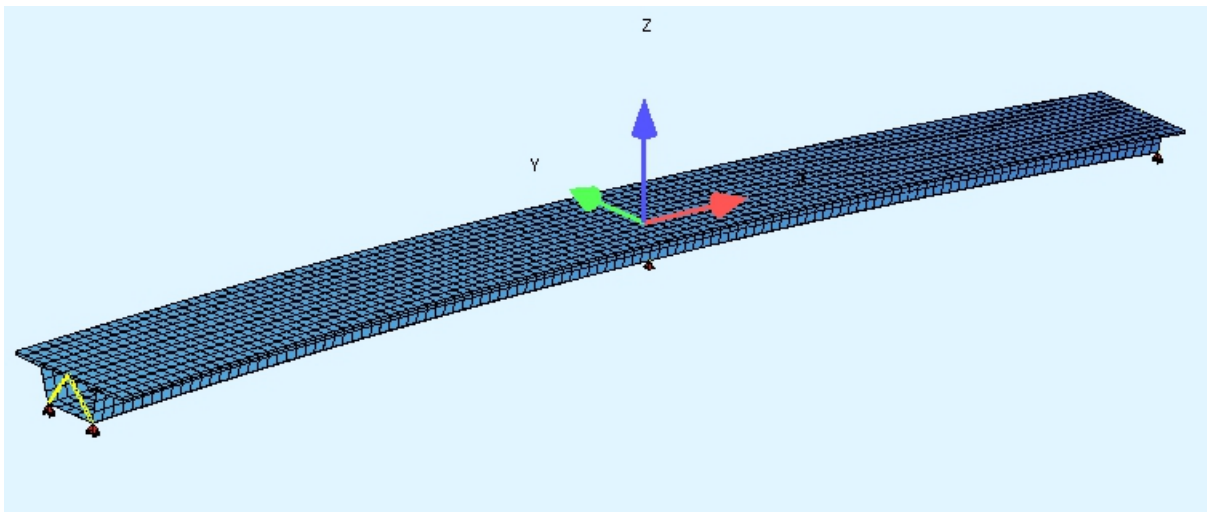


Σχήμα 1.7: Χαλύβδινη Κιβωτοειδής Δοκός με εγκάρσιες, διαμήκεις (τραπεζοειδείς) ενισχύσεις και εγκάρσια διαφράγματα.

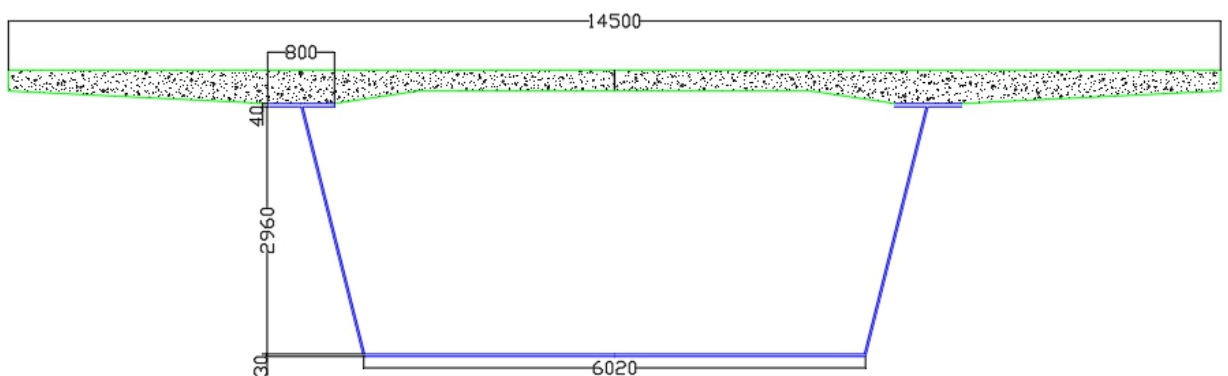
2. Μόρφωση Γέφυρας

2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά - Στατικό προσομοίωμα

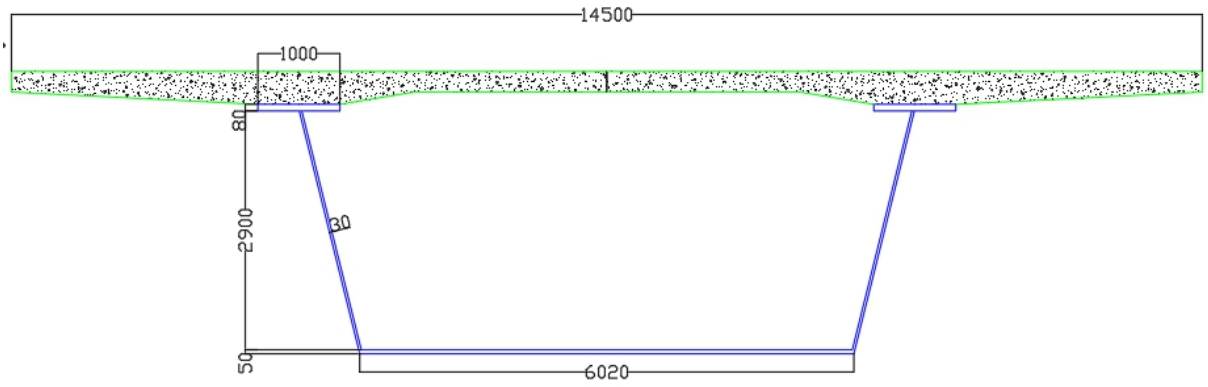
Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζεται ο σχεδιασμός μιας συνεχούς σύμμικτης οδικής γέφυρας δύο ανοιγμάτων (60m-60m), με κατάστρωμα 14.5m και καμπυλότητα 400m. Η γέφυρα διαθέτει οδόστρωμα πλάτους 11m και εκατέρωθεν πεζοδρόμια. Ο φορέας αποτελείται από μια κύρια δοκό μορφής κιβωτίου με απόσταση των άνω πέλματων στα 7.5m. Η κύρια δοκός διαθέτει διαμήκειες και εγκάρσιες ενισχύσεις, ενώ τα άνω πέλματα εξασφαλίζονται ανά 10m μέσω των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας στη φάση κατασκευής.



Σχήμα 2.1: Γενικό προσομοίωμα γέφυρας



Σχήμα 2.2: Διατομή κύριας δοκού στα ανοίγματα



Σχήμα 2.3: Διατομή κύριας δοκού στην ενδιάμεση στήριξη

2.2 Δομικά υλικά

Τα υλικά με τα οποία διαστασιολογείται η γέφυρα είναι:

- Σκυρόδεμα C35/45

Μέτρο ελαστικότητας:	$E=34 \text{ GPa}$
Ειδικό βάρος:	$\gamma=25 \text{ kN/m}^3$
Ειδικό βάρος νωπού σκυρ/τος:	$\gamma=26 \text{ kN/m}^3$
Λόγος Poisson:	$\nu=0.2$
Χαρακτηριστική αντοχή:	$f_{ck}=35 \text{ MPa}$
Μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής:	$f_{ctm}=3.2 \text{ MPa}$
Μέση τιμή θλιπτικής αντοχής:	$f_{cm}=43 \text{ MPa}$

- Δομικός Χάλυβας S355

Μέτρο ελαστικότητας:	$E_a=210 \text{ GPa}$
Ειδικό βάρος:	$\gamma=78.5 \text{ kN/m}^3$
Λόγος Poisson:	$\nu=0.3$
Όριο διαρροής:	$f_y=355 \text{ MPa}$

- Χάλυβας σπλισμού B500C

Όριο διαρροής:	$f_y=500 \text{ MPa}$
----------------	-----------------------

- Διατμητικοί ήλοι

Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής ποιότητας S235 και διαμέτρου $\Phi 19$

- Συντελεστές ασφαλείας : $\gamma_e= 1.5$
 $\gamma_a= 1.0$
 $\gamma_s=1.15$
 $\gamma_v=1.25$

3 Δράσεις

3.1 Μόνιμες δράσεις (G)

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται τα ίδια βάρη του φορέα (πλάκα σκυροδέματος, χάλυβας) καθώς και λοιπές πρόσθετες μόνιμες δράσεις όπως είναι τα ίδια βάρη από ασφαλτικές στρώσεις, πεζοδρόμια και από τα στηθαία ασφαλείας.

Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του φορέα, παρέχει τη δυνατότητα αυτόματου υπολογισμού του ίδιου βάρους της χαλύβδινης διατομής, αφού πρώτα έγινε ο προσδιορισμός των υλικών και των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των διατομών στηρίξεως και ανοιγμάτων, ενώ το ίδιο βάρος του σκυροδέματος ορίζεται ως φορτίο. Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος λαμβάνεται 25 kN/m^3 και του δομικού χάλυβα 78.5 kN/m^3 . Στην συνέχεια υπολογίζονται και τοποθετούνται τα πρόσθετα μόνιμα φορτία ως εξής:

- Ασφαλτικές στρώσεις:
Οι ασφαλτικές στρώσεις έχουν συνολικό πάχος 10 cm και πλάτος 11.00 m ενώ το ίδιο βάρος τους λαμβάνεται ίσο με 24 kN/m^3 .
- Πεζοδρόμια:
Τα πεζοδρόμια είναι στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, με ειδικό βάρος 25 kN/m^3 . Το κάθε πεζοδρόμιο έχει πλάτος 1.75 m ενώ το μέσο πάχος των πεζοδρομίων λαμβάνεται ίσο με 28.5 cm , ώστε να εξασφαλίζεται εγκάρσια κλίση 4% .
- Στηθαία ασφαλείας:
Το βάρος των συστημάτων αναχαίτισης οχημάτων λαμβάνεται ίσο με 1.0 kN/m , ενώ του κιγκλιδώματος για τους πεζούς 0.5 kN/m .

3.2 Μεταβλητές δράσεις (Q)

3.2.1 Κατακόρυφα Φορτία Κυκλοφορίας

Η τρέχουσα κυκλοφορία στους ευρωπαϊκούς δρόμους καλύπτεται από τέσσερα πρότυπα μοντέλα φόρτισης (Loads Model-LM), όπως αυτά προδιαγράφονται στον EN1991-2 ανάλογα με τις ανάγκες που εξυπηρετεί η γέφυρα. Οι πρότυπες αυτές φορτίσεις προσδιορίζουν τόσο τα φορτία όσο και την θέση εφαρμογής τους, ενώ ισχύουν για φορτισμένα μήκη έως 200 m με πλάτος οδοστρώματος όχι μεγαλύτερο των 42 m . Σκοπός της εφαρμογής αυτών των πρότυπων μοντέλων είναι ο προσδιορισμός της επίδρασης των φορτίων κυκλοφορίας, ο έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας καθώς και σε ορισμένους ελέγχους οριακής κατάστασης λειτουργικότητας.

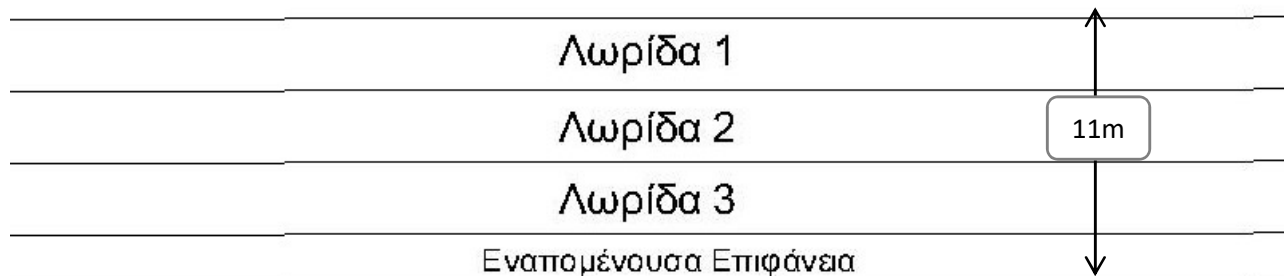
Στην παρούσα διπλωματική για τον βασικό σχεδιασμό της γέφυρας εφαρμόζεται η Πρότυπη Φόρτιση I (LM1) καθώς καλύπτει τις περισσότερες επιρροές κυκλοφορίας φορτηγών και επιβατικών αυτοκινήτων. Τα υπόλοιπα μοντέλα φόρτισης εφαρμόζονται σε ειδικές περιπτώσεις (μονοαξονική φόρτιση, μοντέλα ειδικών οχημάτων, ανθρωποσυνωστισμός). Η μελέτη της παρούσας οδικής γέφυρας δεν έχει ειδικές απαιτήσεις επομένων δεν λαμβάνουμε υπόψη τα υπόλοιπα μοντέλα.

Αρχικά για την εφαρμογή των παραπάνω φορτίων σύμφωνα με το μοντέλο φόρτισης που θα εφαρμόσουμε απαιτείται η υποδιαίρεση του οδοστρώματος σε ονομαστικές λωρίδες σύμφωνα με EN 1991-2. Με βάση τον Πίνακα 3.1 ανάλογα με πλάτος του οδοστρώματος w υποδιαιρούμε το οδόστρωμα σε ονομαστικές λωρίδες αριθμού n_1 και αντίστοιχου πλάτους w_1 .

Πίνακας 3.1 :Αριθμός και πλάτος ονομαστικών λωρίδων

Πλάτος οδοστρώματος w	Αριθμός ονομαστικών λωρίδων n_1	Πλάτος ονομαστικής λωρίδας w_1	Πλάτος εναπομένουσας επιφάνειας
$w < 5.4$	$n_1=1$	3m	$w - 3 \text{ m}$
$5.4\text{m} \leq w < 6\text{m}$	$n_1=2$	$w/2$	0
$w \geq 6\text{m}$	$n_1 = \text{Ακέραιος}(w/3)$	3m	$w - 3 \cdot n_1$

Στην παρούσα γέφυρα το πλάτος του οδοστρώματος w δεν φέρει κάποιο μόνιμο διαχωριστικό οπότε λαμβάνεται ίσο με την απόσταση μεταξύ των συστημάτων αναχαίτισης δηλαδή $w=14.50-2 \cdot 1.75=11\text{m}$. Συνεπώς με βάση τον Πίνακα 3.1 ορίζονται τρεις ονομαστικές λωρίδες πλάτους 3.00 m και η εναπομένουσα επιφάνεια πλάτους $11.00-3 \cdot 3.00=2.00\text{m}$ όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 3.1. Τα φορτία κυκλοφορίας είναι μεταβλητές δράσεις οπότε τοποθετούνται σε όλες τις πιθανές θέσεις κατά μήκος και πλάτος της γέφυρας, προκειμένου να προκύψουν οι περιβάλλουσες για τα εντατικά μεγέθη.



Σχήμα 3.1: Παράδειγμα αρίθμησης λωρίδων

- Πρότυπη Φόρτιση I (LMI)

Η Πρότυπη φόρτιση I χρησιμοποιείται για γενικούς και καθολικούς ελέγχους κατά τον βασικό σχεδιασμό της γέφυρας. Καλύπτει τις περισσότερες επιρροές της κυκλοφορίας φορτηγών και επιβατικών αυτοκινήτων, ενώ αποτελείται από δύο επιμέρους συστήματα:

1. Διαξονικά συγκεντρωμένα φορτία TS (Tandem System): Κάθε άξονας έχει βάρος ίσο με $\alpha_Q \cdot Q_k$, όπου α_Q είναι ο συντελεστής προσαρμογής και Q_k το φορτίο του άξονα με βάση τον Πίνακα 3.2. Σημειώνεται ότι σε κάθε λωρίδα κυκλοφορίας τοποθετείται μόνο ένα διαξονικό όχημα. Επίσης, κάθε TS πρέπει να τοποθετείται κεντρικά της λωρίδας ώστε το φορτίο του άξονα να μοιράζεται εξίσου και στους δυο τροχούς, καθένας από τους οποίους να φορτίζεται με $0.5 \cdot \alpha_{Qi} \cdot Q_k$. Η επιφάνεια έδρασης κάθε τροχού λαμβάνεται ως τετραγωνική διαστάσεων $0.40 \cdot 0.4 \text{ m}^2$ σύμφωνα με το Σχήμα 3.3.

2. Ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία UDL (*Uniformly Distributed Load*), είναι επιφανειακά φορτία, τα οποία τοποθετούνται σε κάθε λωρίδα και είναι ίσο με $\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$, όπου α_{qi} είναι ο συντελεστής προσαρμογής και q_{ik} είναι η χαρακτηριστική τιμή του ομοιόμορφου φορτίου ανά m^2 για την εκάστοτε λωρίδα σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2. Αυτά τα φορτία εφαρμόζονται τόσο κατά την διαμήκη όσο και κατά την εγκάρσια έννοια.

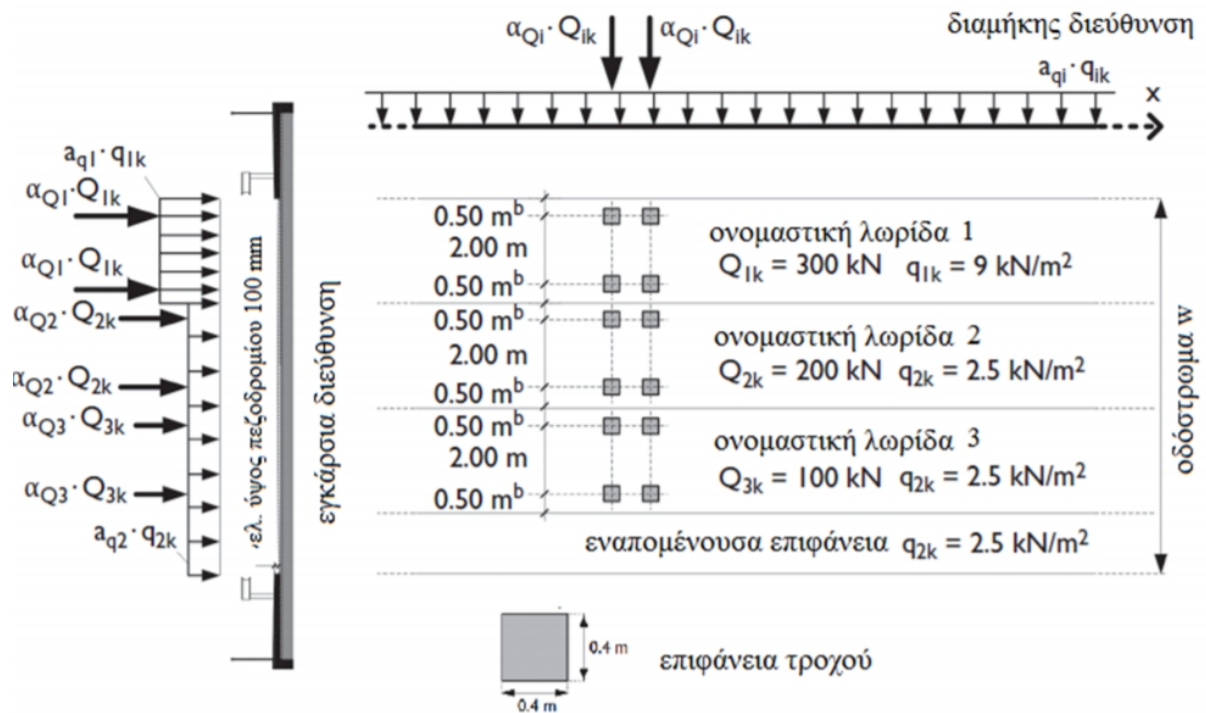
Στον Πίνακα 3.2 ορίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των συγκεντρωμένων φορτίων (TS) και των ομοιόμορφων κατανεμημένων φορτίων (UDL) κάθε ονομαστικής λωρίδας, σύμφωνα με τον EN 1991-2. Επίσης το φορτίο πεζοδρομίων που συνδυάζεται με τα φορτία κυκλοφορίας είναι ίσο με $q_{ik}=3 \text{ kN/m}^2$, το οποίο λαμβάνεται σε όλο το πλάτος του πεζοδρομίου ακόμα και στις ζώνες των κιγκλιδωμάτων και στηθαίων ασφαλείας.

Πίνακας 3.2: Χαρακτηριστικές τιμές πρότυπης φόρτισης I (LMI)

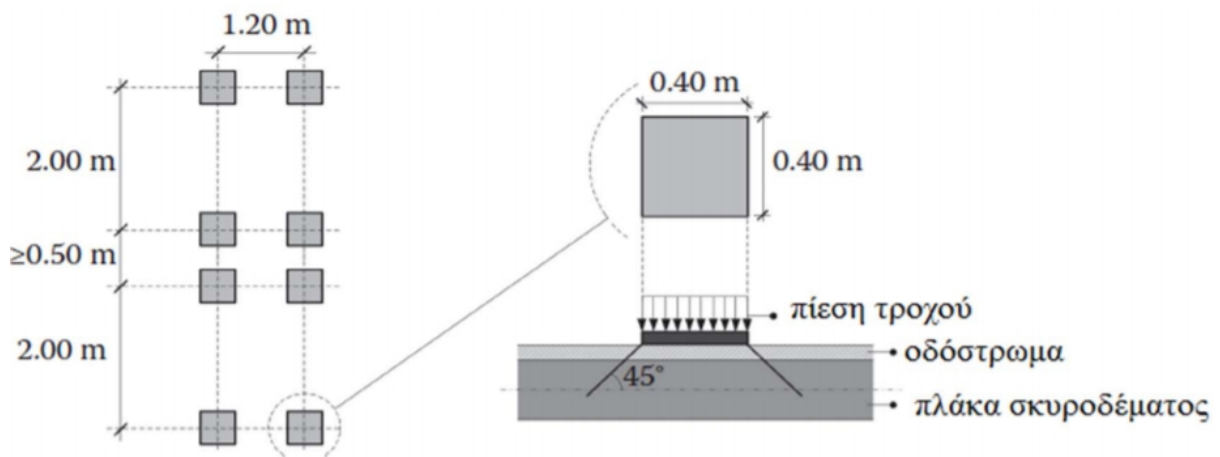
Θέση	Συντελεστές TS Φορτία άξονα Q_{ik} (kN)	Σύστημα UDL q_{ik} (kN/m ²)
Λωρίδα 1	300	9
Λωρίδα 2	200	2.5
Λωρίδα 3	100	2.5
Λοιπές λωρίδες	0	2.5
Εναπομένουσα επιφάνεια	0	2.5
Συντελεστές προσαρμογής	$\alpha_{Qi}=0.9$	$\alpha_{qi}=1.0$

Οι συντελεστές προσαρμογής εκφράζουν την περίοδο επαναφοράς της κυκλοφορίας στην Ευρώπη, οπότε επιλέγονται ανάλογα με την αναμενόμενη κυκλοφορία. Για την Ελλάδα επιλέχθηκε $\alpha_{Qi}=0.9$, επειδή η κυκλοφορία δεν είναι τόσο βαριά όσο στην Ευρώπη. Σε περιπτώσεις όπου δεν υπάρχει προδιαγραφή λαμβάνεται ίσο με μονάδα ενώ για γέφυρες χωρίς πινακίδες περιορισμού βάρους του οχήματος, συνιστώνται οι ακόλουθες ελάχιστες τιμές: $\alpha_{Qi} \geq 0.8$ και $\alpha_{qi} \geq 1.0$ για $i \geq 2$ (όπου i :αριθμός λωρίδας)

Στο Σχήμα 3.2 απεικονίζονται οι λεπτομέρειες, δηλαδή ο τρόπος εφαρμογής των φορτίων στο οδόστρωμα σύμφωνα με την Πρότυπη φόρτιση LMI. Στο Σχήμα 3.3 απεικονίζεται η εφαρμογή του συστήματος TS, όπου τα φορτία των τροχών μπορούν να θεωρούνται ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία τετραγωνικών διαστάσεων μήκους 0.4m, με ελάχιστη εγκάρσια απόσταση μεταξύ δύο γειτονικών οχημάτων τα 0.5m.



Σχήμα 3.2: Εφαρμογή Πρότυπης Φόρτισης I (LMI)



Σχήμα 3.3: Εφαρμογή του συστήματος TS σύμφωνα με την Πρότυπη Φόρτιση I

3.2.2 Οριζόντια φορτία κυκλοφορίας

- Τροχοπέδηση

Η δύναμη πέδησης είναι μια διαμήκης δύναμη που δρα στην επιφάνεια του οδοστρώματος, και δεν υπερβαίνει τη τιμή 900 kN για όλο το πλάτος της γέφυρας. Υπολογίζεται βάση των κατακόρυφων φορτίων της Πρότυπης φόρτισης I της κύριας λωρίδας κυκλοφορίας (Λωρίδα 1). Η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης πέδησης Q_{1k} ισούται με:

$$Q_{1k} = 0.6 \cdot \alpha_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \quad (3.1)$$

όπου:

$$180 \cdot \alpha_{Q1}(\text{kN}) \leq Q_{1k} \leq 900\text{kN}$$

L: μήκος του οδοστρώματος ή του υπό εξέταση τμήματος επί του οποίου ασκούνται δυνάμεις τροχοπέδησης

Η δύναμη αυτή ασκείται κατά μήκος του άξονα οποιασδήποτε λωρίδας. Αν όμως οι επιρροές της κατά πλάτος εκκεντρότητας δεν είναι σημαντικές, μπορεί να αντικατασταθεί από ένα ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο (Q_{1k}/L) που ασκείται στον άξονα του οδοστρώματος. Η δύναμη της τροχοπέδησης μεταφέρεται στους αρμούς διαστολής, στα εφέδρανα και στην υποδομή (βάθρα, ακρόβαθρα).

- Φυγόκεντρες δυνάμεις

Η φυγόκεντρη δύναμη, αναπτύσσεται σε περίπτωση ύπαρξης καμπύλης γέφυρας σε οριζοντιογραφία. Ορίζεται ως μια εγκάρσια δύναμη, η οποία δρα στο επίπεδο της επίστρωσης του οδοστρώματος ακτινικά. Η χαρακτηριστική τιμή της φυγόκεντρης δύναμης λαμβάνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.3: Χαρακτηριστικές τιμές των φυγόκεντρων δυνάμεων

$Q_{tk} = 0.2 \cdot Q_v$	αν $r < 200\text{m}$
$Q_{tk} = 40 \cdot Q_v / r$	αν $200\text{m} \leq r \leq 1500\text{m}$
$Q_{tk} = 0$	αν $r > 1500\text{m}$

όπου:

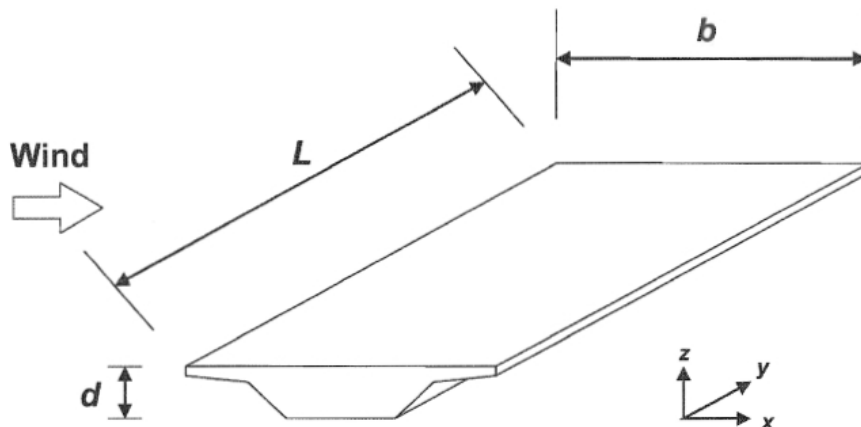
r: είναι η οριζόντια ακτίνα της μέσης γραμμής του οδοστρώματος σε m

$Q_v = \sum_i \alpha_{Qi} \cdot (2 \cdot Q_{ik})$ είναι το συνολικό βάρος των κατακόρυφων δυνάμεων TS της Πρότυπης φόρτισης I

3.3 Φορτία ανέμου

Η ανεμοφόρτιση είναι μια μεταβλητή δράση, η οποία ορίζεται αναλυτικά στον EN 1991-1-4 και καλύπτει οδικές γέφυρες με ανοίγματα έως 200m. Ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου δημιουργούνται δυνάμεις στις διευθύνσεις x , y , z , όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.4 όπου:

- x διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος,
- y διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα στο άνοιγμα
- z διεύθυνση είναι η διεύθυνση κάθετα προς το κατάστρωμα



Σχήμα 3.4: Διευθύνσεις της δράσης του ανέμου

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στους ορισμούς των αξόνων x - y - z , και θα πρέπει να εξετάζεται χωριστά η κάθε μια διεύθυνση ανέμου. Ως κύρια διεύθυνση ανεμοφόρτισης στις γέφυρες λαμβάνεται η εγκάρσια x . Η δράση του ανέμου κατά την διαμήκη διεύθυνση y είναι συνήθως μικρή και αμελείται για το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών, ενώ η κατακόρυφη συνιστώσα του ανέμου z λαμβάνεται υπόψη μόνο για μεγάλα ανοίγματα γεφυρών. Η δύναμη του ανέμου προσδιορίζεται ως συνάρτηση της βασικής ταχύτητας ανέμου v_b , του συντελεστή έκθεσης c_e , του συντελεστή δύναμης c_{fx} και της επιφάνειας αναφοράς A_{ref} .

3.3.1. Δυνάμεις ανέμου σε κατάστρωμα γεφυρών κατά την διεύθυνση x

Σε περίπτωση που δεν εμφανίζονται αεροδυναμικά φαινόμενα, η δύναμη ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση x μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

$$F_W = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (3.2)$$

Όπου:

v_b : η βασική ταχύτητα ανέμου σε (m/s)

ρ : πυκνότητα του αέρα, προτεινόμενη τιμή 1.25 kg/m³

C: συντελεστής ανεμοφόρτισης, $C = c_e \cdot c_{fx}$

c_e : συντελεστής έκθεσης

c_{fx} : συντελεστής δύναμης στην εγκάρσια διεύθυνση $c_{fx} = c_{fx0}$

A_{ref} : επιφάνεια αναφοράς στην εγκάρσια διεύθυνση (m²)

Στην συνέχεια ακολουθεί αναλυτική περιγραφή για τον προσδιορισμό των παραπάνω όρων:

- Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b δίνεται από την σχέση :

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.3)$$

όπου :

c_{dir} , c_{season} : είναι συντελεστές διεύθυνσης και εποχής αντίστοιχα (λαμβάνονται ίσοι με 1)

$v_{b,0}$: είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου, η οποία λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.4

Πίνακας 3.4: Θεμελιώδης τιμή Βασική ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}$ σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα

	Περιοχή	v_b (m/sec)
Αφόρτιστη γέφυρα	Νησιά και παράκτιες περιοχές σε απόσταση <10 km από τη θάλασσα	33
	Περιοχές σε απόσταση >10km από τη θάλασσα	27
Φορτισμένη γέφυρα	Οδική	23
	Σιδηροδρομική	25

Κατά την φάση κατασκευής, πριν από την σκυροδέτηση της πλάκας σκυροδέματος, ο σχεδιασμός μπορεί να γίνει με μειωμένη ταχύτητα ανέμου. Πιο συγκεκριμένα σύμφωνα με τον EN 1991-1-6 για μια περίοδο επαναφοράς 5 ετών, η οποία αντιστοιχεί σε μια περίοδο ανέγερσης 3 μηνών, η ταχύτητα του ανέμου μπορεί να ληφθεί ίση με 20 m/s.

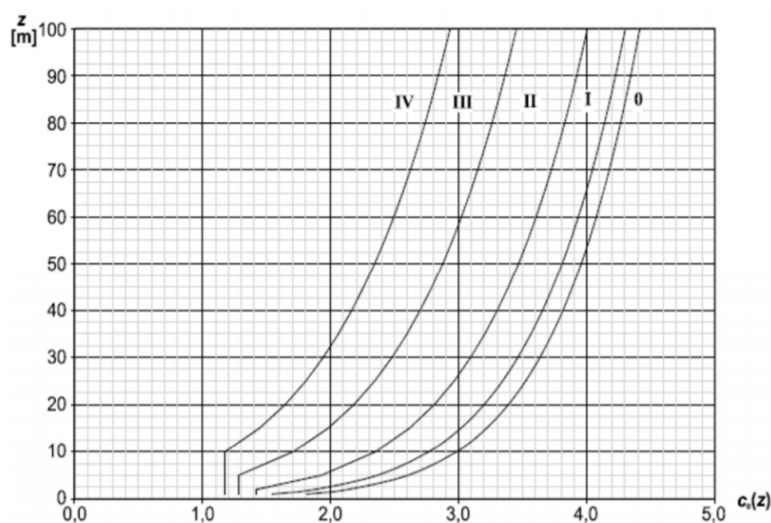
- Συντελεστής έκθεσης c_e

Οι τιμές του συντελεστή έκθεσης c_e δίνονται από το Σχήμα 3.5 και είναι συνάρτηση από:

1. Την κατηγορία εδάφους. Ορίζονται πέντε κατηγορίες εδάφους 0, I, II, III, IV, οι οποίες εκφράζουν διαφορετική τραχύτητα εδάφους (Πίνακας 3.5)
2. Την απόσταση z μεταξύ του άξονα του καταστρώματος από το έδαφος (ερυθρά).

Πίνακας 3.5 Κατηγορίες εδάφους

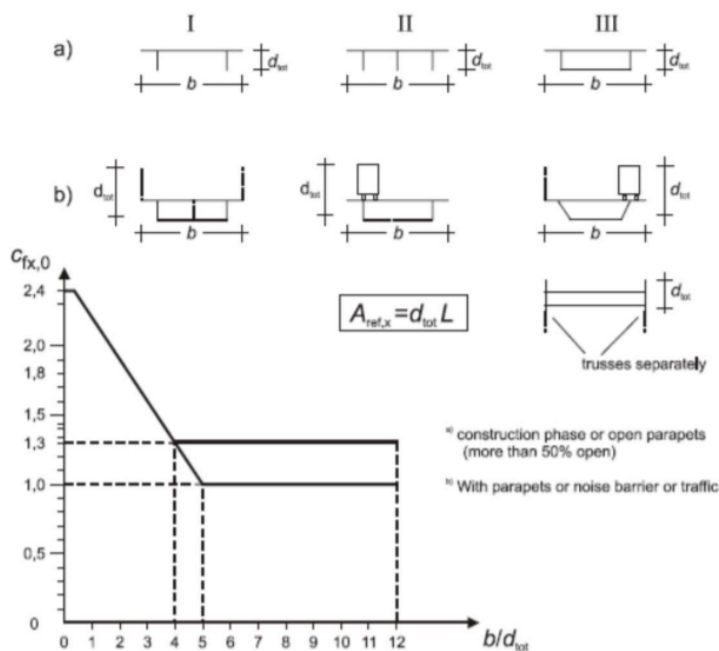
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές του ύψος των εμποδίων
III	Περιοχή με κανονική βλάστηση ή με κτίρια ή μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m



Σχήμα 3.5: Συντελεστής έκθεσης c_e

- Συντελεστής δύναμης $c_{fx,0}$

Για συνήθεις γέφυρες, που ο λόγος $b/d_{tot} \geq 4$ ο $c_{fx,0}$ λαμβάνεται ίσο με 1.3, ενώ σε κάθε άλλη περίπτωση το $c_{fx,0}$ λαμβάνεται από το Σχήμα 3.6, όπου b είναι το πλάτος καταστρώματος και d_{tot} το συνολικό ύψος καταστρώματος, συμπεριλαμβανόμενων των οχημάτων, ηχοπετασμάτων κλπ.



Σχήμα 3.6: Συντελεστές δύναμης $c_{fx,0}$ για γέφυρες

Επίσης, σε περίπτωση που η προσήνεμη πλευρά είναι κεκλιμένη ως προς την κατακόρυφο, όπως σε διατομές κιβωτίων, ο $c_{fx,0}$ μπορεί να μειώνεται κατά 0,5% ανά μοίρα κλίσης ως προς την κατακόρυφο αλλά όχι περισσότερο από 30%.

Εναλλακτικώς ο συντελεστής C μπορεί να προσδιοριστεί από τον Πίνακα 3.6

Πίνακας 3.6: Προτεινόμενες τιμές του C για γέφυρες

b/d_{tot}	$z_e \leq 20m$	$z_e = 50m$
≤ 0.5	6.7	8.3
≥ 4.0	3.6	4.5

Για ενδιάμεσες τιμές των b/d_{tot} και z_e γίνεται γραμμική παρεμβολή

- Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,x}$

Η επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,x}$ δίνεται από την σχέση:

$$A_{ref,x} = L \cdot d_{ref} \quad (3.4)$$

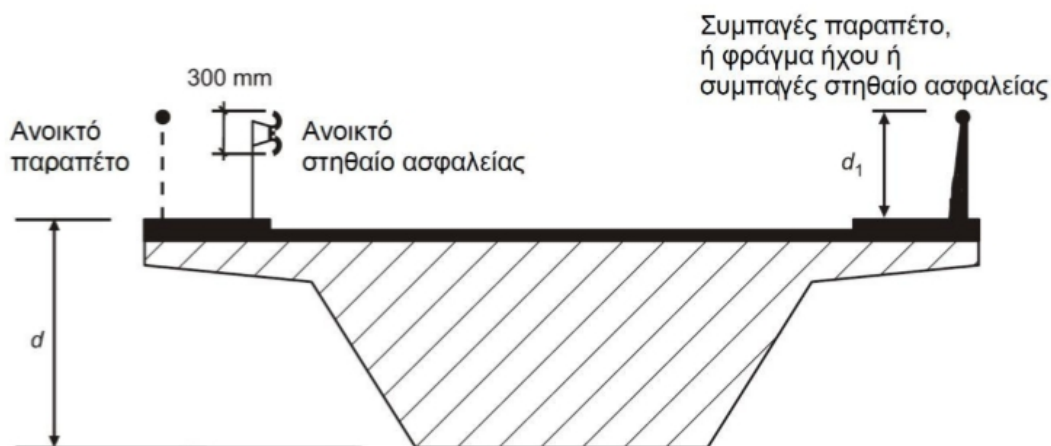
όπου:

L : είναι το συνολικό μήκος της γέφυρας

d_{ref} : το ύψος αναφοράς της γέφυρας εξαρτάται από το αν υπάρχει κυκλοφορία ή όχι και υπολογίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.7. Προφανώς ως d_{ref} προκύπτει η μεγαλύτερη τιμή μεταξύ της τιμής με κυκλοφορία ή χωρίς.

Πίνακας 3.7: Ύψος αναφοράς d_{ref} για άνεμο με ή χωρίς κυκλοφορία που χρησιμοποιείται για $A_{ref,x}$

Αφόρτιστη γέφυρα		
Συστήματα συγκράτησης	Σε μια πλευρά	Σε δύο πλευρές
Ανοικτό παραπέτο ή ανοικτό στηθαίο	$d+0.3m$	$d+0.6m$
Κλειστό παραπέτο ή κλειστό στηθαίο	$d+d_1$	$d+2d_1$
Ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο	$d+0.6m$	$d+1.2m$
Φορτισμένη γέφυρα		
Οδική	$d_{tot}=d+2m$	
Σιδηροδρομική	$d_{tot}=d+4m$	



Σχήμα 3.7: Ύψος d , d_1 που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του d_{ref}

Σε μία οδική γέφυρα ο άνεμος συνδυάζεται με τα φορτία κυκλοφορίας, έτσι ώστε η δύναμη ανέμου στη γέφυρα να λαμβάνεται ίση με την τιμή του συνδυασμού της $\psi_o \cdot F_{wk}$. Η δύναμη αυτή θα πρέπει να είναι μικρότερη από μία τιμή F_w^* , η οποία προσδιορίζεται για μειωμένη ταχύτητα ανέμου $v_{bo}^* = 23$ m/s.

3.3.2 Δυνάμεις ανέμου κατά την κατακόρυφη διεύθυνση z

Οι δυνάμεις ανέμου κατά την κατακόρυφη διεύθυνση z μπορεί να έχουν φορά είτε προς τα πάνω είτε προς τα κάτω και υπολογίζονται σύμφωνα με την εξ. (3.2) για συντελεστή δύναμης $c_{fz} = 0.9$. Αυτή η τιμή του συντελεστή δύναμης c_{fz} λαμβάνει συνολικά υπόψη την επιρροή μιας πιθανής εγκάρσιας κλίσης του καταστρώματος, την κλίση του εδάφους και των διακυμάνσεων της γωνίας διεύθυνσης του ανέμου με το κατάστρωμα λόγω στροβιλισμού. Η επιφάνεια αναφοράς στην οποία ασκείται είναι ίση με την κάτοψη του καταστρώματος δηλαδή:

$$A_{ref,z} = L \cdot b \quad (3.5)$$

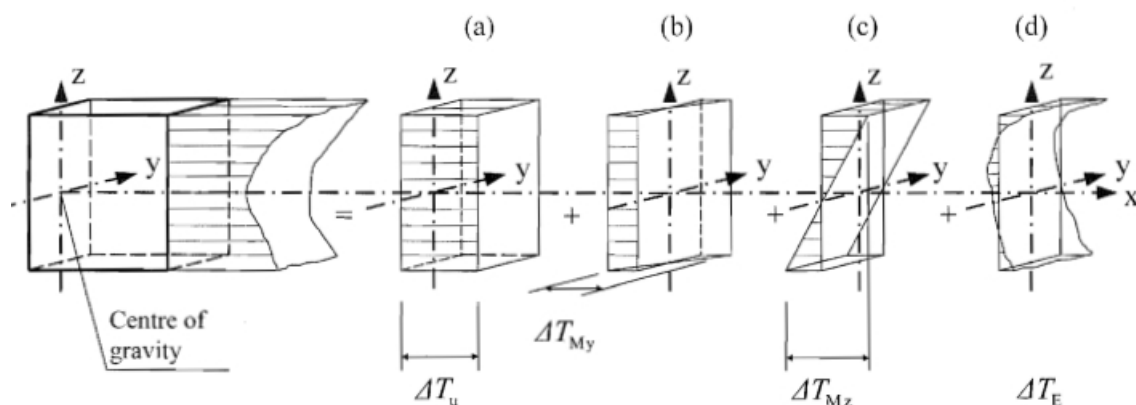
Η δύναμη αυτή ασκείται έκκεντρα ως προς τον άξονα της γέφυρας y, με εκκεντρότητα ίση με $e = b/4$.

3.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Η θερμοκρασία ανήκει στις μεταβλητές δράσεις καθώς αυτή μεταβάλλεται διαρκώς, τόσο καθημερινά όσο και εποχιακά, ως αποτέλεσμα την μεταβολή της θερμοκρασίας της γέφυρας. Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα στις διατομές οδηγεί στην παραμόρφωση των στοιχείων και η παρεμπόδιση της οδηγεί στην ανάπτυξη τάσεων. Η επιρροή της θερμοκρασίας είναι απαραίτητο να εξετάζεται τόσο στη φάση κατασκευής όσο και στη φάση λειτουργίας της γέφυρας, ώστε να εξασφαλισθεί η ασφαλής μεταφορά των πρόσθετων αυτών δράσεων που δημιουργούν επιπρόσθετη ένταση στην κατασκευή. Ο EN 1991-1-5 καθορίζει τις θερμικές δράσεις κατά τον σχεδιασμό των γεφυρών καθώς υποδιαίρει το πραγματικό προφίλ της θερμοκρασιακής κατανομής σε τέσσερις συνιστώσες όπως αυτό απεικονίζεται στο Σχήμα 3.8 και είναι οι εξής:

- Ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στο ύψος της διατομής, ΔT_N
- Γραμμική μεταβολή θερμοκρασίας που προκαλεί στροφή ως προς τον ισχυρό άξονα, ΔT_{Mz}
- Γραμμική μεταβολή θερμοκρασίας που προκαλεί στροφή ως προς τον ασθενή άξονα, ΔT_{My}
- Η τέταρτη συνιστώσα αντιπροσωπεύει το μη γραμμικό τμήμα του θερμοκρασιακού προφίλ ΔT_E

Οι θερμοκρασιακές επιρροές που λαμβάνονται υπόψη για τον προσδιορισμό των δράσεων, είναι η ομοιόμορφη (ΔT_N) και γραμμική (ΔT_M) συνιστώσα της θερμοκρασίας.

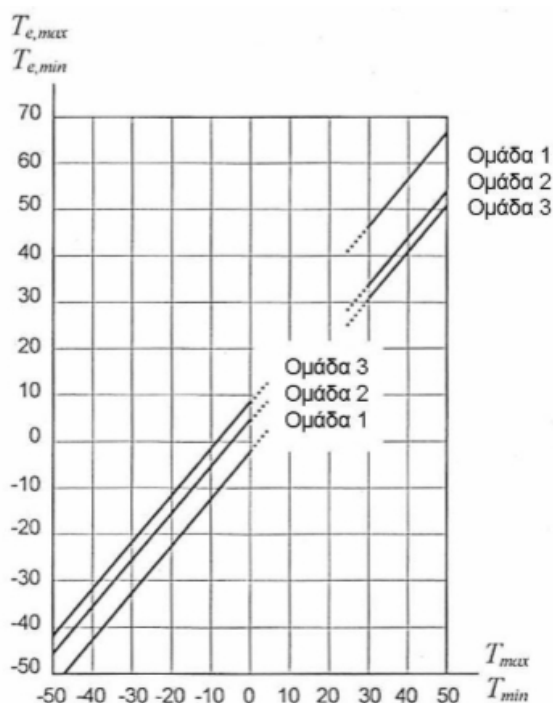


Σχήμα 3.8: Υποδιαίρεση του θερμοκρασιακού προφίλ σε τέσσερις συνιστώσες

3.4.1 Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_N

Η συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας εκφράζει μια καθολική αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας η οποία οφείλεται σε αυξομειώσεις του περιβάλλοντος, προκαλώντας αυξομείωση του μήκος της γέφυρας (συστολή, διαστολή).

Για τον προσδιορισμό της μέγιστης συστολικής και διαστολικής διαφοράς θερμοκρασίας απαιτείται αρχικά ο προσδιορισμός των ελάχιστων (T_{min}) και μέγιστων θερμοκρασιών (T_{max}) περιβάλλοντος υπό σκιά στην επιφάνεια της θάλασσας, οι οποίες λαμβάνονται με βάση το Εθνικό Προσάρτημα. Με την βοήθεια του παρακάτω Σχήματος 3.9 του EN 1991-1-5 και γνωρίζοντας την ομάδα καταστρώματος μπορούμε να προσδιορίσουμε τις αντίστοιχες θερμοκρασίες της γέφυρας ($T_{e,min}$ και $T_{e,max}$).



Σχήμα 3.9: Σχέση μεταξύ ελάχιστης/μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{min}/T_{max}) και ελάχιστης/μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας ($T_{e,min}/T_{e,max}$)

Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών των θερμοκρασιακών μεταβολών, οι τύποι των καταστρωμάτων των γεφυρών κατατάσσονται ως ακολούθως:

- Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα με χαλύβδινη κιβωτοειδής διατομή, χαλύβδινο δικτύωμα ή πλάκα
- Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα
- Τύπος 3: Κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα με πλάκα, δοκό ή κιβωτοειδή διατομή από σκυρόδεμα

Η μέγιστη και η ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος σε ύψος από την επιφάνεια της θάλασσας προσαρμόζεται βάσει της αντίστοιχης θερμοκρασίας στην επιφάνεια της θάλασσας, αφαιρώντας 0.65°C για κάθε 100m υψομετρικής διαφοράς. Η αρχική θερμοκρασία T_0 κατά την οποία ολοκληρώθηκε η κατασκευή ή τοποθετήθηκαν τα εφέδρανα λαμβάνεται ίση με 15°C . Επομένως, η χαρακτηριστική τιμή της μέγιστης συστολικής διαφοράς θερμοκρασίας υπολογίζεται από την σχέση:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\text{min}} \quad (3.6)$$

Ενώ η χαρακτηριστική τιμή της μέγιστης διαστολικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\text{max}} - T_0 \quad (3.7)$$

Για το σχεδιασμό των εφεδράνων, οι πιο πάνω τιμές της μέγιστης συστολικής και διαστολικής διαφοράς θερμοκρασίας αυξάνονται κατά 20°C γενικώς ή κατά 10°C σε περίπτωση που είναι γνωστή η θερμοκρασία κατά την τοποθέτησή τους.

3.4.2 Γραμμική θερμοκρασιακής διαφοράς ΔT_M

Η συνιστώσα αυτή λαμβάνει υπόψη την ανομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή των διάφορων τμημάτων της γέφυρας. Περιλαμβάνει μια συνιστώσα γραμμικώς μεταβαλλόμενης διαφοράς θερμοκρασίας ως προς τον οριζόντιο άξονα (ΔT_{MY}) και μία συνιστώσα ως προς τον κατακόρυφο άξονα (ΔT_{MZ}). Σύμφωνα με την Προσέγγιση 1 του EN 1991-1-5 λαμβάνεται υπόψη μόνο η γραμμική μεταβαλλόμενη διαφορά θερμοκρασίας ΔT_{MY} , η οποία συμβολίζεται ως ΔT_M και αποτελεί τη θερμοκρασιακή διαφορά μεταξύ της άνω και κάτω επιφάνειας του φορέα. Εξετάζονται δύο τιμές για τη ΔT_M , η $\Delta T_{M,\text{heat}}$ αν η άνω επιφάνεια του καταστρώματος είναι θερμότερη από την κάτω και η $\Delta T_{M,\text{cool}}$ αν συμβαίνει το αντίθετο.

Πίνακας 3.8: Συνιστώμενες τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για διάφορους τύπους καταστρωμάτων οδογεφυρών, πεζογεφυρών και σιδηροδρομικών γεφυρών

Τύπος καταστρώματος	Άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω $\Delta T_{M,heat}$ (°C)	Κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω $\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα	18	13
Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα	15	18
Τύπος 3: Κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα με:		
κιβωτοειδής διατομή	10	5
Δοκό από σκυρ/μα	15	8
Πλάκα από σκυρ/μα	15	8

Σημείωση 1: Οι τιμές του Πίνακα 3.8 αντιπροσωπεύουν τις ανώτερες οριακές τιμές της γραμμικής μεταβαλλόμενης συνιστώσας διαφοράς θερμοκρασίας για αντιπροσωπευτικά δείγματα γεωμετρίας γεφυρών.

3.5 Σεισμικές δράσεις

Ο σεισμός αποτελεί άλλη μια δράση η οποία πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τον σχεδιασμό της γέφυρας. Για την ανάλυση των σεισμικών δράσεων που ασκούνται στον φορέα της γέφυρας χρησιμοποιείται η μέθοδος της φασματικής ανάλυσης, στην οποία η σεισμική δύναμη περιγράφεται μέσω ενός φάσματος απόκρισης. Για γέφυρες επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων εφαρμόζεται το ελαστικό φάσμα το οποίο περιγράφεται από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2.5 \cdot n - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

όπου:

$S_e(T)$ Ελαστικό φάσμα απόκρισης

$a_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$ Μέγιστη επιτάχυνση εδάφους για έδαφος κατηγορίας A

γ_I Συντελεστής σπουδαιότητας (Πίνακας 3.10)

α_{gR} Τιμή αναφοράς της μέγιστης επιτάχυνσης εδάφους

S Συντελεστής εδάφους

$n = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$ Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης

ξ Ποσοστό ιξώδους απόσβεσης επί %

T Θεμελίωση ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του φορέα σε sec

T_B, T_C, T_D Χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος ως συνάρτηση των εδαφικών συνθηκών σε sec

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζονται για την χώρα μας τρεις σεισμικές ζώνες ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση εδάφους (α_{gr}/g) που αντιστοιχεί σε κάθε ζώνη δίνεται στον Πίνακα 3.9, ενώ η κατακόρυφη συνιστώσα είναι συνήθως μικρή σε σχέση με το ίδιο βάρος της γέφυρας και αγνοείται.

Πίνακας 3.9: Επιτάχυνση αναφοράς

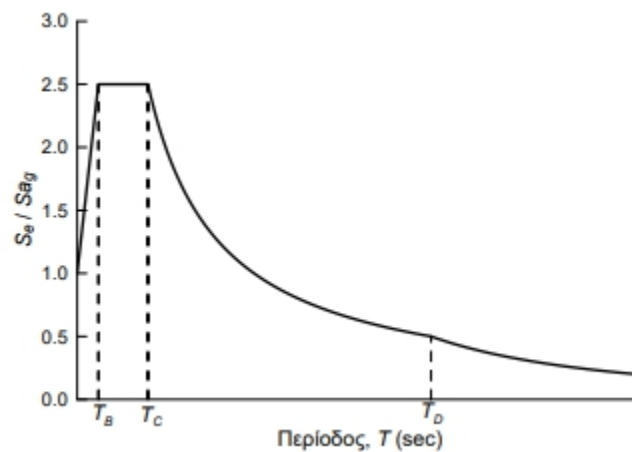
Zώνη	α_{gr}
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 3.10: Συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ_I
I	0.80
II	1.00
III	1.20
IV	1.40

Πίνακας 3.11: Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης (Τύπου I)

Εδαφικός τύπος	S	T_B (sec)	T_c (sec)	T_D (sec)
A	1.0	0.15	0.4	2.5
B	1.2	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.20	0.6	2.5
D	1.35	0.20	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5



Σχήμα 3.10: Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για οριζόντια σεισμική δράση και για απόσβεση 5% σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

4. Συνδυασμοί Δράσεων

Για κάθε κρίσιμη φόρτιση υπολογίζεται η τιμή σχεδιασμού των δράσεων E_d , η οποία θα πρέπει να είναι μικρότερη από την τιμή σχεδιασμού της αντίστασης, ώστε να αντέχει η κατασκευή. Οι κρίσιμες φορτίσεις προκύπτουν από τον συνδυασμό δράσεων συνδυασμένες με κατάλληλους συντελεστές που ενεργούν ταυτόχρονα. Οι οριακές καταστάσεις στις οποίες πρέπει να ελεγχθεί ο φορέας ώστε να επαρκεί στις απαιτήσεις σχεδιασμού είναι η οριακή κατάσταση αστοχίας και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας συνδέονται τόσο με την ασφάλεια των ανθρώπων όσο και την ασφάλεια του φορέα, περιλαμβάνοντας καταστάσεις αστοχίας όπως η απώλεια ισορροπίας του φορέα, η αντοχή και ευστάθεια της ανωδομής, η αντοχή των διατομών, η ευστάθεια μελών, η διατμητική σύνδεση και η κόπωση.

Η βασική ανίσωση ελέγχου είναι:

$$E_d \leq R_d \quad (4.1)$$

όπου:

E_d : είναι η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων

R_d : είναι η τιμή σχεδιασμού των αντίστοιχων αντιστάσεων

Κάθε συνδυασμός δράσεων περιλαμβάνει μια κυρίαρχη μεταβλητή δράση ή μια τυχηματική δράση. Κάθε μεταβλητή δράση επιλέγεται ως κυρίαρχη και συνδυάζεται με μειωμένες τιμές (χρήση συντελεστών ψ_0) των υπολοίπων μεταβλητών δράσεων. Η δυσμενέστερη δράση σχεδιασμού E_d προκύπτει από τους κατάλληλους συνδυασμούς δράσεων και συντελεστών όπως:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού (βασικοί συνδυασμοί)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_g \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q1} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (4.2)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + \gamma_{PA} \cdot P_k + A_d + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (4.3)$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (4.4)$$

Τα παραπάνω σύμβολα σημαίνουν:

(+) συμβολίζει «επαλληλία με»

Σ : συμβολίζει «το συνδυαστικό αποτέλεσμα»

G_k : είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων

Q_{ki} : είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i

P_k : είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

A_{Ed} : τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$: επιμέρους συντελεστής ασφάλειας μόνιμων φορτίων

γ_Q : επιμέρους συντελεστής ασφάλειας κινητών φορτίων

γ_P : επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για την προένταση

γ_I : είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας για σεισμό

ψ_0 : συντελεστής συνδυασμό

Πίνακας 4.1: Συντελεστές γ και ψ_0 στην ΟΚΑ για οδικές γέφυρες

Δράσεις		Επίδραση		Συντελεστής ψ_0
		Ευμενής	Δυσμενής	
Μόνιμες δράσεις	G: γ_G	1,0	1,35	-
Συστολή ξήρανσης ¹	S: γ_S	1,0	1,0	(μόνιμη δράση)
Φορτία κυκλοφορίας	Q: γ_Q	0	1,35	TS: 0,75 UDL: 0,40 Πεζ-ποδ: 0,40
Προένταση με υποχώρηση στηρίξεων	P: γ_P	1,0	1,1	(μόνιμη δράση)
Διαφορικές καθιζήσεις	G_{set} : γ_G	0	0 ² ή 1,2 ³	0
Θερμοκρασία	T: γ_G	0	0 ² ή 1,5 ³	0 ² ή 0,6 ³ (φορέας ανωδομής)
Άνεμος	W: γ_G	0	1,5	0,6
Παρατηρήσεις: ¹ Στην Ο.Κ.Α. λαμβάνονται υπόψη μόνο οι δευτερογενείς επιρροές της συστολής ξήρανσης. ² Ισχύει για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 χωρίς απαίτηση ελέγχου στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. ³ Ισχύει για διατομές κατηγορίας 3 και 4 και για τον έλεγχο της σύνδεσης σιδηροδοκού με διαδοκίδες από σκυρόδεμα.				

4.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ)

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας σχετίζονται με τη λειτουργία του φορέα υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης, όπως την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση του έργου δηλαδή αφορά συνέπειες που μπορεί να προκύψουν στην λειτουργία του φορέα (μεγάλες παραμορφώσεις, ρηγματώσεις, ταλαντώσεις).

Η γενική μορφή ελέγχου είναι:

$$E_d \leq C_d \quad (4.5)$$

όπου:

E_d : είναι η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων δράσεων που αντιστοιχεί στον υπό εξέταση συνδυασμό ΟΚΛ

C_d : είναι η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

Για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας θεωρούνται τρεις συνδυασμοί σχεδιασμού δράσεων: ο χαρακτηριστικός συνδυασμός (για μη αναστρέψιμες καταστάσεις όπως οι παραμορφώσεις λόγω διαρροής του χάλυβα), ο συχνός (για τον έλεγχο ανοίγματος ρωγμών) και ο οιονεί μόνιμος (για τον υπολογισμό παραμορφώσεων λόγω ερπυσμού).

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (4.6)$$

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (4.7)$$

3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (4.8)$$

Πίνακας 4.2: Συντελεστές ψ_1 και ψ_2 στην ΟΚΛ για οδικές γέφυρες

Οδικές γέφυρες		ψ_1	ψ_2
Φορτία κυκλοφορίας	gr1a:		
	TS	0.75	0
	UDL	0.4	0
	Πεζόδρομοι,		
	ποδηλατόδρομοι	0.4	0
	gr1b	0.75	0
Ανεμος	gr2	0	0
	gr3	0	0
	gr4	0.75	0
	gr5	0	0
	Κατάστ. λειτουργίας	0.2	0
Θερμοκρασία	Φάσεις κατασκευή	-	0
	F_w^*	-	-
Φορτία κατασκευής	T	0.6	0.5
Χιόνι (κατά τη διάρκεια κατασκευής)	Q_c	-	1.0
	S_c	-	-

5. Υπολογισμός Φορτίων

5.1 Μόνιμα Φορτία

5.1.1 Ίδια βάρη

Στα μόνιμα φορτία ανήκουν τα ίδια βάρη της κατασκευής. Το ειδικό βάρος του χάλυβα λαμβάνεται 78.5 kN/m^3 και του σκυροδέματος 25 kN/m^3 . Το ίδιο βάρος του χάλυβα λαμβάνεται υπόψη αυτόματα από το λογισμικό, ενώ το σκυρόδεμα σχεδιάζεται ως κατανεμημένο επιφανειακό φορτίο.

5.1.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία

- Βάρος ασφαλικών στρώσεων: $24 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.10 \text{ m} = 2.4 \text{ kN/m}^2$
- Βάρος πεζοδρομίων: $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.285 \text{ m} = 7.19 \text{ kN/m}^2$
- Στηθαία ασφαλείας λαμβάνονται ως γραμμικά φορτία. Πιο συγκεκριμένα το βάρος των συστημάτων αναχαίτισης οχημάτων λαμβάνεται 1.0 kN/m , ενώ του κιγκλιδώματος για τους πεζούς 0.5 kN/m

5.2 Κινητά Φορτία

Για τα κινητά φορτία εφαρμόζεται η πρότυπη φόρτιση 1 όπου έχουμε ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία UDL και διαξονικά συγκεντρωμένα φορτία TS. Οι χαρακτηριστικές τιμές των οποίων λαμβάνονται από τον Πίνακα 3.2. Τα οχήματα αυτά τοποθετούνται σε διάφορες θέσεις κατά μήκος και πλάτος της γέφυρας, με σκοπό να προκύψουν οι περιβάλλουσες που δίνουν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

5.3 Υπολογισμός Ερπυσμού και Συστολής Ξήρανσης

Η γέφυρα κατασκευάζεται από δομικό χάλυβα S355 και οπλισμένο σκυρόδεμα C35/45, ενώ χρησιμοποιείται τσιμέντο τύπου N.

Γνωρίζουμε ότι για σκυρόδεμα C35/45: $f_{ck}=35 \text{ MPa}$, $f_{cm}=43 \text{ MPa}$, $E_{cm}=34000 \text{ MPa}$

Για χάλυβα S355: $f_y = 355 \text{ MPa}$, $E_a = 210000 \text{ MPa}$

Επιπλέον από την διατομή που σχεδιάστηκε στο Sofistik, υπολογίζεται το εμβαδόν διατομής σκυροδέματος, το οποίο ισούται με $A_c = 4480003.4 \text{ mm}^2$. Για τον υπολογισμό της περιμέτρου της πλάκας σκυροδέματος, η οποία είναι σε επαφή με την ατμόσφαιρα, αγνοείται η άνω επιφάνεια λόγω της ύπαρξης ασφαλτόστρωσης και λαμβάνεται όλη η κάτω επιφάνεια $u = 14500 \text{ mm}$. Η σχετική υγρασία περιβάλλοντος (RH) θεωρήθηκε ίση με 70%, η μέση ηλικία σκυροδέματος κατά τη φόρτιση $t_0 = 7$ ημέρες και $t = 36525$ ημέρες για διάρκεια ζωής 100ετών (δηλαδή 100 χρόνια 365.25 ημέρες).

Ισοδύναμο πάχος πλάκας:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 617.9 \text{ mm}$$

Συντελεστές επιρροής του σκυροδέματος:

$$a_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.866$$

$$a_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.960$$

$$a_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.902$$

Συντελεστής για την επίδραση της σχετικής υγρασίας στο ιδεατό συντελεστή ερπυσμού:

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1-RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot a_1\right) \cdot a_2 = 1.252 \text{ για } f_{cm} > 35\text{MPa}$$

Συντελεστής για την επίδραση της ηλικίας του σκυροδέματος κατά στην αρχή της φόρτισης:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.635$$

Άρα η βασική τιμή του συντελεστή ερπυσμού είναι $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 2.036$

Ορίζονται οι συντελεστές:

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.990$$

$$\beta_H = \min[1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0 + 250 \cdot a_3, 1500 \cdot a_3] = 1192.63$$

Συντελεστής ερπυσμού : $\varphi(t, t_0) = \beta_c(t, t_0) \cdot \varphi_0 = 2.017$

Συντελεστής ισοδυναμίας για βραχυχρόνιες φορτίσεις: $n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = 6.18$

Συντελεστής ισοδυναμίας για μακροχρόνιες φορτίσεις: $n_L = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)]$

Για μόνιμες δράσεις : $\psi_L=1.10 \quad n_p = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)] = 19.877$

Για δευτερογενείς επιρροές : $\psi_L=0.55 \quad n_{PT} = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)] = 13.027$

Για επιβαλλόμενες μετατοπίσεις : $\psi_L=1.50 \quad n_D = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)] = 24.859$

- Συστολή Ξήρανσης

$t_s=1$ ημέρα

$t=\infty=36525$ ημέρες

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = \frac{36525 - 1}{36525 - 1 + 0.04 \cdot \sqrt{617.932^3}} = 0.983$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot a_{ds}) \cdot \exp\left(-a_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 34.1 \cdot 10^{-5}$$

όπου $a_{ds1}=4$, $a_{ds2}=0.12$ για κατηγορία τσιμέντου N και $f_{cm}=43\text{MPa}$ για C35/45

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100\%}\right)^3 \right] = 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{70\%}{100\%}\right)^3 \right] = 1.018$$

Η συνολική συστολή ξήρανσης προκύπτει από την ανηγμένη παραμόρφωση λόγω συρρίκνωσης, υπολογίζεται από την σχέση:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0.983 \cdot 0.7 \cdot 34.1 \cdot 10^{-5} = 23.47 \cdot 10^{-5}$$

όπου $k_h=0.7$ για $h_0 \geq 500\text{mm}$

5.4 Θερμοκρασιακές Διαφορές (ΔT_M , ΔT_N)

Σύμφωνα με την παράγραφο 3.4.1 η ομοιόμορφη διαφορά θερμοκρασίας ΔT_N προκύπτει ως εξής:

Για γέφυρες με σύμμικτο κατάστρωμα (τύπος 2) από το σχήμα 3.9 προκύπτουν οι θερμοκρασίες της γέφυρας:

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 4 = -15 + 4 = -11^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 4 = 45 + 4 = 49^{\circ}\text{C}$$

Για μέση θερμοκρασία κατασκευής $T_o=15^{\circ}\text{C}$ προκύπτουν τα εύρη της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας, τόσο για συστολή όσο και για διαστολή:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_{e,\min} - T_o = (-11) - 15 = -26^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_o = 49 - 15 = 34^{\circ}\text{C}$$

Η καθ' ύψος διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ άνω ίνας σκυροδέματος και κάτω ίνας χάλυβα είναι: $\Delta T_{M,\text{heat}} = 15^{\circ}\text{C}$ (θερμότερη άνω ίνα) και $\Delta T_{M,\text{cool}} = -18^{\circ}\text{C}$ (θερμότερη η κάτω ίνα).

Εκτός των παραπάνω θερμοκρασιών, εξετάζονται και οι πιθανοί συνδυασμοί τους:

$$\Delta T_M + 0.35 \cdot \Delta T_N$$

$$0.75 \cdot \Delta T_M + \Delta T_N$$

Από τους οκτώ συνδυασμούς θερμοκρασίας λαμβάνεται υπόψη ο πιο δυσμενής.

5.5 Υπολογισμός φορτίου ανέμου

Για τον προσδιορισμό της δύναμης ανέμου έχουμε λάβει υπόψη τα εξής:

Θεμελιώδης τιμή βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,o}=27 \text{ m/sec}$

Κατηγορία εδάφους I και ύψος αναφοράς γέφυρας $z_e=21\text{m}$

- Εγκάρσιος άνεμος- Γέφυρα χωρίς κυκλοφορία
- Πλάτος καταστρώματος: $b=14.50\text{m}$

Συνολικό ύψος: $d_{\text{tot}}=h_{\text{δοκού}}+h_{\text{σκυρ}}+h_{\text{πεξοδρ}}=3.75\text{m}$

Συντελεστής δύναμης: $\frac{b}{d_{\text{tot}}} = \frac{14.50}{3.75} = 3.87 < 4 \rightarrow c_{fy,o} = 1.34$

Ο συντελεστής δύναμης $c_{fy,o}$ μειώνεται λόγω κεκλιμένης προσήνεμης πλευράς κατά 0,5% ανά μοίρα κλίσης ως προς την κατακόρυφο. Για κλίση $\alpha=14^{\circ}$, μειώνεται κατά 7% οπότε ο τελικός συντελεστής δύναμης $c_{fy,o}=1.24$

Ύψος αναφοράς: $d_{\text{ref}}=d_{\text{tot}}+2d_1=3.75+2 \cdot 0.3=4.35\text{m}$

Συντελεστής δύναμης ανέμου: $C= c_{fy,o} \cdot c_e = 1.24 \cdot 3.20=3.98$

όπου $c_e=3.20$ είναι ο συντελεστής έκθεσης ο οποίος λαμβάνεται από το Σχήμα 3.5 για $z_e=20\text{m}$

Επιφάνεια αναφοράς: $A_{\text{ref}}=L \cdot d_{\text{ref}}=120 \cdot 4.35=522 \text{ m}^2$

Συνολική δύναμη ανέμου: $F_{W_{yk}} = \frac{1}{1600} \cdot v_b^2 \cdot A_{\text{ref}} \cdot C = 946.33\text{kN}$

- Εγκάρσιος άνεμος- Γέφυρα με κυκλοφορία
- Πλάτος καταστρώματος: $b=14.50\text{m}$

Συνολικό ύψος: $d_{\text{tot}}=h_{\text{δοκού}}+h_{\text{σκυρ}}+h_{\text{ασφαλ}}+h_{\text{οχημ}}=5.53\text{m}$

Συντελεστής δύναμης: $\frac{b}{d_{\text{tot}}} = \frac{14.50}{5.53} = 2.62 < 4 \rightarrow c_{fy,o} = 1.68$

Ο συντελεστής δύναμης $c_{fy,o}$ μειώνεται λόγω κεκλιμένης προσήνεμης πλευράς κατά 0,5% ανά μοίρα κλίσης ως προς την κατακόρυφο. Για κλίση $\alpha=14^\circ$, μειώνεται κατά 7%, οπότε ο τελικός συντελεστής δύναμης $c_{fy,o}=1.56$

Ύψος αναφοράς: $d_{ref}=d+2= d_{tot}=5.53m$

Συντελεστής δύναμης ανέμου: $C= c_{fy,o} \cdot c_e= 1.56 \cdot 3.20=5.00$

όπου $c_e=3.20$ είναι ο συντελεστής έκθεσης ο οποίος λαμβάνεται από το Σχήμα 3.5 για $z_e=20m$

Επιφάνεια αναφοράς: $A_{ref}= L \cdot d_{ref}= 120 \cdot 5.53=663.6 m^2$

Συνολική δύναμη ανέμου: $F_{W_{yk}} = \frac{1}{1600} \cdot v_b^2 \cdot A_{ref} \cdot C = 1510.77kN$

Η τιμή συνδυασμού με φορτία κυκλοφορίας είναι $\psi_o \cdot F_{W_{yk}}=0.6 \cdot 1510.77=906.46kN$

Η μέγιστη τιμή του συνδυασμού είναι $F_W^* = \frac{1}{1600} \cdot v_b^2 \cdot A_{ref} \cdot C = 1096.29kN$

η οποία υπολογίζεται για μειωμένη βασική ταχύτητα ανέμου ίση 23m/s

• Εγκάρσιος άνεμος- Γέφυρα στη φάση κατασκευής

Συνολικό ύψος: $d_{tot}=h_{δοκού}= 3.03m$

Συντελεστής δύναμης: $\frac{b}{d_{tot}} = \frac{14.50}{3.03} = 4,79 > 4 \rightarrow c_{fy,o} = 1.3$

Ο συντελεστής δύναμης $c_{fy,o}$ μειώνεται λόγω κεκλιμένης προσήνεμης πλευράς κατά 0,5% ανά μοίρα κλίσης ως προς την κατακόρυφο. Για κλίση $\alpha=14^\circ$, μειώνεται κατά 7%, οπότε ο τελικός συντελεστής δύναμης $c_{fy,o}=1.21$

Ύψος αναφοράς: $d_{ref}=d_{tot}=3.03m$

Συντελεστής δύναμης ανέμου: $C= c_{fy,o} \cdot c_e= 1.21 \cdot 3.03=3.87$

όπου $c_e=3.20$ είναι ο συντελεστής έκθεσης ο οποίος λαμβάνεται από το Σχήμα 3.5 για $z_e=20m$

Επιφάνεια αναφοράς: $A_{ref}= L \cdot d_{ref}= 120 \cdot 3.03=363.6 m^2$

Συνολική δύναμη ανέμου: $F_{W_{yk}} = \frac{1}{1600} \cdot v_b^2 \cdot A_{ref} \cdot C = 351.67kN$

η οποία υπολογίζεται για μειωμένη βασική ταχύτητα ανέμου ίση 20m/s

5.6 Οριζόντια φορτία

- Τροχοπέδηση

Σύμφωνα με την Σχέση 3.1 η δύναμη πέδησης Q_{1k} είναι ίση με:

$$Q_{1k} = 0.6 \cdot a_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot a_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = \\ = 0.6 \cdot 0.9 \cdot (2 \cdot 300) + 0.10 \cdot 1 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 120 \rightarrow Q_{1k} = 648 \text{ kN}$$

Το γραμμικό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο τροχοπέδησης στη δυσμενέστερη λωρίδα 1 είναι:

$$q_{1k} = \frac{Q_{1k}}{L} = \frac{648}{120} = 5.4 \text{ kN/m}$$

- Φυγόκεντρη Δύναμη

Λόγω καμπύλης οριζοντιογραφίας της γέφυρας αναπτύσσεται μια φυγόκεντρος (εγκάρσια) δύναμη, η οποία δρα στο επίπεδο επίστρωσης του οδοστρώματος και ακτινικά στον άξονα του. Η χαρακτηριστική τιμή της οποίας είναι:

Για οριζόντια ακτίνα καμπυλότητας $r=400\text{m}$

$$Q_{tk} = 40 \cdot \frac{Q_v}{r} = 40 \cdot \frac{1080}{400} = 108 \text{ kN}$$

όπου

$Q_v = \sum_i a_{Qi} \cdot (2 \cdot Q_{ik}) = 0.9 \cdot 2 \cdot (300 + 200 + 100) = 1080 \text{ kN}$, το συνολικό βάρος των κατακόρυφων δυνάμεων TS της Πρότυπης φόρτισης I.

6. Ανάλυση φορέα και έλεγχοι επάρκειας

6.1 Ανάλυση κύριων δοκών

Η κύρια δοκός αποτελεί μια σύμμικτη διατομή με συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος του άνω πέλματος b_{eff} και χαλύβδινη διατομή κιβωτοειδούς διατομής. Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei} \quad (6.1)$$

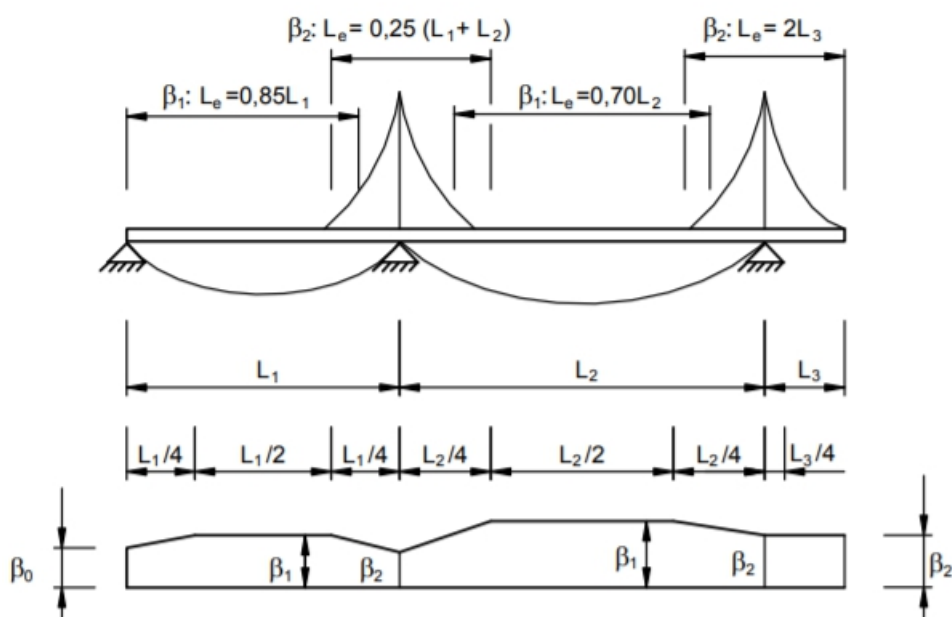
$$b_{ei} = L_{ei}/\rho \leq b_i \quad (6.2)$$

όπου:

b_o : απόσταση μεταξύ εξωτερικών διαμηθικών ήλων (ή 0 επί το δυσμενέστερο)

L_e : απόσταση σημείων μηδενισμού ροπών, υπό την προϋπόθεση ότι γειτονικά μεσαία ανοίγματα δεν διαφέρουν περισσότερο από 50% και ότι το μήκος προβόλων δεν είναι μεγαλύτερο από το μισό μήκος του γειτονικού ανοίγματος.

b_i : απόσταση του ακραίου συνδέσμου από το μέσον μεταξύ των δοκών ή από το άκρον.



Σχήμα 6.1: Απόσταση σημείων μηδενισμού του διαγράμματος ροπών L_e για προσδιορισμό του συνεργαζόμενου πλάτους.

Στις ακραίες στηρίξεις με μηδενισμό ροπής, το συνεργαζόμενο πλάτος προσδιορίζεται από:

$$b_{\text{eff}} = b_o + \sum b_{ei} \quad (6.3)$$

$$\beta_i = \left(0.55 + 0.025 \cdot \frac{L_e}{b_i}\right) \leq 1.0 \quad (6.4)$$

όπου:

b_{ei} : είναι το συνεργαζόμενο πλάτος του ακραίου ανοίγματος στο μέσον και

L_e : είναι το ισοδύναμο άνοιγμα του ακραίου ανοίγματος.

Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους κύριας δοκού

Στο αρχικό στάδιο, δεν έχει καθοριστεί η διάταξη των διατμητικών ήλων οπότε αγνοείται η μικρή συνεισφορά λόγω της εγκάρσιας απόστασης μεταξύ των ήλων ($b_o = 0$).

- Ανοίγματα

Ισοδύναμο μήκος : $L_e = 0.85 \cdot L_1 = 0.85 \cdot 60 = 51\text{m}$

Γεωμετρικά πλάτη: $b_{g1} = 3.5\text{m}$ και $b_{g2} = 3.75\text{m}$

Συνεργαζόμενο πλάτος:

$$b_{ei} = L_{ei}/g = 6.375 > b_{g1} = 3.5\text{m} \rightarrow b_{e1} = 3.5\text{m}$$

$$b_{ei} = L_{ei}/g = 6.375 > b_{g2} = 3.75\text{m} \rightarrow b_{e2} = 3.75\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_o + \sum b_{ei} = 0 + 3.5 + 3.75 = 7.25\text{m}$$

Το b_{eff} που υπολογίστηκε αντιστοιχεί στο συνεργαζόμενο πλάτος κάθε πέλματος άρα το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος για την δοκό είναι όλο το πλάτος του καταστρώματος 14.50m.

- Ενδιάμεση στήριξη

Ισοδύναμο μήκος : $L_e = 0.25 \cdot (L_1 + L_2) = 0.25 \cdot 120 = 30\text{m}$

Γεωμετρικά πλάτη: $b_{g1} = 3.5\text{m}$ και $b_{g2} = 3.75\text{m}$

Συνεργαζόμενο πλάτος:

$$b_{e1} = L_{ei}/g = 3.75\text{m} > b_{g1} = 3.5\text{m} \rightarrow b_{e1} = 3.5\text{m}$$

$$b_{e2} = L_{ei}/g = 3.75 = b_{g2} = 3.75\text{m} \rightarrow b_{e2} = 3.75\text{m}$$

$$\text{Άρα το } b_{\text{eff}} = b_o + \sum b_{ei} = 0 + 3.5 + 3.75 = 7.25\text{m}$$

Το b_{eff} που υπολογίστηκε αντιστοιχεί στο συνεργαζόμενο πλάτος κάθε πέλματος άρα το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος για την δοκό είναι όλο το πλάτος του καταστρώματος 14.50m.

- Ακραία στήριξη

$$\text{Ισοδύναμο μήκος : } L_e = 0.25 \cdot L_1 = 0.25 \cdot 60 = 15\text{m}$$

$$\text{Γεωμετρικά πλάτη: } b_{g1} = 3.5\text{m} \text{ και } b_{g2} = 3.75\text{m}$$

Συνεργαζόμενο πλάτος:

$$b_{e1} = L_{ei}/g = 6.375\text{m} > b_{g1} = 3.5\text{m} \rightarrow b_{e1} = 3.5\text{m}$$

$$b_{e2} = L_{ei}/g = 6.375 = b_{g2} = 3.75\text{m} \rightarrow b_{e2} = 3.75\text{m}$$

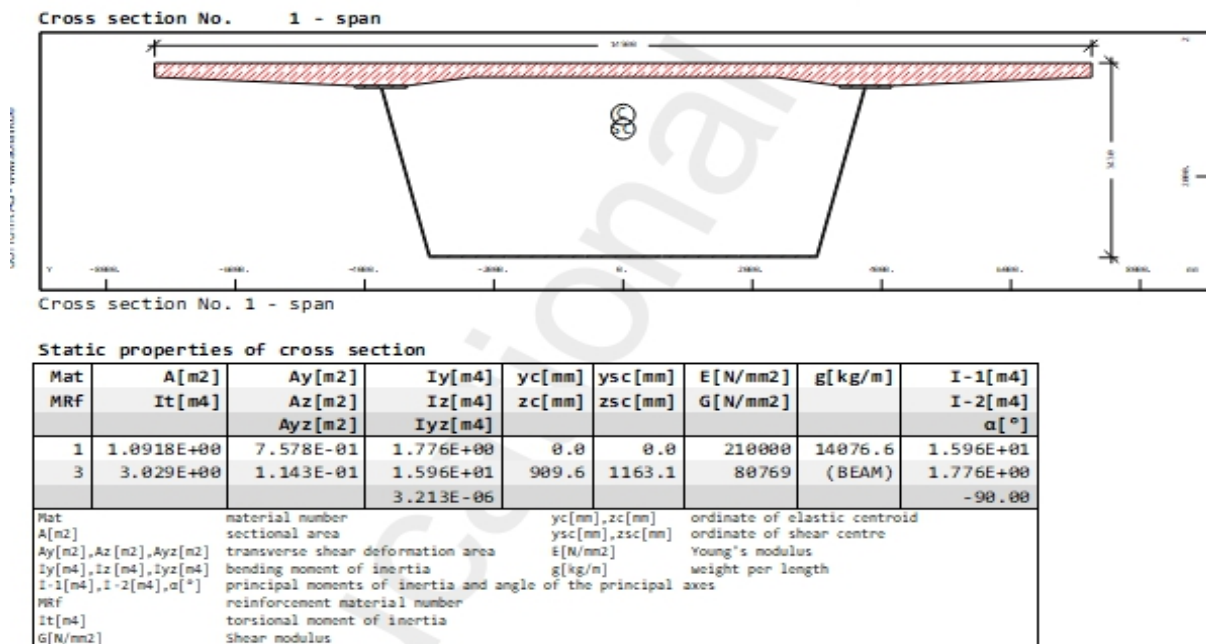
$$\beta_1 = \left(0.55 + 0.025 \cdot \frac{L_e}{b_i}\right) = \left(0.55 + 0.025 \cdot \frac{15}{3.5}\right) = 0.66 \leq 1.0$$

$$\beta_2 = \left(0.55 + 0.025 \cdot \frac{L_e}{b_i}\right) = \left(0.55 + 0.025 \cdot \frac{15}{3.75}\right) = 0.65 \leq 1.0$$

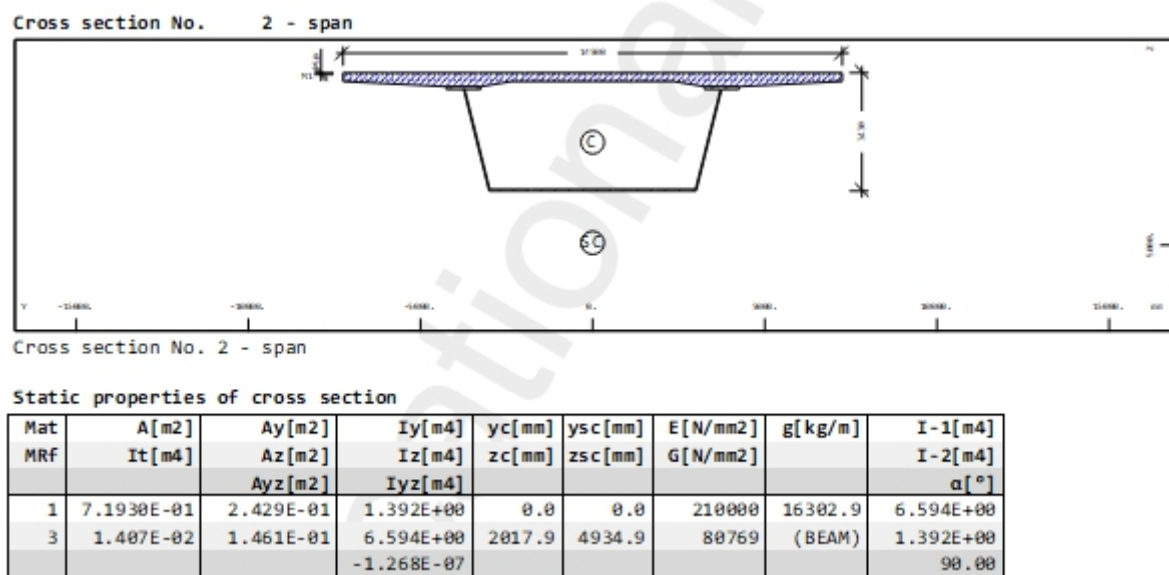
$$\text{Άρα το } b_{\text{eff}} = b_o + \sum b_{ei} = 0 + 3.5 \cdot 0.66 + 3.75 \cdot 0.65 = 4.75\text{m}$$

Για την διαστασιολόγηση της διατομής των ανοιγμάτων, λαμβάνεται υπόψη σταθερό το συνεργαζόμενο πλάτος, το οποίο είναι ίσο με το b_{eff} του ανοίγματος. Στην συνέχεια σχεδιάζονται τα αντίστοιχα συνεργαζόμενα πλάτη σκυροδέματος κάθε διατομής, με σκοπό τον υπολογισμό των αδρανειακών μεγεθών μέσω του Sofistik. Τα αδρανειακά μεγέθη που αντιστοιχούν στην ενδιάμεση στήριξη αφορούν την ρηγματωμένη διατομή λόγω του εφελκυσμού του σκυροδέματος, ενώ για τη διατομή του ανοίγματος τα στοιχεία αυτά αφορούν την αρηγμάτωτη διατομή.

Αδρανειακά στοιχεία διατομών



Σχήμα 6.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής ανοίγματος



Σχήμα 6.3: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής στήριξης

Σημείωση: Το z αντιστοιχεί στην απόσταση του κέντρου βάρους της διατομής από την άνω ίνα σκυροδέματος

6.2 Έλεγχος κύριας δοκού σε Ο.Κ.Α.

6.2.1 Έλεγχος τάσεων σε Ο.Κ.Α. χωρίς διατμητική κύρτωση

Ο βασικός συνδυασμός Ο.Κ.Α. για τον οποίο προκύπτουν οι δυσμενέστερες τάσεις είναι $1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Q + 0.6 \cdot 1.5 \cdot T + S$. Για τον συνδυασμό αυτό ο έλεγχος γίνεται σε επίπεδο τάσεων, αθροίζοντας τα αποτελέσματα των δύο φάσεων τάσεις από φάση κατασκευής ($1.35 G$) και τάσεις από φάση λειτουργίας ($1.35G'+1.35Q+0.9T+S$). Οι τελικές τάσεις που προκύπτουν είναι:

Τάσεις διατομής ενδιάμεσης στήριξης:

$$\sigma_{\text{χαλυβα,άνω}} = 328.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{χαλυβα,κάτω}} = -253.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{κορμού}} = 100.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{κάτω πέλματος}} = 10.26 \text{ MPa}$$

Τάσεις διατομής ανοίγματος στην θέση σ_{max} :

$$\sigma_{\text{χαλυβα,άνω}} = -275.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{χαλυβα,κάτω}} = 176.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{κορμού}} = 23.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{κάτω πέλματος}} = 2.62 \text{ MPa}$$

Κατάταξη διατομών:

- Διατομή στήριξης:

$$\text{Κορμός: } \frac{c}{t} = \frac{2900}{30} = 96.6 \leq 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)} = 129.54 \rightarrow \text{Κατηγορία 3}$$

$$\text{Κάτω πέλμα: } \frac{c}{t} = \frac{5960}{50} = 119,2 > 42 \cdot \varepsilon = 34.02 \rightarrow \text{Κατηγορία 4}$$

- Διατομή ανοίγματος:

$$\text{Κορμός: } \frac{c}{t} = \frac{2960}{20} = 148 > 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)} = 129.54 \rightarrow \text{Κατηγορία 4}$$

$$\text{Άνω πέλμα: } \frac{c}{t} = \frac{(800-20)/2}{40} = 9.7542 \leq 14\varepsilon = 11.34 \rightarrow \text{Κατηγορία 3}$$

Τόσο η διατομή της στήριξης όσο και η διατομή του ανοίγματος κατατάσσονται σε διατομές κατηγορίας 4, οι οποίες αντιμετωπίζονται και ελέγχονται ως διατομές κατηγορίας 3 και ελέγχονται σε κύρτωση με την μέθοδο της μειωμένης τάσης.

Έλεγχος ΟΚΑ σε επίπεδο τάσεων:

- Για τον έλεγχο του δομικού χάλυβα χωρίς κύρτωση πρέπει:

$$\sigma_{\chi\alpha\lambda,Ed} \leq f_{yk} = 355\text{MPa} \text{ και } \tau_{Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = 186.32 \text{ MPa}$$

- Έλεγχος θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος

$$\sigma_{c,Ed,\acute{\alpha}\nu\omega} = 11.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,Ed,\acute{\kappa}\acute{\alpha}\tau\omega} = 9.96 \text{ MPa}$$

$$\text{Πρέπει } \sigma_{c,Ed} < \frac{f_{ck}}{1.5} = 23.33\text{MPa}$$

- Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων χάλυβα οπλισμού:

$$\sigma_s = 263\text{MPa}$$

$$\text{Πρέπει } \sigma_{s,Ed} < \frac{f_{sk}}{1.15} = 434.78\text{MPa}$$

6.2.2 Έλεγχος χάλυβα σε κύρτωση

6.2.2.1 Γενικά

Το φαινόμενο της κύρτωσης αποτελεί μια μορφή τοπικού λυγισμού και εκδηλώνεται με την δημιουργία ρυτιδώσεων ή πτυχώσεων των επίπεδων χαλύβδινων ελασμάτων, σε περίπτωση που υπάρξει υπέρβαση των τάσεων. Οι παραμορφώσεις αυτές εκδηλώνονται στα επίπεδα ελάσματα του κορμού ή στα πέλατα χαλύβδινων διατομών λόγω της συμπεριφοράς τους ως πλάκες, ενώ τα ελάσματα τα οποία βρίσκονται σε επαφή και συνδέονται διατμητικά με την πλάκα σκυροδέματος, δεν εξετάζονται λόγω παρεμπόδισης του φαινομένου αυτού. Ο έλεγχος σε κύρτωση των υπόλοιπων χαλύβδινων ελασμάτων προκύπτει ανάλογα με τη θέση του φατνώματος είτε λόγω ορθών ή διατμητικών τάσεων είτε από συνδυασμό και των δύο. Ο τοπικός λυγισμός εμφανίζεται συνήθως στις λεπτότοιχες διατομές κατηγορίας 4, οι οποίες εμφανίζουν κύρτωση πριν προλάβει να αναπτυχθεί η πλήρη τάση διαρροής τους. Το γεγονός αυτό απαιτεί τόσο την τοποθέτηση εγκάρσιων και διαμήκων ενισχύσεων όσο και τον έλεγχο των στοιχείων και την εξασφάλιση της αντοχής τους σε μειωμένες αντοχές λόγω κύρτωσης. Ο έλεγχος σε κύρτωση σύμφωνα με τον EN 1993-1-5 γίνεται με δύο μεθόδους ελέγχου, την μέθοδο ενεργού πλάτους και τη μέθοδο μειωμένης τάσης. Η πρώτη μέθοδος εφαρμόζεται όταν τα τοιχώματα της διατομής δεν έχουν διαμήκεις ενισχύσεις, ενώ η δεύτερη όταν τα τοιχώματα έχουν διαμήκεις ενισχύσεις.

6.2.2.2 Κύρτωση πλακών με διαμήκεις νευρώσεις

Για την αύξηση της αντοχής των πλακών και της κρίσιμης τάσης σε κύρτωση, τοποθετούνται διαμήκης ή/και εγκάρσιες ενισχύσεις. Οι διαμήκεις ενισχύσεις μπορεί να είναι ανοικτές ή κλειστές διατομές, με τις κλειστές να πλεονεκτούν λόγω αυξημένης δυστρεψίας που σημαίνει ότι δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας τους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό ώστε να καθίστανται ανενεργές. Οι εγκάρσιες ενισχύσεις για κατασκευαστικούς λόγους έχουν διατομή μορφής T ενώ είναι πιο ισχυρές από τις διαμήκεις για να εξασφαλίζουν ακλόνητη εγκάρσια στήριξη των φατνωμάτων.

Η κρίσιμη τάση κύρτωσης ενισχυμένων πλακών έναντι ορθών και διατμητικών τάσεων δίνονται από τις σχέσεις

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma} \cdot \sigma_e \quad (6.5)$$

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \sigma_e \quad (6.6)$$

Όπου σ_e : είναι η τάση αναφοράς σε MPa και ισούται με
$$\sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

$k_{\sigma,p}$: ο συντελεστής κύρτωσης για ορθές τάσεις ο οποίος λαμβάνεται από τον Πίνακα 6.1 για φάτνωμα με πολλές ισαπέχουσες ενισχύσεις, ώστε να εξετάζεται ως ορθότροπη πλάκα.

Οι Πίνακες 6.2 και 6.3 δίνουν κατευθείαν την κρίσιμη τάση φατνωμάτων με μία ή δύο ενισχύσεις υπό ανομοιόμορφη κατανομή τάσεων όπου η κρίσιμη τάση αντιστοιχεί στη μέγιστη θλιπτική.

k_{τ} : ο συντελεστής κύρτωσης για διατμητικές τάσεις ο οποίος λαμβάνεται από τον Πίνακα 6.4

Πίνακας 6.1: Συντελεστές κύρτωσης φατνωμάτων στηριζόμενων κατά Navier στις 4 πλευρές ενισχυμένων με τρεις ή περισσότερες ισαπέχουσες ενισχύσεις

Λόγος πλευρών	Συντελεστής κύρτωσης
$\alpha \leq \sqrt[4]{\gamma}$	$k_{\sigma,p} = \frac{2 \cdot [(1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1]}{\alpha^2 \cdot (\psi + 1) \cdot (1 + \delta)}$
$\alpha > \sqrt[4]{\gamma}$	$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot (1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1) \cdot (1 + \delta)}$
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0.5$	Λόγος ακραίων τάσεων.
$\alpha = \frac{a}{b} \geq 0.5$	Λόγος πλευρών
$\sum A_{s,i}$	Άθροισμα εμβαδών των ενισχύσεων
$I_{s,i}$	Ροπή αδρανείας της ενισχυμένης πλάκας.
$A_p = b \cdot t$	Εμβαδόν πλάκας
$\gamma = \frac{I_{s,i}}{I_p}$	Λόγος ροπών αδρανείας ενισχυμένης μη ενισχυμένης πλάκας.
$\delta = \frac{\sum A_{s,i}}{A_p}$	Λόγος εμβαδών ενισχύσεων και πλάκας.
$I_p = \frac{b \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{b \cdot t^3}{10.92}$	Ροπή αδρανείας της μη ενισχυμένης πλάκας

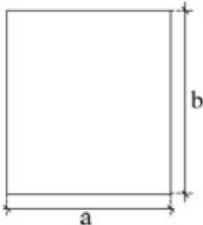
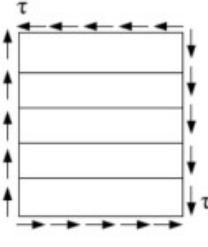
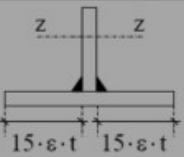
Πίνακας 6.2: Κρίσιμη τάση φατνωμάτων στηριζόμενων κατά Navier με μία διαμήκη ενίσχυση στη θλιβόμενη ζώνη.

Length a	Critical stress of stiffener
$a \geq a_c$	$\sigma_{cr,sl} = \frac{1.05 \cdot E_s \cdot \sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{A_{sl,1} \cdot b_1 \cdot b_2}$
$a < a_c$	$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{E_s \cdot t^3 \cdot b \cdot a^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}$
Critical plate buckling stress: $\sigma_{cr,p} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c + b_1}{b_c}$	
Notation	
$A_{sl,1}$	= εμβαδόν ενίσχυσης και συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας όπως δίνεται στο ως άνω σχήμα
ψ	= λόγος τάσεων εξεταζόμενου υποφατνώματος
$I_{sl,1}$	= ροπή αδρανείας ενίσχυσης και συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας όπως δίνεται στο ως άνω σχήμα.
b_1, b_2	= αποστάσεις ενίσχυσης από τα άκρα του φατνώματος
$b_1 + b_2 = b$	= συνολικό πλάτος φατνώματος.
$a_c = 4.33 \sqrt{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}}$	= μήκος κύματος ιδιομορφής λυγισμού θεωρώντας ότι οι εγκάρσιες ενισχύσεις έχουν απομακρυνθεί.

Πίνακας 6.3: Κρίσιμη τάση φατνωμάτων στηριζόμενων κατά Navier με δύο διαμήκεις ενισχύσεις στη θλιβόμενη ζώνη.

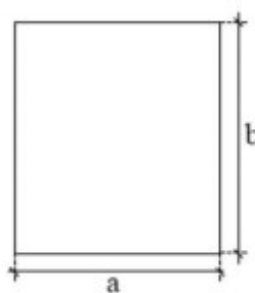
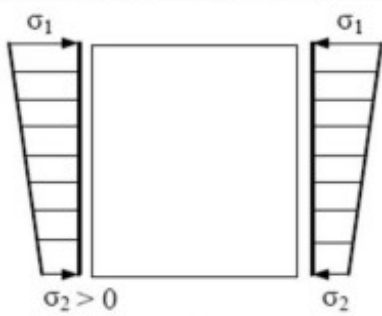

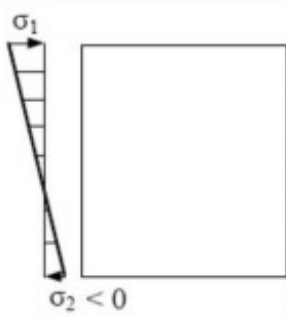

	α) Ενίσχυση I	β) Ενίσχυση II	γ) συγκεντρωμένη ενίσχυση
Εμβαδόν διατομής	$A_{sl,1}$	$A_{sl,2}$	$A_{sl,1} + A_{sl,2}$
Ροπή αδρανείας	$I_{sl,1}$	$I_{sl,2}$	$I_{sl,1} + I_{sl,2}$

Πίνακας 6.4: Συντελεστής κύρτωσης k_t ενισχυμένων πλακών

	
Λόγος πλευρών	Συντελεστής κύρτωσης
$\alpha \geq 1$	$k_t = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} + k_{t,st}$
$\alpha < 1$	$k_t = 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} + k_{t,st}$
Συντελεστής $k_{t,st}$	
Πλάκες με τουλάχιστον 3 διαμήκεις ενισχύσεις ή με μία ή δύο ενισχύσεις και $\alpha \geq 3$	$k_{t,st} = \frac{9}{\alpha^2} \cdot \sqrt[4]{\left(\frac{\sum I_{sl}}{t^3 \cdot b}\right)^3} \geq \frac{2.1}{t} \cdot \sqrt{\frac{\sum I_{sl}}{b}}$
Πλάκες με μία ή δύο ενισχύσεις και $\alpha < 3$	$k_{t,st} = 4.1 + \frac{6.3 + 0.18 \cdot \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot b}}{\alpha^2} + 2.2 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot b}\right)}$
$I_{sl} =$ Ροπή αδρανείας ως προς άξονα z-z μιας ενισχύσης συμπεριλαμβανομένου γειτονικού ελάσματος επί πλάτους $15 \cdot \varepsilon \cdot t$ ($\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, f_y σε N/mm ²). $\sum I_{sl} =$ Άθροισμα ροπών αδρανείας των ενισχύσεων.	

Ενώ οι συντελεστές κύρτωση πλακών χωρίς διαμήκεις νευρώσεις για ορθές και διατμητικές τάσεις λαμβάνονται από τους Πίνακες 6.5-6.7

Πίνακας 6.5: Συντελεστής κύρτωσης k_σ εσωτερικών φατνωμάτων

Ορθές τάσεις (θλίψη θετική)						
						
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
k_σ	4.0	$8.2 / (1.05 + \psi)$	7.81	$7.81 - 6.29 \cdot \psi + 9.78 \cdot \psi^2$	23.9	$5.98 \cdot (1 - \psi)^2$

Πίνακας 6.6: Συντελεστές κύρτωσης k_σ εξωτερικών φατνωμάτων

Ελάχιστη θλίψη στο ελεύθερο άκρο					
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	1	0	-1	$-1 \geq \psi \geq -3$	
k_σ	0.43	0.57	0.85	$0.57 - 0.21 \cdot \psi + 0.07 \cdot \psi^2$	
Ελάχιστη θλίψη στο στηριζόμενο άκρο					
$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
k_σ	0.43	$0.578 / (0.34 + \psi)$	1.70	$1.7 - 5 \cdot \psi + 17.1 \cdot \psi^2$	23.8

Πίνακας 6.7: Συντελεστές διατμητικής κύρτωσης k_τ χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις, εσωτερικών φατνωμάτων

Διατμητικές τάσεις		
Λόγος πλευρών	$\alpha = \frac{a}{b} \geq 1$	$\alpha = \frac{a}{b} < 1$
k_τ	$k_\tau = 5.34 + \frac{4.0}{\alpha^2}$	$k_\tau = 4.0 + \frac{5.34}{\alpha^2}$

Αφού υπολογιστούν οι κρίσιμες τάσεις, ακολουθεί ο προσδιορισμός ανηγμένης λυγηρότητας και των μειωτικών συντελεστών (ρ , χ_w).

Για ορθές τάσεις: $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}}$ (6.7)

Για διατμητικές τάσεις: $\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}} = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr}}}$ (6.8)

Πίνακας 6.8: Μειωτικοί συντελεστές κύρτωσης ρ λόγω ορθών τάσεων

Εσωτερικά στοιχεία	Εξωτερικά στοιχεία
$\rho = 1$ για $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$	$\rho = 1$ για $\bar{\lambda}_p \leq 0,748$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$

Πίνακας 6.9: Μειωτικοί συντελεστές χ_w διατμητικής κύρτωσης

	Άκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις	Εύκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις
$0.83 / \eta > \bar{\lambda}_w$	n	n
$0.83 / \eta \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83 / \bar{\lambda}_w \leq 1$	$0.83 / \bar{\lambda}_w \leq 1$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1.37 / (0.7 + \bar{\lambda}_w)$	$0.83 / \bar{\lambda}_w \leq 1$
$\eta = 1.2$		

6.2.2.3 Συμπεριφορά πλάκας ως υποστώλωμα

Η συμπεριφορά των πλακών επηρεάζεται από δύο φαινόμενα, τη μεταλυγιστική αντοχή και τη συμπεριφορά υποστυλώματος. Η συμπεριφορά της πλάκας ως υποστώλωμα σημαίνει ότι χάνει τις διαμήκεις στηρίξεις του και ελέγχεται από την τιμή του λόγου:

$$\sigma_{cr,p}/\sigma_{cr,c} \geq 1 \quad (6.9)$$

όπου $\sigma_{cr,p}$: η κρίσιμη τάση κύρτωσης πλάκας

$\sigma_{cr,c}$: η κρίσιμη τάση Euler της ίδιας πλάκας αν αγνοηθεί η διαμήκης στήριξη

Αν η εφαρμογή του τύπου οδηγήσει σε τιμές μικρότερης της μονάδας, λαμβάνεται ίση με 1. Για μεγάλες τιμές του λόγου το φάτνωμα συμπεριφέρεται περισσότερο σαν πλάκα, έχοντας μεταλυγισμική αντοχή. Όσο ο λόγος πλησιάζει τη μονάδα, η πλάκα συμπεριφέρεται σαν υποστώλωμα χάνοντας την μεταλυγισμική της αντοχή.

Οι τιμές της κρίσιμης τάσης $\sigma_{cr,c}$ υπολογίζονται ως εξής:

- Για μη ενισχυμένες πλάκες

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

$$\sigma_{cr,c,\psi=1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1-\nu^2) \cdot \alpha^2} \quad (6.10)$$

Για μη ομοιόμορφη θλίψη, με λόγο ακραίων τάσεων ψ , η $\sigma_{cr,c}$ είναι η μέγιστη θλιπτική τάση κατά πλάτος της πλάκας και προσδιορίζεται από:

$$\sigma_{cr,c,\psi \neq 1} = \sigma_{cr,c,\psi=1} \cdot (1,65 - 0,65 \cdot \psi) \quad (6.11)$$

- Ενισχυμένες πλάκες

$$\sigma_{cr,s1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{s1,1}}{A_{s1,1} \cdot \alpha^2} \quad (6.12)$$

όπου $I_{s1,1}$ και $A_{s1,1}$ η ροπή αδράνειας και αντίστοιχα το εμβαδόν της πλήρους διατομής της ενίσχυσης συμπεριλαμβανόμενης μιας συνεργαζόμενης πλάκας ενεργού πλάτους διατομής

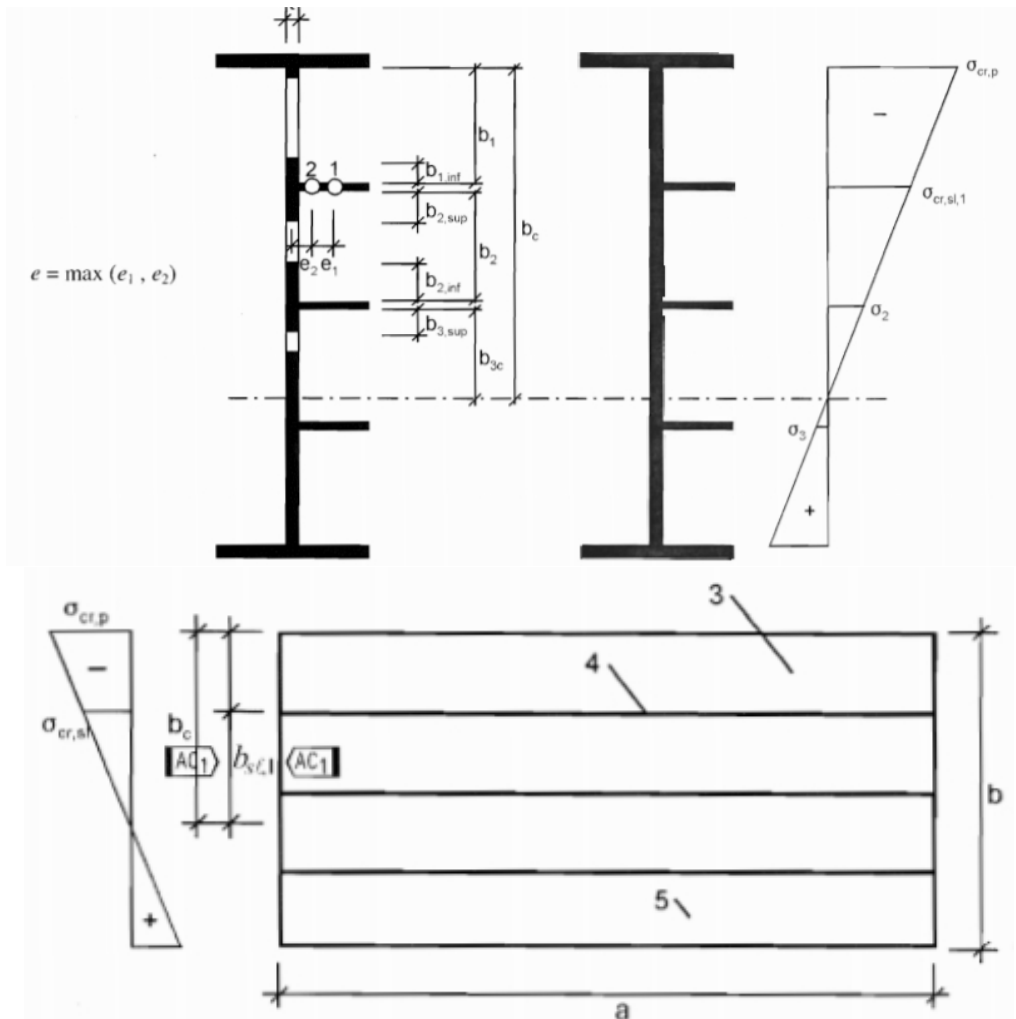
Ενώ η μέγιστη θλιπτική τάση από όμοια τρίγωνα ισούται:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{b_c}{b_{s1,1}} \cdot \sigma_{cr,s1} \quad (6.13)$$

όπου

b_c : απόσταση του ουδέτερου άξονα από το πλέον θλιβόμενο άκρο του φαντώματος

$b_{s1,1}$: απόσταση του ουδέτερου άξονα από την ενίσχυση



Σχήμα 6.4: Σύμβολα εξισώσεων

Πίνακας 6.10 : Πλάτη b_1, b_2 και b_3 του Σχήματος 6.4

	width for gross area	width for effective area according to Table 4.1	condition for ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,st,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,st,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} b_{2,eff}$	$\psi_2 > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4 b_{3c}$	$0,4 b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Ανηγμένη λυγηρότητα υποστυλώματος

$$\text{Για μη ενισχυμένες πλάκες: } \bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad (6.14)$$

$$\text{Για ενισχυμένες πλάκες: } \bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta \cdot f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad (6.15)$$

Όπου $\beta=1.0$ για ενισχύσεις κατηγορίας 1,2,3

$\beta = \frac{A_{s1,1,eff}}{A_{s1}}$ = ο λόγος εμβαδών ενεργού προς πλήρη διατομή για ενισχύσεις κατηγορίας 4

Ο μειωτικός συντελεστής χ_c προσδιορίζεται από τις ευρωπαϊκές καμπύλες λυγισμού

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_c^2}} \quad (6.16)$$

$$\text{όπου } \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_c - 0,2) + \bar{\lambda}_c^2 \right]$$

Ο συντελεστής ατελειών a προσδιορίζεται ως εξής:

- Μη ενισχυμένες πλάκες: $\alpha=0.21$ (καμπύλη λυγισμού a)
- Ενισχυμένες πλάκες

$$a_e = a + \frac{0,09}{i/e} \quad (6.17)$$

όπου $i = \sqrt{\frac{I_{s1,1}}{A_{s1,1}}}$ ακτίνα αδράνειας της πλέον θλιβόμενης ενίσχυσης

$$e = \max(e_1, e_2)$$

e_1 : απόσταση μεταξύ κέντρων βάρους μεμονωμένης ενίσχυσης και διατομής υποστυλώματος (ενίσχυση + συνεργαζόμενη πλάκα)

e_2 : απόσταση μεταξύ κέντρων βάρους πλάκας και διατομής υποστυλώματος (ενίσχυση+ συνεργαζόμενη πλάκα)

$\alpha=0,34$ (καμπύλη λυγισμού b) για κλειστές ενισχύσεις

$\alpha=0,49$ (καμπύλη λυγισμού c) για ανοικτές ενισχύσεις

Η συμπεριφορά υποστυλώματος προκύπτει με την τροποποίηση του μειωτικού συντελεστή ρ λόγω κύρτωσης της πλάκας ως εξής:

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c \quad (6.18)$$

όπου $\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1$ και $0 \leq \xi \leq 1$

7.2.2.4 Μέθοδος μειωμένων τάσεων

Ο έλεγχος των διατομών γίνεται με την μέθοδο των μειωμένων τάσεων. Είναι μια μέθοδος που βασίζεται στην παραδοχή ότι η αντοχή της διατομής εξαντλείται όταν ένα από τα τοιχώματα φτάσει στην οριακή αντοχή του.

Ανηγμένη λυγηρότητα

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{cr}}} \quad (6.19)$$

Όπου: a_{cr} : ελάχιστος πολλαπλασιαστής των τάσεων σχεδιασμού που οδηγεί στο κρίσιμο φορτίο λυγισμού του φατνώματος υπό συνδυασμένες τάσεις. Μπορεί να υπολογιστεί από την εξίσωση:

$$\frac{1}{a_{cr}} = \frac{1 + \psi_x}{4 \cdot a_{cr,x}} + \frac{1 + \psi_z}{4 \cdot a_{cr,z}} + \sqrt{\left(\frac{1 + \psi_x}{4 \cdot a_{cr,x}} + \frac{1 + \psi_z}{4 \cdot a_{cr,z}}\right)^2 + \frac{1 - \psi_x}{2 \cdot a_{cr,x}^2} + \frac{1 - \psi_z}{2 \cdot a_{cr,z}^2} + \frac{1}{a_{cr,t}^2}}$$

$a_{ult,k}$: ελάχιστος πολλαπλασιαστής των τάσεων σχεδιασμού που οδηγεί σε διαρροή και προσδιορίζεται με βάση το κριτήριο von Mises από την σχέση:

$$\frac{1}{a_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y}\right)^2 - \frac{\sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed}}{f_y^2} + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 \quad (6.20)$$

Ο έλεγχος του φατνώματος μπορεί υπολογίζεται από την σχέση:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - \frac{\sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed}}{f_y^2/\gamma_{M1}^2} + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq \rho^2 \quad (6.21)$$

Εναλλακτικά ο έλεγχος μπορεί να γίνει και με μια πιο συντηρητική σχέση:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\rho_x \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{\rho_z \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 - \frac{\sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{z,Ed}}{\rho_x \cdot \rho_z \cdot f_y^2/\gamma_{M1}^2} + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{\rho_w \cdot f_y/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1 \quad (6.22)$$

όπου ρ_x, ρ_z μειωτικοί συντελεστές ορθών τάσεων που προσδιορίζονται από την εξίσωση (6.18), λαμβάνοντας υπόψη της συμπεριφοράς υποστυλώματος.

Αναλυτικός υπολογισμός κύρτωσης

- Έλεγχος διατομής στήριξης (θλιβόμενο κάτω πέλμα)

Υποφάτνωμα μεταξύ διαμήκων ενισχύσεων

$$\psi = 1$$

$$\frac{c}{t} = 13.07 \leq 42\varepsilon = 34 \text{ άρα δεν απαιτείται απομείωση αντοχών λόγω κύρτωσης}$$

Υποφάτνωμα στο εσωτερικό κάθε διαμήκους νεύρωσης:

$$\psi = 1$$

$$\frac{c}{t} = 7 \leq 42\varepsilon = 34 \text{ άρα δεν απαιτείται απομείωση αντοχών λόγω κύρτωσης}$$

Κορμός διαμήκους νεύρωσης:

$$\psi = 1$$

$$\frac{c}{t} = 20.22 \leq 42\varepsilon = 34 \text{ άρα δεν απαιτείται απομείωση αντοχών λόγω κύρτωσης}$$

Άνω πέλμα της διαμήκους νεύρωσης:

$$\psi = 1$$

$$\frac{c}{t} = 8.33 \leq 42\varepsilon = 34 \text{ άρα δεν απαιτείται απομείωση αντοχών λόγω κύρτωσης}$$

Πλήρες ενισχυμένο φάτνωμα:

1. Συμπεριφορά ορθότροπης πλάκας:

Γεωμετρικές ιδιότητες:

Μήκος $a=500\text{cm}$, Πλάτος $b=602\text{cm}$, Πάχος $t=5\text{cm}$

Μέγιστη ορθή τάση: $\sigma_{\max} = -25.30\text{kN/cm}^2$

Μέγιστη διατμητική τάση: $\tau_{\max} = 1.026\text{kN/cm}^2$

Τάση αναφοράς: $\sigma_e = 1.31\text{kN/cm}^2$

Ορθές τάσεις:

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.1 :

$$A_p = 3010\text{cm}^2$$

$$I_p = 6891\text{cm}^4$$

Ιδιότητες διαμήκους ενίσχυσης:

Εμβαδόν $A_{s1} = 152.23\text{cm}^2$, Ροπή αδράνειας $I_{s1} = 18400.59\text{cm}^4$, Απόσταση κέντρου βάρους από το άνω ίνα ενίσχυσης $z_{s1} = 15.19\text{cm}$

Εμβαδόν πέντε ενισχύσεων: $\Sigma A_{s1} = 5 \cdot 152.23 = 761.14\text{cm}^2$

$$\delta = \frac{\Sigma A_{s1}}{A_p} = 0.25$$

Ροπή αδράνειας ενισχυμένης πλάκας (πλάκα + 5 ενισχύσεις):

$$\Sigma I_{s1} = 400616.41\text{cm}^4$$

$$\alpha = \frac{\alpha}{b} = 0.83 \geq 0.5$$

$$\gamma = \frac{\Sigma I_{s1}}{I_p} = 58.14$$

$$\alpha < \sqrt[4]{\gamma} = 3.00, \text{ άρα } k_{\sigma p} = 69.41$$

$$\text{Κρίσιμη τάση κύρτωσης: } \sigma_{cr,p} = 90.88 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Συντελεστής φορτίου } \alpha_{cr,p} = 3.59$$

Διατμητικές τάσεις

$$\text{Συνολικό πλάτος συνεργαζόμενης πλάκας: } b_{s1,15\epsilon t} = 1003.3 \text{ mm}$$

$$\text{Ροπή αδράνειας και των πέντε ενισχύσεων: } \Sigma I_{s1} = 408279.54 \text{ cm}^4$$

$$k_{\tau,st} = 46.38$$

$$k_{\tau} = 58.12$$

$$\text{Κρίσιμη διατμητική τάση κύρτωσης: } \tau_{cr} = 76.10 \text{ kN/cm}^2$$

Έλεγχος με την μέθοδο μειωμένων τάσεων:

$$\alpha_{cr} = 3.58 \text{ και } \alpha_{ult} = 1.40$$

$$\text{Άρα η ανηγμένη λυγηρότητα είναι: } \bar{\lambda}_{\rho} = 0.62 \leq 0,673 \rightarrow \rho = 1 \text{ και } x_w = 1.2$$

2. Συμπεριφορά υποστυλώματος

$$b_{1,inf} = 32.66 \text{ cm}$$

$$b_{2,inf} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{Συνολικό πλάτος συνεργαζόμενης πλάκας: } b_{s1,1} = 1003.3 \text{ mm}$$

Για την συνολική διατομή ενίσχυση +συνεργαζόμενη πλάκα:

$$A_{s1} = 653.88 \text{ cm}^2, \text{ Ροπή αδράνειας } I_{s1} = 77567.57 \text{ cm}^4, i = 7.69 \text{ cm}$$

$$\text{Τάση Euler της ενίσχυσης: } \sigma_{cr,s1} = 98.35 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Κρίσιμη τάση λυγισμού φατνώματος: } \sigma_{cr,c} = 98.35 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα } \bar{\lambda}_c = 0.60$$

$$e_1 = 17.11 \text{ cm}$$

$$e_2 = 5.19 \text{ cm}$$

$$e = \max(17.11, 5.19) = 17.11 \text{ cm}$$

Συντελεστής ατελειών ενισχύσεων κλειστής διατομής: $\alpha_e = 0.48$ (για $\alpha=0.34$ κλειστές ενισχύσεις)

$$\text{Συντελεστής λυγισμού: } \Phi = 0.78$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής } : \chi_c = 0.79$$

$$\xi < 0 \rightarrow \xi = 0$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής } : \rho_c = \chi_c = 0.79 \text{ και } \chi_w = 1.2$$

Έλεγχος

$$\left(\frac{25.3}{0.79 \cdot \frac{35.5}{1.1}} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{1.026}{1.2 \cdot \frac{35.5}{1.1}} \right)^2 = 0.99 \leq 1$$

$$\sigma_{Rd} = 0.79 \cdot \frac{35.5}{1.1} = 25.5 \text{ kN/cm}^2 > 25.3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{Rd} = 1.2 \cdot \frac{35.5}{1.1} = 38.7 \text{ kN/cm}^2 > 1.026 \text{ kN/cm}^2$$

– Έλεγχος διατομής στήριξης (κορμός)

Κάτω υποφάτνωμα μεταξύ κάτω ενίσχυσης και κάτω πέλματος (πλέον θλιβόμενο υποφάτνωμα)

Πλάτος $b=75.75\text{cm}$, Πάχος $t=3\text{cm}$

$$\text{Λόγος ακραίων τάσεων } \psi = \frac{559.98}{1317.48} = 0.42 > -1$$

$$\frac{c}{t} = 23.6 \leq \frac{42\varepsilon}{0.67+0.33\psi} = 42.07 \text{ άρα δεν απαιτείται απομείωση αντοχών λόγω κύρτωσης}$$

Υποφάτνωμα μεταξύ διαμήκων ενισχύσεων

$$\psi = 0.42$$

$$\frac{c}{t} = 23.6 \leq 42.07 \text{ άρα δεν απαιτείται απομείωση αντοχών λόγω κύρτωσης}$$

Υποφάτνωμα στο εσωτερικό κάθε διαμήκους νεύρωσης:

$$\psi = 0.42$$

$$\frac{c}{t} = 10 \leq 42.07 \text{ άρα δεν απαιτείται απομείωση αντοχών λόγω κύρτωσης}$$

Κορμός διαμήκους νεύρωσης:

$$\psi = 0.42$$

$$\frac{c}{t} = 19.33 \leq 42.07 \text{ άρα δεν απαιτείται απομείωση αντοχών λόγω κύρτωσης}$$

Άνω πέλμα της διαμήκους νεύρωσης:

$$\psi = 0.42$$

$$\frac{c}{t} = 9.37 \leq 42.07 \text{ άρα δεν απαιτείται απομείωση αντοχών λόγω κύρτωσης}$$

Πλήρες ενισχυμένο φάτνωμα:

1. Συμπεριφορά ορθότροπης πλάκας:

Γεωμετρικές ιδιότητες:

$$a=500\text{cm}, b=290\text{cm}, t=3\text{cm}$$

$$\text{Μέγιστη ορθή τάση: } \sigma_{\max} = -25.30\text{kN/cm}^2$$

$$\text{Μέγιστη διατμητική τάση: } \tau_{\max} = 10.07\text{kN/cm}^2$$

$$\text{Τάση αναφοράς: } \sigma_e = 2.031\text{ kN/cm}^2$$

Η κρίσιμη τάση κύρτωσης προσδιορίζεται από τον Πίνακα 6.2 επειδή μια μόνο ενίσχυση βρίσκεται στην θλιβόμενη ζώνη.

Ορθές τάσεις:

$$\text{Αποστάσεις } b_1 = 75.75\text{cm}, b_2 = 214.25\text{cm}, b_c = 43.03\text{cm}$$

$$\psi_1 = 0.42$$

$$\text{Το συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας: } b_{s1,1} = b_{1,\text{inf}} + b_{2,\text{inf}} = 59.72\text{cm}$$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διαμήκους ενίσχυσης:

$$\text{Εμβαδόν } A_{s1} = 118.31\text{cm}^2, \text{ Ροπή αδράνειας } I_{s1} = 10687\text{cm}^4, \text{ Απόσταση κέντρου βάρους από το άνω ίνα ενίσχυσης } z_{s1} = 12.67\text{cm}$$

Ιδιότητες ενίσχυσης και συμμετέχουσας πλάκας:

$$A_{s1,1} = 297.50\text{cm}^2, I_{s1,1} = 36067\text{cm}^4, i = 11.01\text{cm}$$

Από τον Πίνακα 6.2 $\alpha_c = 808.12\text{cm} > a = 500\text{cm}$
 Άρα η κρίσιμη τάση ενίσχυσης $\sigma_{cr,sl} = 115.03\text{ kN/cm}^2$
 $\sigma_{crp} = 317.53\text{kN/cm}^2$
 Συντελεστής φορτίου $\alpha_{cr,p} = 1.26$

Διατμητικές τάσεις

Συνολικό πλάτος συνεργαζόμενης πλάκας: $b_{s1,15\epsilon t} = 73.22\text{cm}$
 Ροπή αδράνειας ενίσχυσης και συμμετέχουσας πλάκας: $I_{s1,15\epsilon t} = 38095.7\text{cm}^4$
 Για τρεις ενισχύσεις $\Sigma I_{s1} = 114287.22\text{cm}^4$
 Από τον Πίνακα 6.4
 $k_{\tau,st} = 22.61$ για τρεις ενισχ
 $k_{\tau} = 29.29$ για $\alpha = \frac{500}{290} = 1.724 > 1$
 Κρίσιμη διατμητική τάση κύρτωσης: $\tau_{cr} = 59.50\text{kN/cm}^2$
 Λόγος τάσεων φατνώματος $\psi = -1,29$
 Έλεγχος με την μέθοδο μειωμένων τάσεων:
 $\alpha_{cr} = 6.11$ και $\alpha_{ult} = 1.07$
 Άρα η ανηγμένη λυγηρότητα είναι: $\bar{\lambda}_{\rho} = 0.42 < 0,673 \rightarrow \rho = 1.00$ και $\chi_w = 1.2$

2. Συμπεριφορά υποστυλώματος

Τάση Euler της ενίσχυσης: $\sigma_{cr,s1} = 100.5\text{kN/cm}^2$
 Κρίσιμη τάση λυγισμού φατνώματος: $\sigma_{cr,c} = 227.4\text{kN/cm}^2$
 Ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_c = 0.395$
 $e_1 = 11.34\text{cm}$
 $e_2 = 7.50\text{cm}$
 $e = \max(11.34, 7.50) = 11.34\text{m}$
 Συντελεστής ατελειών ενισχύσεων κλειστής διατομής: $\alpha_e = 0.433$ (για $\alpha=0.34$ κλειστές ενισχύσεις)
 Συντελεστής λυγισμού: $\Phi = 0,62$
 Μειωτικός συντελεστής: $\chi_c = 0.910$
 $\xi < 0 \rightarrow \xi = 0$
 Μειωτικός συντελεστής: $\rho_c = \chi_c = 0.910$ και $\chi_w = 1.2$

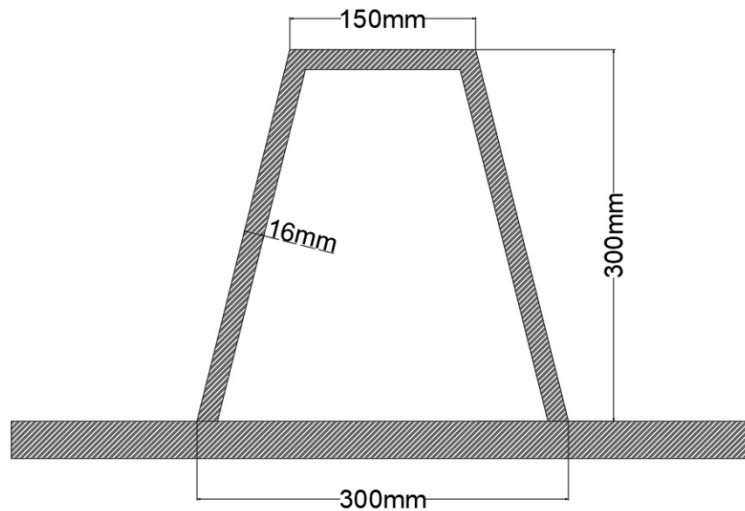
Έλεγχος

$$\left(\frac{25.3}{0.910 \cdot \frac{35.5}{1.1}} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{10.07}{1.2 \cdot \frac{35.5}{1.1}} \right)^2 = 0.94 \leq 1$$

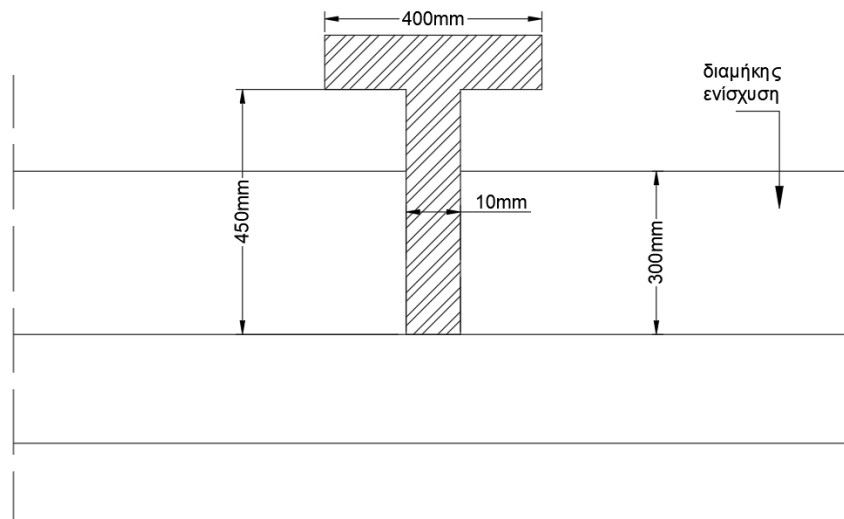
$$\sigma_{Rd} = 0.910 \cdot \frac{35.5}{1.1} = 29.4\text{kN/cm}^2 > 25.3\text{kN/cm}^2$$

$$\tau_{Rd} = 1.2 \cdot \frac{35.5}{1.1} = 38.7\text{kN/cm}^2 > 10.07\text{kN/cm}^2$$

Για την περιοχή της στήριξης τοποθετούνται πέντε διαμήκεις ενισχύσεις τραπεζοειδείς διατομής στο κάτω πέλμα διαστάσεων 350x150x350, πάχους $t=18\text{mm}$, ενώ στον κορμό τοποθετούνται τρεις τραπεζοειδείς διαστάσεων 300x150x300, πάχους $t=16\text{mm}$. Αντίστοιχοι υπολογισμοί πραγματοποιούνται και για την ενίσχυση του κορμού στο άνοιγμα, όπου τοποθετούνται τρεις ενισχύσεις διαστάσεων 300x150x300, πάχους $t=18\text{mm}$, ενώ το κάτω πέλμα επαρκεί χωρίς την τοποθέτηση διαμήκων ενισχύσεων.



Σχήμα 6.5: Διατομή διαμήκων ενισχύσεων κορμού



Σχήμα 6.6: Σκαρίφημα εγκάρσιων ενισχύσεων κορμού (εκτός κλίμακας)

6.3 Έλεγχος σε Ο.Κ.Λ

6.3.1 Έλεγχος τάσεων

Οι διατομές κατηγορίας 3 ή 4 δεν απαιτούν έλεγχο τάσεων σε ΟΚΛ αρκεί να ικανοποιούν τον έλεγχο τάσεων σε ΟΚΑ όπου έχουν αυξημένους συντελεστές ασφαλείας.

6.3.2 Προπαραμόρφωση κύριας δοκού και έλεγχος βελών

Λόγω των μεγάλων βελών που παρουσιάζουν οι σύμμικτες δοκοί, τα οποία σε μεγάλο βαθμό οφείλονται στη φάση σκυροδέτησης, είναι απαραίτητη η προπαραμόρφωση τους με στόχο τον περιορισμό των τελικών βελών της γέφυρας. Για τον υπολογισμό των απαιτούμενων προπαραμορφώσεων, υπολογίζονται τα βέλη της κύριας δοκού για το συνδυασμό ΟΚΛ $G + Q + S + 0.6T$

Τα βέλη που προκύπτουν για τα ανοίγματα είναι:

- Βέλος λόγω ίδιου βάρους της σιδηροδοκού: 16.8mm
- Βέλος λόγω ίδιου βάρους νωπού σκυροδέματος: 132.5mm
- Βέλος λόγω $G'+Q$: 48.17mm
- Βέλος λόγω $0.6T$: 4.92mm
- Βέλος λόγω S : 19.87mm

Επιλέγεται αντιβέλος ίσο με το άθροισμα βέλους λόγω σιδηροδοκού και σκυροδέματος, δηλαδή $\delta_0 = 16.8 + 132.5 \approx 150\text{mm}$. Το συνολικό βέλος του φορέα προκύπτει αφαιρώντας το αρχικό αντιβέλος στη θέση αυτή.

$$\delta_{\max} = 16.8 + 132.5 + 48.17 + 4.92 + 19.87 - 150 = 78.26\text{mm} < \frac{L}{300} = 200\text{mm}$$

6.4 Διατμητική Σύνδεση

6.4.1 Γενικά

Στις σύμμικτες γέφυρες η σύνδεση μεταξύ της χαλύβδινης δοκού και της πλάκας σκυροδέματος του καταστρώματος γίνεται με την βοήθεια διατμητικών συνδέσμων. Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1994-2, απαιτείται πλήρη διατμητική σύνδεση μεταξύ των δύο υλικών αποτρέποντας έτσι τη σχετική ολίσθηση στην διεπιφάνεια τους. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι, οι οποίοι καλύπτονται από τις διατάξεις είναι οι ήλοι κεφαλής όπου παραλαμβάνουν τη διαμήκη διάτμηση που αναπτύσσεται στην επιφάνεια επαφής των δύο υλικών (σκυρόδεμα - χαλύβδινη δοκός) και οφείλεται στις:

- τέμνουσες δυνάμεις που επιδρούν στη σύμμικτη διατομή γενικώς
- τέμνουσες δυνάμεις και τη διατμητική ροή λόγω στρέψης St. Venant σε διατομές κιβωτίων.

6.4.2 Διατμητικοί ήλοι κεφαλής

Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής διαθέτουν όλκιμη συμπεριφορά, επιτρέποντας έτσι την δυνατότητα ανακατανομής των δυνάμεων μεταξύ τους. Η όλκιμη αυτή συμπεριφορά εξασφαλίζεται πληρώνοντας τις απαραίτητες διαστάσεις μεταξύ του ύψους (h_{sc}) και της διαμέτρου (d) του ήλου ($h_{sc}/d \leq 3$). Επιπλέον η διάμετρος του διατμητικού ήλου πρέπει να είναι $d \leq 2.5 \cdot t$, όπου t : το πάχος του πέλματος στο οποίο συγκολλείται ο ήλος. Για την αποφυγή ανύψωσης της πλάκας η ελάχιστη διάμετρος κεφαλής που απαιτείται είναι η $d_2 \geq 1.5d$ και το ύψος της κεφαλής θα πρέπει να είναι τουλάχιστον $0.4d$. Οι διατμητικοί ήλοι ελέγχονται τις ακόλουθες οριακές καταστάσεις:

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

Ανάλογα με την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση λαμβάνεται ο κατάλληλος συνδυασμός δράσης σύμφωνα με τον Πίνακα 6.11 με στόχο τον προσδιορισμό της δρώσας διατμητικής ροής. Η επάρκεια της διατμητικής σύνδεσης εξασφαλίζεται αν η αντοχή των διατμητικών κατακόρυφων ήλων, η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 6.12, καλύπτει τη δρώσα διαμήκη διατμητική ροή.

Πίνακας 6.11: Εξεταζόμενοι συνδυασμοί δράσεων για έλεγχο διατμητικής σύνδεσης

Οριακή κατάσταση	G	C _{seo}	S _{seo}	Q	T
	Μόνιμα φορτία	Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού	Δευτερογενείς επιρροές συστολής ξήρανσης	Μοντέλο φόρτισης 1	Θερμοκρασία
Αστοχίας	1,35	1,35	1,0	1,5	0,6
Λειτουργικότητας (χαρακτηριστικός συνδυασμός)	1,0	1,0	1,0	1,0	0,6
Λειτουργικότητας (χαρακτηριστικός συνδυασμός)	1,0	1,0	1,0	LM 71 και SW/O: 1,0 · 1,0	0,8

Παρατήρηση: Εξετάζονται μόνο τα ενταπικά μεγέθη που δρουν στη σύμμικτη διατομή.

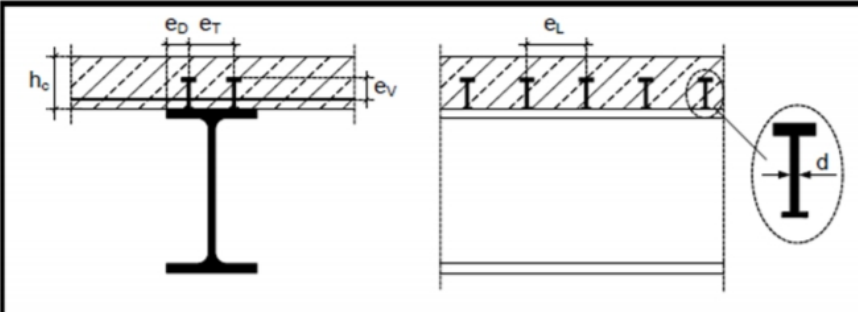
Πίνακας 6.12: Διατμητική αντοχή ήλων κεφαλής

Οριακή κατάσταση	$P_{Rd1} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) / \gamma_v$ $P_{Rd2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v$
Αστοχίας	$P_{Rd} = \min \{ P_{Rd1}, P_{Rd2} \}$
Λειτουργικότητας	$0,75 \cdot P_{Rd}$
Κόπωσης	
Σύμβολα	<p>d = διάμετρος κορμού του ήλου (≤ 25 mm)</p> <p>f_u = ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου ≤ 500 MPa</p> <p>f_{ck}, E_{cm} = θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος</p> <p>$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right)$ για $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$ και $\alpha = 1$ για $\frac{h}{d} > 4$</p> <p>h = ύψος ήλου ($\geq 3 \cdot d$)</p> <p>$\gamma_v = 1,25$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας</p>
Παρατηρήσεις	Οι σχέσεις ισχύουν για ήλους εντός συμπαγούς πλάκας. Για ήλους σε σύμμικτες πλάκες εφαρμόζονται μειωτικοί συντελεστές.

6.4.3 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες διατμητικών ήλων

Υπάρχουν ορισμένες κατασκευαστικές λεπτομέρειες που πρέπει να πληρούν οι διατμητικοί ήλοι και αφορούν τις αποστάσεις στη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση, την απόσταση του εγκάρσιου οπλισμού από την κεφαλή του ήλου, την απόσταση του ήλου από την άκρη του χαλύβδινου πέλματος κλπ. Στον Πίνακα 6.13 παρουσιάζονται οι διατάξεις των κατασκευαστικών λεπτομερειών.

Πίνακας 6.13: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες διατμητικών ήλων



Διάταξη	Όρια
Διαμήκης απόσταση ήλων e_l	$5 \cdot d \leq e_l \leq 4 \cdot h_c$ και 800 mm
Εγκάρσια απόσταση ήλων e_t	$2,5 \cdot d \leq e_t$
Εγκάρσια απόσταση ακραίου ήλου από πέλμα	$25 \text{ mm} \leq e_D$
Κατακόρυφη απόσταση κάτω εγκάρσιου οπλισμού – κεφαλής ήλου	$e_v \leq 30 \text{ mm}$
Ήλοι σε θλιβόμενα πέλματα που θα κατατασσόταν σε μεγαλύτερη κατηγορία από 1, αλλά συνδεόμενα με την πλάκα κατατάσσονται στην κατηγορία 1	$e_l \leq 22 \cdot t \cdot \epsilon$ $e_D \leq 9 \cdot t \cdot \epsilon$ και 100 mm
Συγκόλληση άνω πέλματος κύριας δοκού με εγκάρσια ενίσχυση διατομής λεπίδας	Εσωραφές σε σιδηροδρομικές, εσωραφές ή εξωραφές (πάχος ίσο με το πάχος της λεπίδας) σε οδικές γέφυρες
Συγκόλληση άνω πέλματος κύριας δοκού με εγκάρσια ενίσχυση διατομής T	Πέλμα T: ως ανωτέρω για λεπίδες Κορμός T: Διπλές εξωραφές πάχους 0,4·πάχος κορμού

6.4.4 Διαμήκης διάτμηση με ελαστική συμπεριφορά

Εάν η συμπεριφορά του φορέα είναι ελαστική, η διαμήκης διάτμηση ακολουθεί το διάγραμμα τεμνουσών. Αυτό συμβαίνει στους ελέγχους στις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και κόπωσης καθώς και στην οριακή κατάσταση αστοχίας όταν οι διατομές είναι κατηγορίας 3 ή 4, αλλά και σε κατηγορία 1 ή 2 αν δεν υπάρχει εκμετάλλευση της πλαστικής αντοχής.

Η διατμητική ροή της επιφάνειας ισούται με:

$$V_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I} \quad (6.23)$$

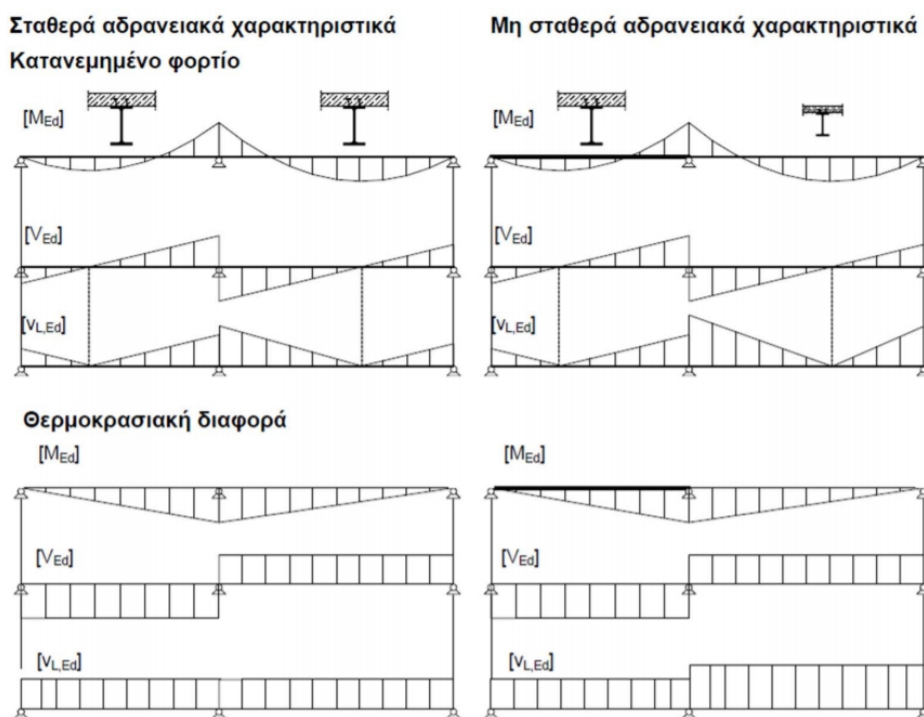
όπου:

V_{Ed} : δρώσα τέμνουσα δύναμη

S: στατική ροπή της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνο ελέγχου

I: ροπή αδρανείας της αρηγμάτωτης σύμμικτης διατομής για την εξεταζόμενη φόρτιση και το χρόνο ελέγχου.

Η διατμητική ροή θεωρείται πάντα θετική, ενώ οι τέμνουσες δυνάμεις παίρνουν θετικές και αρνητικές τιμές. Το πρόσημο των τεμνουσών δίνει τη φορά της διαμήκου διάτμησης και πρέπει να εξετάζεται κατά τους συνδυασμούς δράσεων (Σχήμα 6.14). Η διαμήκης διάτμηση προστίθεται όταν οι τέμνουσες έχουν ίδιο πρόσημο και αφαιρούνται όταν έχουν αντίθετο.



Σχήμα 6.14: Προσδιορισμός διαμήκου διάτμησης $V_{L,Ed}$ με ελαστική ανάλυση

Η αντοχή των διατμητικών συνδέσμων καθώς και οι ανισώσεις ελέγχου σε καταστάσεις ΟΚΑ και ΟΚΛ δίνονται από τις σχέσεις:

$$V_{L,Rd} = \frac{n \cdot P_{Rd}}{e_L} \geq V_{L,Ed} \quad \text{για ΟΚΑ} \quad (6.24)$$

$$V_{L,Rd,ser} = \frac{n \cdot P_{Rd,ser}}{e_L} \geq V_{L,Ed,ser} \quad \text{για ΟΚΛ} \quad (6.25)$$

όπου:

n: αριθμός των διατμητικών ήλων στη διατομή

e_L : διαμήκης απόσταση μεταξύ των διατμητικών ήλων

6.4.5 Υπολογισμός διαμήκους διάτμησης και διατμητικών ήλων σε ΟΚΑ

Τα μόνιμα φορτία από ίδια βάρη επιβάλλονται στο φορέα πριν την σκλήρυνση του σκυροδέματος, οπότε παραλαμβάνονται πλήρως από την χαλύβδινη διατομή χωρίς να προκαλούν ένταση στους διατμητικούς συνδέσμους.

Για κάθε μια από της διατομές υπολογίζουμε τη διαμήκη διάτμηση:

$$v_{l,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I}$$

Διατομή ακραίας στήριξης ανοίγματος (για την ενιαία διατομή):

$$A_c = b_{eff} \cdot h_c = 2 \cdot 475 \cdot 30.9 = 29355 \text{cm}^2$$

$$S = A_c \cdot z_s = 2.76 \text{m}^3$$

$$z_s = z_{1G} - z_c = 109.8 - 15.45 = 94.38 \text{cm}$$

$$I_y = 1.614 \text{m}^4$$

$$v_{l,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{n \cdot I} = \frac{5971.4 \cdot 2.76}{6.18 \cdot 1.614} = 1640.34 \text{kN/m}$$

Αν η τέμνουσα μοιραζόταν εξίσου και στους δύο κορμούς, η διατμητική ροή θα ήταν:

$$v_{l,Ed0.5} = 820.17 \text{kN/m}$$

Όμως, $\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{VEdδελξ}} = 1.43$ άρα ο δεξιός κορμός ο οποίος είναι και δυσμενέστερος αναλαμβάνει διατμητική ροή $v_{l,Ed} = 820.17 \cdot 1.43 = 1172.8 \text{kN/m}$

Διατομή του ενδιάμεσης στήριξης (για την ενιαία διατομή):

$$A_c = b_{eff} \cdot h_c = 2 \cdot 725 \cdot 30.9 = 44805 \text{cm}^2$$

$$S = A_c \cdot z_s = 4.20 \text{m}^3$$

$$z_s = z_{1G} - z_c = 109.15 - 15.45 = 93.7 \text{cm}$$

$$I_y = 2.636 \text{m}^4$$

$$v_{l,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{n \cdot I} = \frac{7786.4 \cdot 4.20}{6.18 \cdot 2.636} = 2007.5 \text{kN/m}$$

$$v_{l,Ed0.5} = 1003.74 \text{kN/m}$$

Όμως, $\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{VEdδελξ}} = 1.26$ άρα ο δεξιός κορμός ο οποίος είναι και δυσμενέστερος αναλαμβάνει διατμητική ροή $v_{l,Ed} = 1003.74 \cdot 1.26 = 1264.7 \text{kN/m}$

Η διαστασιολόγηση των ήλων γίνεται με τον δυσμενέστερο κορμό, στην περίπτωση μας προκύπτει δεξιός και στις δύο περιπτώσεις.

Θα τοποθετηθούν ήλοι $d=19\text{mm}$, $h=200\text{mm}$ και αντοχής $f_u=450\text{MPa}$, άρα η διατμητική αντοχή των ήλων της κύριας δοκού είναι:

$$P_{Rd1} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d^2 / 4)}{\gamma_v} = \frac{0.8 \cdot 45 \cdot (\pi \cdot 1.9^2 / 4)}{1.25} = 81.61 \text{ kN}$$

$$P_{Rd2} = \frac{0.29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \cdot 1 \cdot 1.9^2 \cdot \sqrt{3.5 \cdot 3400}}{1.25} = 91.36 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) = 81.61 \text{ kN}$$

Για την ακραία στήριξη των ανοιγμάτων:

$$v_{l,Rd} = \frac{n \cdot P_{Rd}}{e_L} = \frac{3 \cdot 81.61}{150} = 1632.30 \text{ kN/m} > v_{l,Ed} = 1172.8 \text{ kN/m}$$

Για την ενδιάμεση στήριξη:

$$v_{l,Rd} = \frac{n \cdot P_{Rd}}{e_L} = \frac{3 \cdot 81.61}{150} = 1632.30 \text{ kN/m} > v_{l,Ed} = 1264.71 \text{ kN/m}$$

Έλεγχος αποστάσεων:

Διάμετρος ήλου:

$$16 \text{ mm} < d = 19 \text{ mm} < \min(2.5t_{f0}, 25 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

Διαμήκης απόσταση:

$$5 \cdot d = 95 \text{ mm} \leq e_L = 150 \text{ mm} \leq \min(4h_c, 800 \text{ mm}) = 800 \text{ mm}$$

Ελάχιστη εγκάρσια απόσταση μεταξύ των ήλων:

$$e_{\tau, \min} = 200 \text{ mm} > 4d = 76 \text{ mm}$$

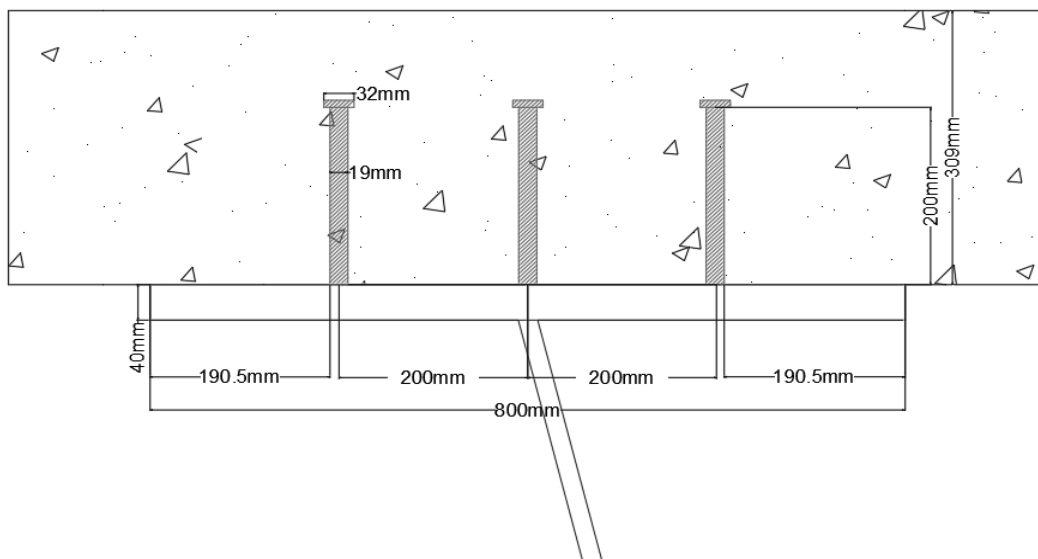
Καθαρή απόσταση ήλων από ελεύθερο άκρο πέλματος:

$$e_D = 290.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

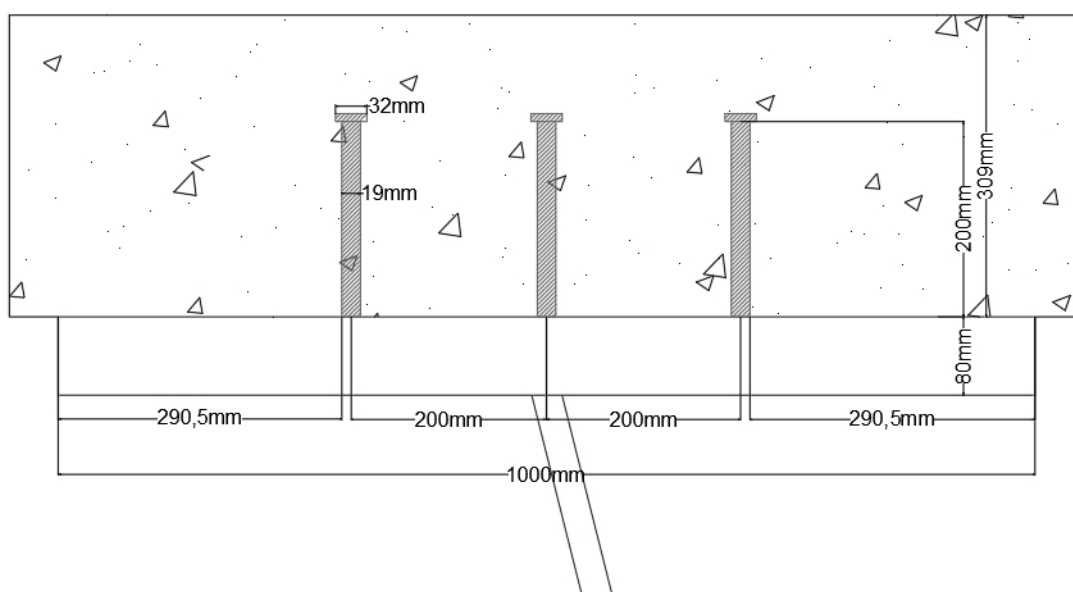
$$e_D = 190.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

Διαθέσιμη επικάλυψη ήλων:

$$c = 309 - 200 = 109 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$



Σχήμα 6.15: Διάταξη διατμητικών ήλων στο άνοιγμα



Σχήμα 6.16: Διάταξη διατμητικών ήλων στην ενδιάμεση στήριξη

Έλεγχος διατμητικών ήλων σε ΟΚΛ

Διατομή ακραίας στήριξης ανοίγματος:

$$v_{l,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{n \cdot I} = \frac{4521.46 \cdot 2.76}{6.18 \cdot 1.614} = 1251.11 \text{ kN/m}$$

$$v_{l,Ed0.5} = 625.5 \text{ kN/m}$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{VEd\delta\epsilon\xi}} = 1.40$$

άρα ο δεξιός κορμός αναλαμβάνει διατμητική ροή $v_{l,Ed} = 625.5 \cdot 1.40 = 875.7 \text{ kN/m}$

Διατομή ενδιάμεσης στήριξης:

$$v_{l,Ed,ser} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{n \cdot I} = \frac{5866 \cdot 4.2}{6.18 \cdot 2.636} = 1512.36 \text{ kN/m}$$

$$v_{l,Ed0.5,ser} = 756.18 \text{ kN/m}$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{VEd\delta\epsilon\xi}} = 1.27$$

άρα ο δεξιός κορμός αναλαμβάνει διατμητική ροή $v_{l,Ed,ser} = 756.18 \cdot 1.27 = 960.35 \text{ kN/m}$

Η διατμητική αντοχή των ήλων:

$$v_{l,Rd,ser} = \frac{n \cdot P_{Rd}}{e_L} = \frac{3 \cdot 0.75 \cdot 81.61}{150} = 1224.22 \text{ kN/m} > v_{l,Ed}$$

Άρα οι τοποθετημένοι ήλοι επαρκούν και στην ΟΚΛ

6.5 Κόπωση

6.5.1 Εισαγωγή

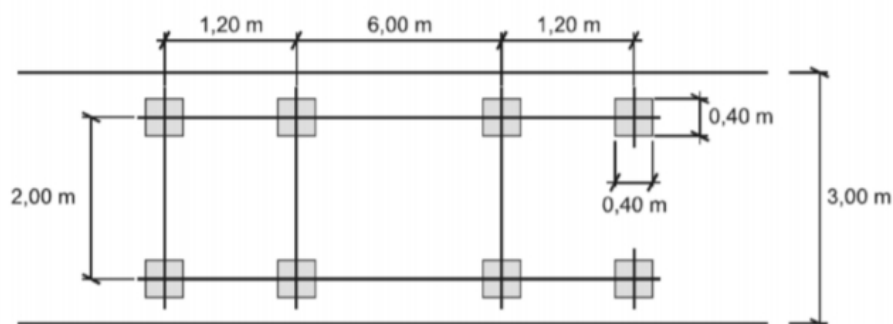
Η κόπωση είναι η διαδικασία συσσώρευσης βλάβης σε ένα στοιχείο που υποβάλλεται σε επαναληπτική φόρτιση, κατά την οποία σχηματίζονται και σταδιακά διευρύνονται ρωγμές. Η αστοχία επέρχεται όταν η ρωγμή είναι τόσο μεγάλη, ώστε η παραμένουσα καθαρή διατομή να μην μπορεί να παραλάβει πλέον τα επιβαλλόμενα φορτία. Οι γέφυρες είναι κατασκευές, οι οποίες πρέπει να ελέγχονται έναντι κόπωσης καθώς η συνεχής κυκλοφορία οχημάτων παράγει ένα μεγάλο αριθμό επαναληπτικών φορτίσεων, η οποία δημιουργεί αυξομειούμενες τάσεις. Το τοπικό αυτό φαινόμενο της κόπωσης εμφανίζεται ιδιαίτερα σε περιοχές συγκέντρωσης τάσεων, τέτοια σημεία είναι:

- Διάνοιξη οπών λόγω κοχλιώσεων
- Απότομες μεταβολές της διατομής
- Συγκολλήσεις (υψηλές παραμένουσες τάσεις, μεταλλουργικές αλλοιώσεις, τραχύτητα της υφής τους)

Σκοπός του ελέγχου μιας γέφυρας έναντι κόπωσης είναι η εξασφάλιση αποφυγής ενός ψαθυρού τρόπου αστοχίας, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε μερική ή ολική κατάρρευση της κατασκευής. Σχεδιάζουμε επιθυμώντας την ικανοποιητική συμπεριφορά της κατασκευής σε όλη τη διάρκεια ζωής της, έτσι ώστε να μην αστοχήσει ή να χρειαστεί επισκευή βλαβών που προκλήθηκαν έναντι κόπωσης.

6.5.2 Πρότυπη φόρτιση κόπωσης

Ο έλεγχος σε κόπωση για οδικές γέφυρες γίνεται με την πρότυπη φόρτιση του μοντέλου 3 (FLM3). Το μοντέλο αυτό χρησιμοποιεί οχήματα από τέσσερις άξονες, καθένας από τους οποίους έχει δύο όμοιους τροχούς, τετραγωνικής πλευράς διαστάσεων 0.4m·0.4m. Το φορτίο ανά άξονα είναι ίσο με 120 kN και συνολικό βάρος 480 kN. Για γέφυρες μήκους μέχρι 40 m, ο έλεγχος κόπωσης γίνεται με ένα όχημα ενώ για μήκος μεγαλύτερο των 40m εξετάζεται και η διέλευση δεύτερου οχήματος σε απόσταση 40m από το πρώτο, με μειωμένο φορτίο 36 kN ανά άξονα. Σε καμπύλες γέφυρες εφαρμόζεται ταυτόχρονα και η φυγόκεντρος δύναμη.



Σχήμα 6.17: Διαστάσεις του οχήματος κόπωσης της πρότυπης φόρτισης

6.5.3 Έλεγχος κόπωσης

Ο έλεγχος σε κόπωση του δομικού χάλυβα αφορά τον περιορισμό του εύρους των ορθών και διατμητικών τάσεων, αλλά και την αλληλεπίδραση τους.

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_{E2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf,a}} \leq 1 \quad (6.26)$$

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,a}} \leq 1 \quad (6.27)$$

$$\left(\frac{\gamma_{FF} \Delta \sigma_{E2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf,a}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{FF} \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,a}} \right)^5 \leq 1 \quad (6.28)$$

όπου:

$$\gamma_{FF} = 1.0$$

$$\Delta \sigma_{E2} = \lambda \cdot |\sigma_{max,f,Ed} - \sigma_{min,f,Ed}|$$

$$\Delta \tau_{E2} = \lambda \cdot |\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}|$$

$\Delta \sigma_c, \Delta \tau_c$: αντοχές σε κόπωση για $N_c = 2 \cdot 10^6$ κύκλους

λ : συντελεστής ισοδύναμης βλάβης από την εξίσωση (6.29)

$\gamma_{Mf,a}$: επιμέρους συντελεστής ασφαλείας σε κόπωση σύμφωνα με τον Πίνακα 6.14

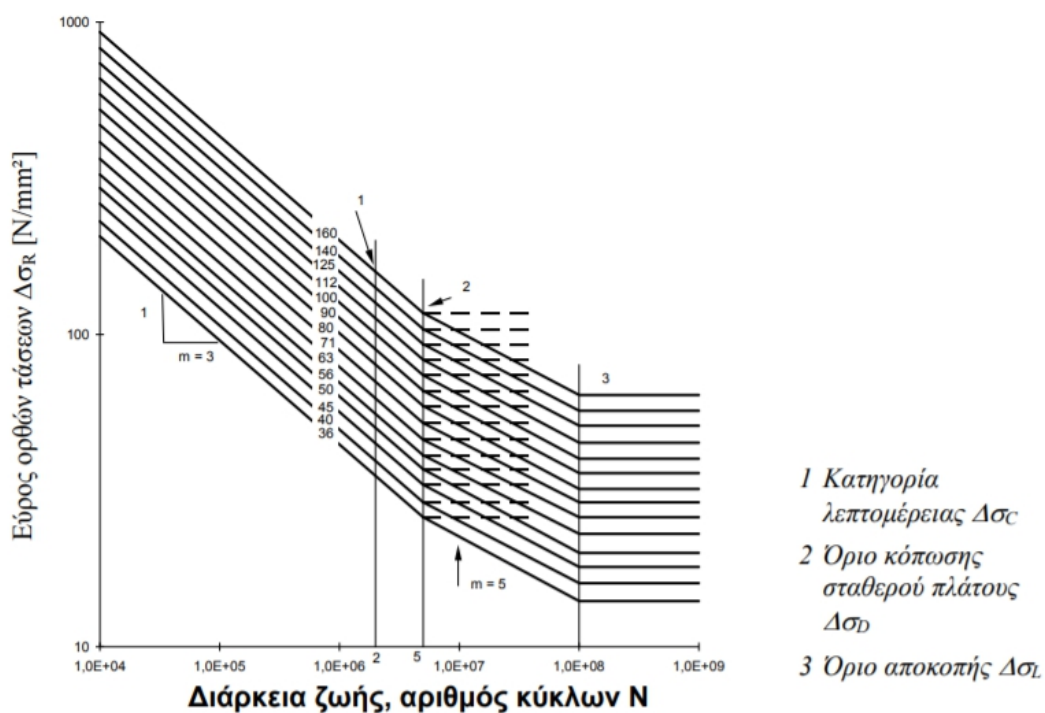
Πίνακας 6.14: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_{Mf,a}$ για δομικό χάλυβα

	Μέθοδος εκτίμησης	Συνέπειες αστοχίας	
		Μικρές	Μεγάλες
$\gamma_{Mf,a}$	Ανοχή βλαβών	1.00	1.15
	Ασφάλεια ζωής	1.15	1.35

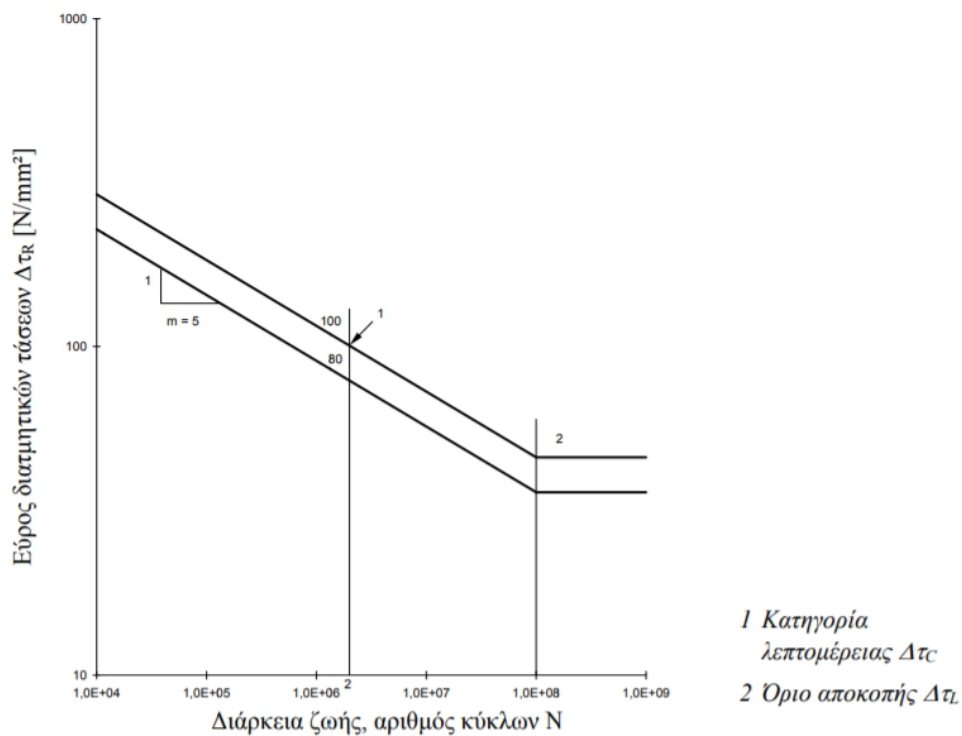
6.5.4 Υπολογισμός της αντοχής σε κόπωση $\Delta \sigma_c$ και $\Delta \tau_c$

Η αντοχή σε κόπωση εξαρτάται από τη διαμόρφωση μιας κατασκευαστικής λεπτομέρειας. Έτσι διακρίνονται διάφορες κατασκευαστικές λεπτομέρειες, οι οποίες χαρακτηρίζονται από έναν αριθμό που δίνει το εύρος των τάσεων για $N_c = 2 \cdot 10^6$ κύκλους. Οι καμπύλες κόπωσης $\log \Delta \sigma_R - \log N$ για ορθές και $\log \Delta \tau_r - \log N$ για διατμητικές τάσεις δίνονται στο Σχήμα 6.18 και το Σχήμα 6.19, αντίστοιχα.

Κατηγορίες λεπτομέρειας



Σχήμα 6.18: Καμπύλες κόπωσης χάλυβα για ορθές τάσεις



Σχήμα 6.19: Καμπύλες αντοχής σε κόπωση για διατμητικές τάσεις

6.5.5 Έλεγχος κόπωσης δομικού χάλυβα

Ο συντελεστής λ είναι ένας συντελεστής ισοδύναμης βλάβης και υπολογίζεται από:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{\max} \quad (6.29)$$

όπου:

λ_1 =συντελεστής για το μήκος της κρίσιμης γραμμής επιρροής

λ_2 = συντελεστής για τον όγκο κυκλοφορίας

λ_3 = συντελεστής για την διάρκεια ζωής της γέφυρας

λ_4 =συντελεστής για την κυκλοφορία σε άλλες λωρίδες

λ_{\max} = είναι η μέγιστη τιμή του λ ως συνάρτηση του ορίου κόπωσης N_D

Οι συντελεστές λ που δίνονται αφορούν οδικές γέφυρες.

- Συντελεστής λ_1

Η τιμή του συντελεστή λ_1 δίνεται στο Σχήμα 6.20

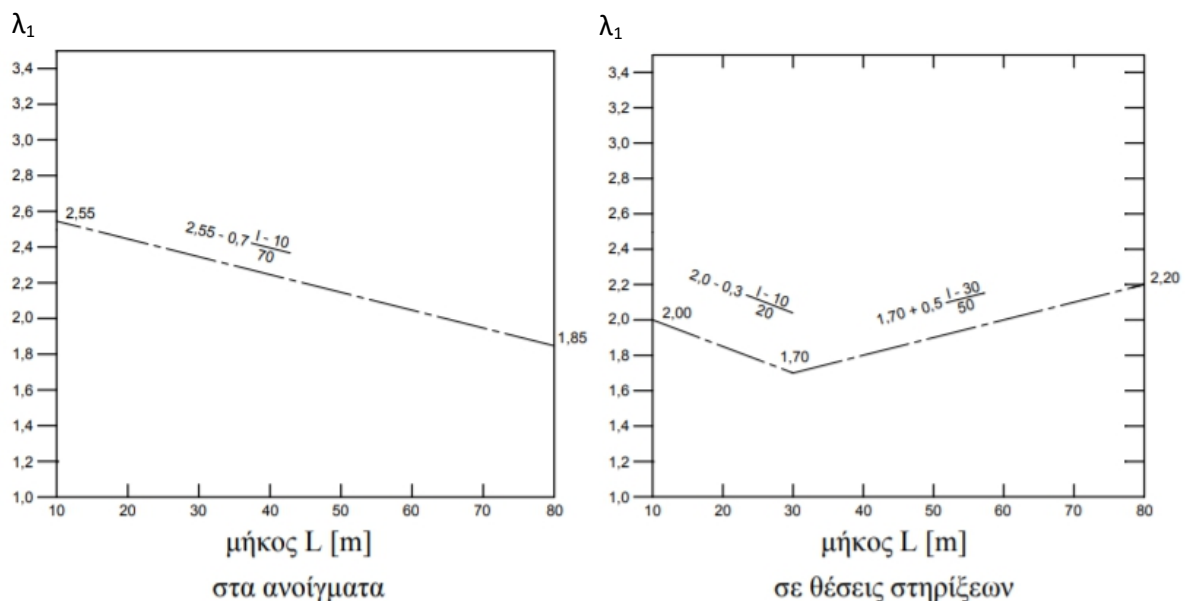
Για άνοιγμα : $\lambda_1 = 2.55 - 0.7 \cdot \frac{L-10}{70}$ (6.30)

Για στήριγμα: $\lambda_1 = 2.0 - 0.3 \cdot \frac{L-10}{20}$ για $10m \leq L \leq 30m$ (6.31)

$\lambda_1 = 1.7 + 0.5 \cdot \frac{L-30}{50}$ για $30m \leq L \leq 80m$ (6.32)

όπου:

L: το κρίσιμο μήκος της εξεταζόμενης γραμμής επιρροής σε m σύμφωνα με τους Πίνακα 6.15



Σχήμα 6.20: Συντελεστής λ_1 για οδικές γέφυρες

Πίνακας 6.15: Κρίσιμο μήκος L

Μέγεθος	Σύστημα/Μέλος	Θέση	Κρίσιμο μήκος L
Ροπή	Αμφιέριστη Συνεχής	Άνοιγμα	Μήκος ανοίγματος Li Μήκος εξεταζόμενου ανοίγματος Li
		Εσωτερικό στήριγμα	Μέσος όρος των δύο γειτονικών ανοιγμάτων Li και Lj
	Διαδοκίδες ή πλαίσια που στηρίζουν διαμήκεις ενισχύσεις		Άθροισμα των δύο γειτονικών ανοιγμάτων των ενισχύσεων
Τέμνουσα δύναμη	Αμφιέριστη ή συνεχής	Άνοιγμα	0.4· Μήκος εξεταζόμενου ανοίγματος Li
		Στήριγμα	Μήκος εξεταζόμενου ανοίγματος Li
Αντίδραση στήριξης		Ακραίο στήριγμα Εσωτερικό στήριγμα	Μήκος εξεταζόμενου ανοίγματος Li Άθροισμα των δύο γειτονικών ανοιγμάτων Li+Lj

- Συντελεστής λ_2

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{1/m} \quad (6.33)$$

όπου:

Q_{m1} : μέσο μικτό βάρος φορτηγών στην αργή λωρίδα σε kN

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i \cdot Q_i^m}{\sum n_i} \right)^{1/m} \quad (6.34)$$

$Q_0=480\text{kN}$

$N_0=0.5 \cdot 10^6$

N_{obs} : συνολικός αριθμός φορτηγών στην αργή λωρίδα ανά έτος (Πίνακας 6.16)

Q_i : μικτό βάρος φορτηγού i στην αργή λωρίδα σε kN

n_i : αριθμός φορτηγών βάρους Q_i στην αργή λωρίδα

$m=5$ (για διατμητικούς ήλους το $m=8$)

Πίνακας 6.16: Τιμές του N_{obs}

Κατηγορίες Κυκλοφορίας		N_{obs} ανά έτος και ανά λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας
1	Οδοί και αυτοκινητόδρομοι με 2 ή περισσότερες λωρίδες ανά κατεύθυνση και με υψηλό ποσοστό ροής βαρέων οχημάτων.	$2,0 \times 10^6$
2	Οδοί και αυτοκινητόδρομοι με μέτριο ποσοστό ροής βαρέων οχημάτων	$0,5 \times 10^6$
3	Κύριες οδοί με χαμηλό ποσοστό ροής βαρέων οχημάτων	$0,125 \times 10^6$
4	Τοπικές οδοί με χαμηλό ποσοστό ροής βαρέων οχημάτων	$0,05 \times 10^6$

- Συντελεστής λ_3

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100}\right)^{1/m} \quad (6.35)$$

Όπου:

t_{Ld} : διάρκεια ζωής σχεδιασμού της γέφυρας σε έτη (συνήθως 100 έτη)

$m=5$

- Συντελεστής λ_4

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \cdot \left(\frac{n_2 \cdot Q_{m2}}{n_1 \cdot Q_{m1}}\right)^m + \frac{N_3}{N_1} \cdot \left(\frac{n_3 \cdot Q_{m3}}{n_1 \cdot Q_{m1}}\right)^m + \dots + \frac{N_k}{N_1} \cdot \left(\frac{n_k \cdot Q_{mk}}{n_1 \cdot Q_{m1}}\right)^m\right]^{1/m} \quad (6.36)$$

Όπου

k : αριθμός λωρίδων με βαριά κυκλοφορία

N_j : αριθμός φορτηγών ανά έτος στη λωρίδα j

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

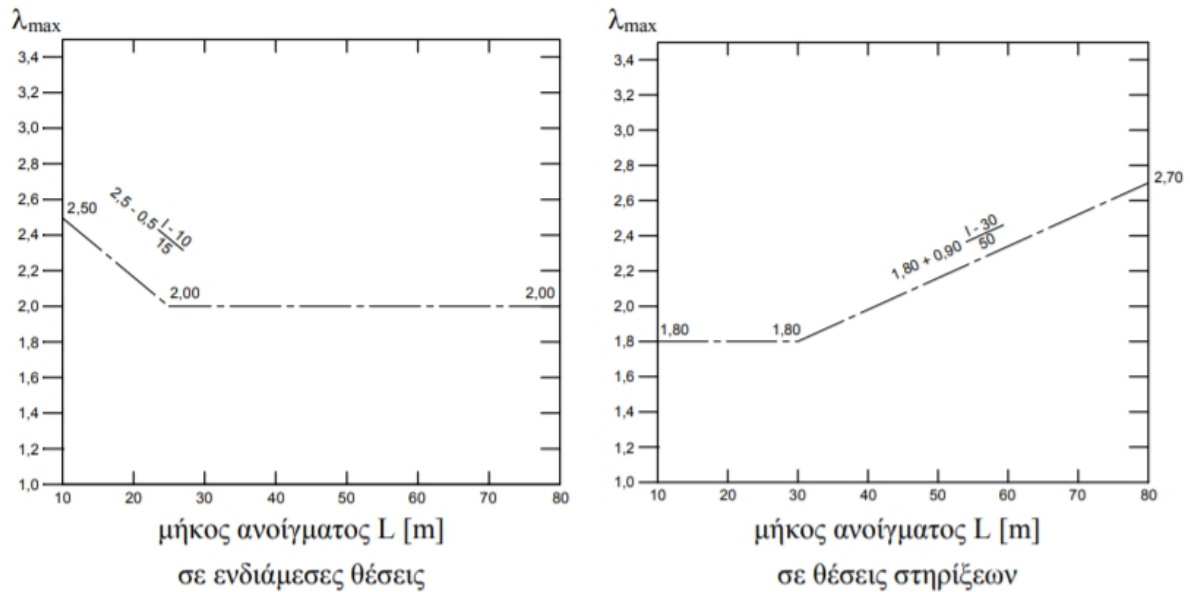
n_j : η τιμή της γραμμής επιρροής στο μέσο της λωρίδας

$m=5$ και για διατμητικούς ήλους $m=8$

- Συντελεστής λ_{max}

$$\text{Μέσο ανοίγματος : } \lambda_{max} = 2.5 - 0.5 \cdot \frac{L-10}{15} \text{ για } L \leq 25m, \text{ διαφορετικά } \lambda_{max}=2 \quad (6.37)$$

$$\text{Στήριγμα: } \lambda_{max} = 1.8 + 0.9 \cdot \frac{L-30}{50} \text{ για } L \geq 30m, \text{ διαφορετικά } \lambda_{max}=1,8 \quad (6.38)$$



Σχήμα 6.21: Συντελεστής λ_{max} για οδικές γέφυρες

6.5.6 Προσδιορισμός εύρος τάσεων

Τα οχήματα της κόπωσης τοποθετούνται σε διάφορες θέσεις κατά μήκος της γέφυρας έτσι ώστε να προκύψουν οι μέγιστες και ελάχιστες τάσεις καθώς και το εύρος των τάσεων αυτών. Τα εύρη των τάσεων σε ένα σημείο υπολογίζονται ως η διαφορά μεταξύ της μέγιστης και της ελάχιστης τάσης πολλαπλασιασμένη με το συντελεστή λ για οδικές γέφυρες. Το εύρος δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot |\sigma_{max,f,Ed} - \sigma_{min,f,Ed}| \quad (6.39)$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda \cdot |\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}| \quad (6.40)$$

Ενώ το εύρος των διατμητικών τάσεων το οποίο δημιουργείται λόγω των τεμνουσών δυνάμεων και παραλαμβάνονται από τον κορμό της χαλύβδινης δοκού μπορεί να προσδιοριστεί από την σχέση:

$$|\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}| = |V_{max,f,Ed} - V_{min,f,Ed}| \cdot \frac{1}{h_w \cdot t_w} \quad (6.41)$$

6.5.7 Έλεγχος σε κόπωση

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

- Ένα όχημα (480 kN) για τον υπολογισμό των ροπών και των τάσεων στα ανοίγματα.
- Δύο οχήματα (480kN και 144kN) σε απόσταση 40m για τον υπολογισμό των ροπών και των τάσεων στην ενδιάμεση στήριξη και των τεμνουσών.

Για τον σχεδιασμό έναντι κόπωσης καταγράφονται οι ορθές τάσεις και η τέμνουσα, από την οποία υπολογίζονται οι διατμητικές τάσεις των διατομών και των ήλων. Η περιοχή της στήριξης ταυτίζεται με την περιοχή που έχει θεωρηθεί ρηγματωμένη. Για ελέγχους της περιοχής αυτής, το κρίσιμο μήκος λαμβάνεται ίσο με το μέσο όρο των γειτονικών ανοιγμάτων $L_{sup}=(60+60)/2=60m$. Για ελέγχους στις υπόλοιπες περιοχές, το κρίσιμο μήκος ισούται με το μήκος των ανοιγμάτων $L_1=60m$ και $L_2=60m$.

Λαμβάνεται μια λωρίδα με βαριά κυκλοφορία δηλαδή $Q_{m1}=480kN$

$N_1=N_{ods}=2 \cdot 10^6$ οχήματα/έτος/λωρίδα κυκλοφορίας για αυτοκινητόδρομους με 2 ή περισσότερες λωρίδες ανά κατεύθυνση.

Η τιμή του συντελεστή ισοδύναμης βλάβης λ ισούται:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max}$$

Συντελεστής λ_1

$$\text{Άνοιγμα } 60m : \lambda_1 = 2.55 - 0.7 \cdot \frac{L-10}{70} = 2.55 - 0.7 \cdot \frac{60-10}{70} = 2.05$$

$$\text{Ενδιάμεση στήριξη: } \lambda_1 = 1.7 + 0.5 \cdot \frac{L-30}{50} = 1.7 + 0.5 \cdot \frac{60-30}{50} = 2.00 \text{ για } 30m \leq L \leq 80m$$

Συντελεστής λ_2

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{m}} = \frac{480}{480} \cdot \left(\frac{2 \cdot 10^6}{0.5 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{5}} = 1.32$$

Συντελεστής λ_3

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/m} = \left(\frac{100}{100} \right)^{1/5} = 1.00$$

Συντελεστής λ_4

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \cdot \left(\frac{n_2 \cdot Q_{m2}}{n_1 \cdot Q_{m1}} \right)^m + \frac{N_3}{N_1} \cdot \left(\frac{n_3 \cdot Q_{m3}}{n_1 \cdot Q_{m1}} \right)^m + \dots + \frac{N_k}{N_1} \cdot \left(\frac{n_k \cdot Q_{mk}}{n_1 \cdot Q_{m1}} \right)^m \right]^{1/m} = 1.00$$

Συντελεστής λ_{max}

Άνοιγμα: $\lambda_{max}=2$ γιατί $L=60m \geq 25m$

$$\text{Στήριξη: } \lambda_{max} = 1.8 + 0.9 \cdot \frac{L-30}{50} = 1.8 + 0.9 \cdot \frac{60-30}{50} = 2.34$$

Οπότε για το άνοιγμα 60m: $\lambda=2.05 \cdot 1.32 \cdot 1.0 \cdot 1.0=2.71 > \lambda_{max}=2.00$ άρα $\lambda = \lambda_{max}=2.00$

ενώ για την ενδιάμεση στήριξη έχω: $\lambda=2.00 \cdot 1.32 \cdot 1.0 \cdot 1.0=2.64 > \lambda_{max}=2.34$ άρα $\lambda = \lambda_{max}=2.34$

- Έλεγχος κάτω πέλματος ανοίγματος (συγκόλληση κορμού-πέλματος στο μέσο του ανοίγματος).

Το δυσμενέστερο εύρος των ορθών τάσεων του κάτω πέλματος είναι:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot |\sigma_{\max,f,Ed} - \sigma_{\min,f,Ed}| = 2.00 \cdot |7.78 - (-1.67)| = 18.5MPa$$

Έλεγχος:

$$\frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf,a}} \leq 1 \rightarrow \frac{1.0 \cdot 18.5}{80 / 1.35} = 0.80 \leq 1$$

όπου $\Delta\sigma_c$: λαμβάνεται η ελάχιστη αντοχή από τις κατηγορίες λεπτομέρειας (125 για αυτόματες αμφίπλευρες εσωραφές για την συγκόλληση κορμού-πέλματος, 80 λόγω των εγκάρσιων νευρώσεων που είναι συγκολλημένες στο κάτω πέλμα).

Για την εξασφάλιση επαρκούς αντοχής, η αποκατάσταση της συνέχειας της διατομής πελμάτων γίνεται με αμφίπλευρη εσωραφή πλήρους διείδυσης. Ο έλεγχος πραγματοποιείται με τη μέγιστη τάση του ανοίγματος και της στήριξης αντίστοιχα επειδή είναι δύσκολο να προδιαγραφεί η ακριβής θέση της συγκόλλησης.

- Θέση αποκατάστασης κάτω πέλματος πάχους 50mm (στήριξη)

$$k_s = \left(\frac{25}{50}\right)^{0.2} = 0.87$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 2.34 \cdot 3.81 = 8.9MPa$$

Έλεγχος:

$$\frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf,a}} \leq 1 \rightarrow \frac{1.0 \cdot 8.9}{0.87 \cdot 80 / 1.35} = 0.17 \leq 1$$

- Θέση αποκατάστασης κάτω πέλματος πάχους 30mm (άνοιγμα)

$$k_s = \left(\frac{25}{30}\right)^{0.2} = 0.96$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 18.5MPa$$

Έλεγχος:

$$\frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf,a}} \leq 1 \rightarrow \frac{1.0 \cdot 18.50}{0.96 \cdot 80 / 1.35} = 0.32 \leq 1$$

Όσον αφορά τον έλεγχο αποκατάστασης συνέχειας του άνω πέλματος είναι ευμενέστερος καθώς έχει μικρότερο εύρος τάσεων, λόγω της συνεισφοράς της πλάκας σκυροδέματος.

- Έλεγχος άνω πέλματος στήριξης

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot |\sigma_{\max,f,Ed} - \sigma_{\min,f,Ed}| = 2.34 \cdot |5.29| = 12.37 \text{MPa}$$

Έλεγχος:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf,a}} \leq 1 \rightarrow \frac{1.0 \cdot 12.37}{80 / 1.35} = 0.21 \leq 1$$

Όπου $\Delta\sigma_c$ λαμβάνεται κατηγορία λεπτομέρειας 80 λόγω της παρουσίας των διατμητικών ήλων στο άνω πέλμα.

- Έλεγχος διατμητικών τάσεων στην ενδιάμεση στήριξη

Ο κορμός υπό διατμητικές τάσεις είναι κατηγορία λεπτομέρειας 100. Το κρίσιμο μήκος λαμβάνεται ίσο με $L_{cr} = L_{\alpha\nu\omicron\iota\gamma\mu} = 60\text{m}$.

$$|\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}| = 4.07 \text{MPa}$$

$$\lambda_{\max} = 1.8 + 0.9 \cdot \frac{L-30}{50} = 1.8 + 0.9 \cdot \frac{60-30}{50} = 2.34$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda \cdot |\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}| = 2.34 \cdot 4.07 = 9.52 \text{MPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,a}} \leq 1 = \frac{1.00 \cdot 9.52}{100 / 1.35} = 0.13 \leq 1$$

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf,a}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,a}} \right)^5 \leq 1 = (0.21)^3 + (0.13)^5 = 0.009 \leq 1$$

- Έλεγχος διατμητικών τάσεων στην ακραία στήριξη

Ο κορμός υπό διατμητικές τάσεις είναι κατηγορία λεπτομέρειας 100. Το κρίσιμο μήκος λαμβάνεται ίσο με $L_{cr} = 0.4 \cdot L_{\alpha\nu\omicron\iota\gamma\mu} = 0.4 \cdot 60 = 24\text{m}$.

$$|\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}| = 5.90 \text{MPa}$$

$$\lambda_{\max} = 2.5 - 0.5 \cdot \frac{L-10}{15} = 2.5 - 0.5 \cdot \frac{24-10}{15} = 2.03$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda \cdot |\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}| = 2.03 \cdot 5.90 = 11.98 \text{MPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,a}} \leq 1 = \frac{1.00 \cdot 11.98}{100 / 1.35} = 0.16 \leq 1$$

- Έλεγχος διατμητικών ήλων

Ο συντελεστής ισοδύναμης βλάβης για τους διατμητικούς ήλους

$$\lambda_v = \lambda_{v1} \cdot \lambda_{v2} \cdot \lambda_{v3} \cdot \lambda_{v4} \rightarrow \lambda_v = 1.85$$

όπου:

$$\lambda_{v1} = 1.55 \text{ για } L \leq 100\text{m}$$

$$\lambda_{v2} = 1.19$$

$$\lambda_{v3} = \lambda_{v4} = 1.00$$

Το μέγιστο εύρος τέμνουσας στην αριστερή ακραία στήριξη (3 ήλοι Φ19 ανά 15cm):

$$|V_{\max,f,Ed} - V_{\min,f,Ed}| = 493.1\text{kN}$$

Αδρανειακά μεγέθη της σύμμικτης διατομής

$$A_c = 29355\text{cm}^2$$

$$S = 2.76\text{m}^3$$

$$I_y = 1.614\text{m}^4$$

$$\frac{S}{n \cdot I} = \frac{2.76}{6.18 \cdot 1.614} = 0.0027\text{cm}^{-1}$$

Εύρος διατμητικών τάσεων

$$|\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}| = |V_{\max,f,Ed} - V_{\min,f,Ed}| \cdot \frac{S \cdot e_L}{I \cdot n \cdot A_d} = 493.1 \cdot \frac{0.0027 \cdot 15}{3 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 1.9^2}{4}\right)} = 23.5\text{MPa}$$

$$|\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}|_{0.5} = 11.74\text{MPa}$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{VEd\delta\epsilon\xi}} = 1.87$$

άρα ο δεξιός κορμός αναλαμβάνει διατμητική τάση $\tau_{Ed} = 11.74 \cdot 1.87 = 21.97\text{MPa}$

$$\Delta\tau_{E2} = 1.85 \cdot 21.97 = 40.66\text{MPa}$$

$$\frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,a}} \leq 1 = \frac{1.00 \cdot 40.66}{90 / 1.00} = 0.45 \leq 1$$

Το μέγιστο εύρος τέμνουσας στην ενδιάμεση στήριξη (3 ήλοι Φ19 ανά 15cm):

$$|V_{\max,f,Ed} - V_{\min,f,Ed}| = 455.1$$

Για την διατομή του ενδιάμεσης στήριξης:

$$A_c = 44805\text{cm}^2$$

$$S = 4.20\text{m}^3$$

$$z_s = z_{1G} - z_c = 109.15 - 15.45 = 93.7\text{cm}$$

$$I_y = 2.636\text{m}^4$$

$$\frac{S}{n \cdot I} = \frac{4.20}{6.18 \cdot 2.636} = 0.0026\text{cm}^{-1}$$

Εύρος διατμητικών τάσεων

$$|\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}| = |V_{\max,f,Ed} - V_{\min,f,Ed}| \cdot \frac{S \cdot e_L}{I \cdot n \cdot A_d} = 455.1 \cdot \frac{0.0026 \cdot 15}{3 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 1.9^2}{4}\right)} = 20.9\text{MPa}$$

$$|\tau_{\max,f,Ed} - \tau_{\min,f,Ed}|_{0.5} = 10.45\text{MPa}$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{VEd\delta\epsilon\xi}} = 1.53$$

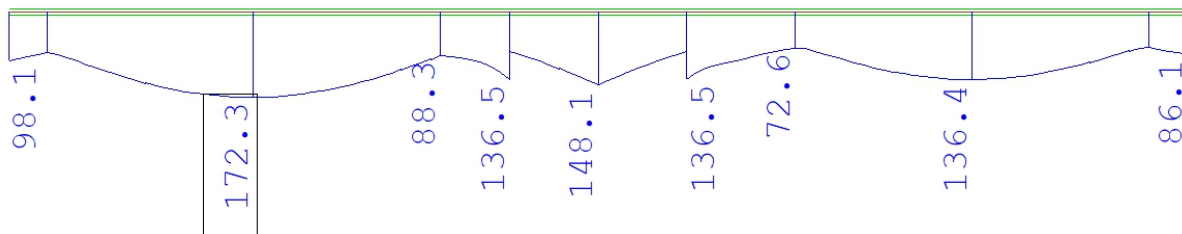
άρα ο δεξιός κορμός αναλαμβάνει διατμητική τάση $\tau_{Ed} = 10.45 \cdot 1.53 = 16.03\text{MPa}$

$$\Delta\tau_{E2} = 1.85 \cdot 16.03 = 29.65\text{MPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf,a}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,a}} \leq 1 = 0.21 + 0.33 = 0.54 \leq 1.3$$

7 Έλεγχος σε φάση κατασκευής

7.7.1 Έλεγχος χαλύβδινης διατομής



Von Mises Stress $172.3 \leq 355/1.1=322.72$

7.7.2 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό του άνω πέλματος του ανοίγματος με την προσεγγιστική μέθοδο

Κατά την φάση κατασκευής της γέφυρας, το άνω πέλμα των χαλύβδινων δοκών δεν διαθέτει πλευρική υποστήριξη λόγω του ότι δεν υπάρχει η πλάκα σκυροδέματος με κίνδυνο την ανάπτυξη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στις περιοχές όπου υπάρχουν θετικές ροπές.

Τα φορτία που υπολογίζονται κατά την φάση κατασκευής είναι:

- Ίδιο βάρος του χάλυβα G_{steel} το οποίο υπολογίζεται από το λογισμικό
- Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος $G_{wet} = 26 \cdot 0.309 = 8.03 \text{ kN/m}^2$
- Ίδιο βάρος ξηρού σκυροδέματος $G_{con} = 25 \cdot 0.309 = 7.72 \text{ kN/m}^2$
- Ομοιόμορφο κατασκευαστικό φορτίο σε όλο το πλάτος του καταστρώματος που σκυροδετείται $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$
- Ομοιόμορφο κατασκευαστικό φορτίο σε επιφάνεια $3\text{m} \times 3\text{m}$ $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$

Στην συνέχεια, για τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό θα συνδυαστούν τα παραπάνω φορτία για κάθε φάση σκυροδέτησης, με σκοπό να προκύψουν οι ζητούμενες περιβάλλουσες. Το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος λαμβάνεται ως μεταβλητή δράση με $\gamma_f = 1.5$, ώστε να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες κατά την φάση σκυροδέτησης, καθώς και πιθανά δυναμικά φαινόμενα που μπορεί να παρατηρηθούν κατά την διάστρωση.

- Α' φάση σκυροδέτησης

Ο φορέας αποτελείται από δύο ίσα ανοίγματα 60m, όπου στην α' φάση σκυροδετούνται τα πρώτα 60m. Τα φορτία σχεδιασμού στην φάση αυτή είναι:

Για το τμήμα που σκυροδετείται:

- $1.35 \cdot G_{steel} + 1.5 \cdot (G_{wet} + Q_c)$, ομοιόμορφα κατανεμημένα σε όλο το κατάστρωμα του συγκεκριμένου ανοίγματος
- $1.5 \cdot Q_c$, όπου Q_c είναι το ομοιόμορφο κατανεμημένο σε επιφάνεια $3\text{m} \times 3\text{m}$, για το οποίο έχουν ληφθεί τρεις διαφορετικές τροχιές πάνω στο κατάστρωμα: μια στην εξωτερική λωρίδα του καταστρώματος, μια στη δεύτερη εσωτερικά κεντρικά κατά μήκος του καταστρώματος και μια στη τρίτη εσωτερικά στην άλλη άκρη του καταστρώματος.

Ενώ στο μη σκυροδετημένο τμήμα ασκείται:

- $1.35 \cdot G_{\text{steel}}$

– Β' φάση σκυροδέτησης

Στη φάση αυτή σκυροδετείται το δεύτερο άνοιγμα πριν αναπτυχθεί η σύμμικτη δράση στο σκυροδετημένο τμήμα.

Τα φορτία σχεδιασμού στην φάση αυτή είναι:

Για το τμήμα που σκυροδετείται:

- $1.35 \cdot G_{\text{steel}} + 1.5 \cdot (G_{\text{wet}} + Q_c)$, ομοιόμορφα κατανεμημένα σε όλο το κατάστρωμα του συγκεκριμένου ανοίγματος
- $1.5 \cdot Q_c$, όπου Q_c είναι το ομοιόμορφο κατανεμημένο σε επιφάνεια $3\text{m} \times 3\text{m}$, για το οποίο έχουν ληφθεί τρεις διαφορετικές τροχιές πάνω στο κατάστρωμα: μια στην εξωτερική λωρίδα του καταστρώματος, μια στη δεύτερη εσωτερικά κεντρικά κατά μήκος του καταστρώματος και μια τρίτη εσωτερικά στην άλλη άκρη του καταστρώματος.

Ενώ στο ήδη σκυροδετημένο τμήμα (τα πρώτα 60m) ασκείται:

- $1.35 \cdot (G_{\text{steel}} + G_{\text{con}})$, το οποίο είναι κατανεμημένο σε όλο το κατάστρωμα του συγκεκριμένου ανοίγματος

Κατάταξη χαλύβδινης διατομής:

- Κάτω πέλμα: εφελκύεται → Κατηγορία 1
- Άνω πέλμα:

$$\frac{c}{t} = \frac{(800 - 20)/2}{40} = 9.75 \begin{cases} > 10 \cdot \varepsilon = 8.1 \\ < 14 \cdot \varepsilon = 11.34 \end{cases} \rightarrow \text{Κατηγορία 3}$$

- Κορμός:

$$z_{el} = 1994\text{mm}$$

$$\psi = -\frac{h - z_{el}}{z_{el}} = -0.52 > -1$$

$$\frac{c}{t} = \frac{2960}{20} = 148 > \frac{42 \cdot \varepsilon}{0.67 + 0.33\psi} = 68,26 \rightarrow \text{Κατηγορία 4}$$

Η διατομή παρόλο που είναι κατηγορία 4, αντιμετωπίζεται ως κατηγορία 3 λόγω των ενισχύσεων που υπάρχουν στον κορμό και οι οποίες ενεργοποιούν ολόκληρη την διατομή χωρίς καμία απομείωση. Σύμφωνα με την προσεγγιστική μέθοδο, ως θλιβόμενο μέλος λαμβάνεται το άνω πέλμα και το 1/3 του θλιβόμενου τμήματος του κορμού. Οι υπολογισμοί που ακολουθούν περιλαμβάνουν και τα δύο άνω τμήματα T της δοκού και λαμβάνουν τους κορμούς ως κατακόρυφους.

Αδρανειακά στοιχεία ισοδύναμης ράβδου:

$$h_{wT} = 1/3 \cdot b_{eff} = 1/3 \cdot 195.4 = 65.13\text{cm}$$

$$A_T = 900.52\text{cm}^2$$

$$z_T = 12\text{cm}$$

$$I_{TZ} = 341420.16\text{cm}^4$$

$$S_T = 168757.45 \text{cm}^3$$

Στοιχεία πλήρους χαλύβδινης διατομής:

$$A_a = 3664.4 \text{cm}^2$$

$$z_a = 199.4 \text{cm}$$

$$I_{ya} = 55400000 \text{cm}^4$$

Για μήκος λυγισμού $l_{cr}=10\text{m}=1000\text{cm}$

Κρίσιμο φορτίο Euler:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{Tz}}{l_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 341420.16}{1000^2} = 70692 \text{kN}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_T \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0.672 > 0.2$$

Για συγκολλητή διατομή κιβωτίου λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού b , η οποία αντιστοιχεί σε συντελεστή ατελειών $\alpha=0.34$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [a \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.81$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.80$$

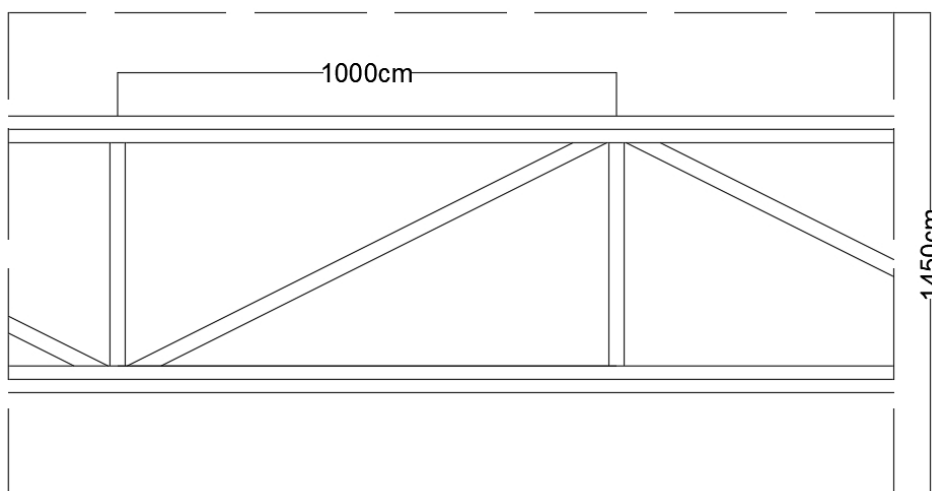
Άρα η αντοχή της ισοδύναμης ράβδου σε λυγισμό είναι:

$$N_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0.80 \cdot \frac{900.52 \cdot 35.5}{1.1} = 23221.39 \text{kN}$$

Η θλιπτική δύναμη που δρα στην ισοδύναμη ράβδο υπολογίζεται ως εξής:

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot S_T}{I_{ya}} = \frac{73038 \cdot 10^2 \cdot 168757.45}{55400000} = 22248.57 \text{kN} < N_{b,Rd}$$

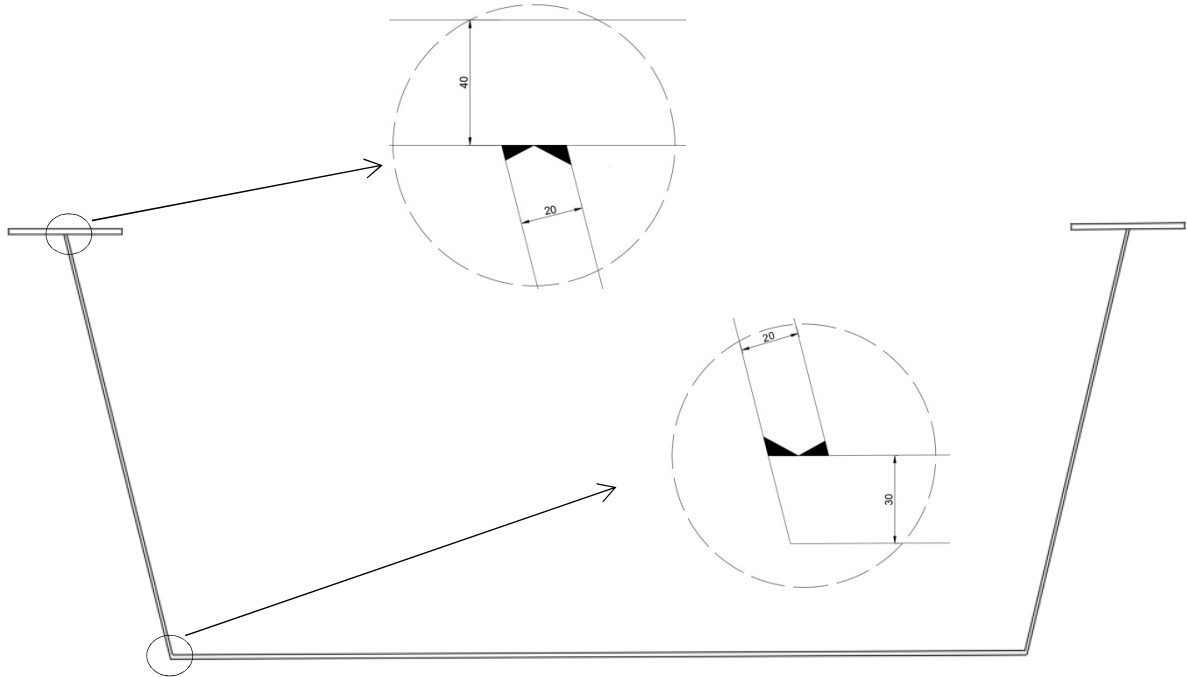
Ο έλεγχος ικανοποιείται άρα η διατομή επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού.



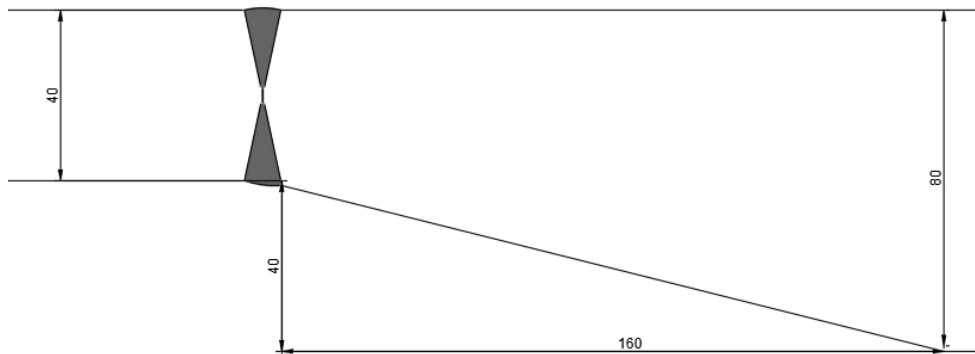
Σχήμα 7.1: Λεπτομέρεια κάτοψης του άνω συνδέσμου δυσκαμψίας στη φάση κατασκευής

8.Συνδέσεις

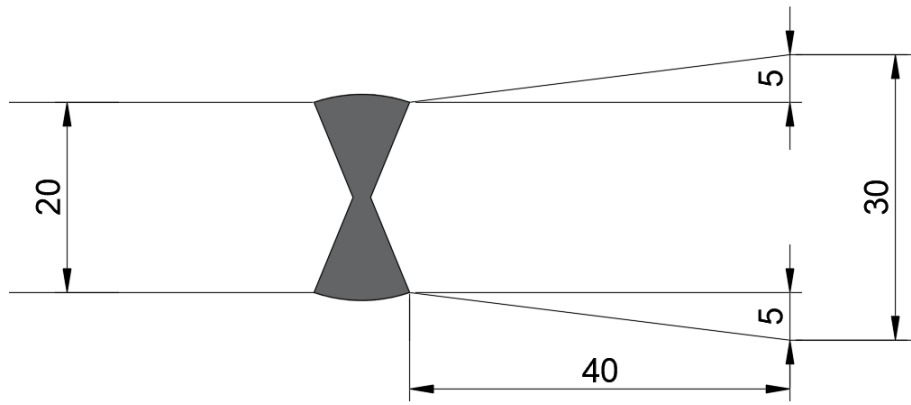
Η σύνδεση των ελασμάτων της κύριας δοκού, όσο και η αποκατάσταση συνέχειας γίνεται με εσωραφές πλήρους διείδυσης. Για την σύνδεση κορμού με τα πέλματα χρησιμοποιούνται συνδέσεις τύπου Κ, ενώ στις θέσεις αποκατάστασης συνέχειας θα χρησιμοποιηθούν συγκολλήσεις τύπου U για τα πέλματα και τύπου Χ για τον κορμό.



Σχήμα 8.1: Εσωραφές ελασμάτων πελμάτων-κορμού ανοίγματος



Σχήμα 8.1: Λεπτομέρεια αποκατάστασης συνέχειας ελασμάτων άνω πέλματος (τύπος U)



Σχήμα 8.2: Λεπτομέρεια αποκατάστασης συνέχειας ελασμάτων κορμού (τύπος X)

9. Βιβλιογραφία

1. Ερμόπουλος Ι. (2004). «Σιδηρές και Σύμμικτες Γέφυρες, Ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 έως 8», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι.(2016). «Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Κωνσταντινίδης Δημήτριος (2012).« Γεφυροποιία», Αλεξάνδρειο Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Θεσσαλονίκης, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής.
4. Τριανταφύλλου Α. «Εισαγωγή στις σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα-σκυροδέματος».
5. Πανούση Μ., Ρόζη Δ.: Σχεδιασμός Συνεχούς σύμμικτης γέφυρας κιβωτοειδούς διατομής, Διπλωματική εργασία ΕΜΠ, 2015.
6. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
7. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
8. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
9. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
10. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
11. EN1992-2: Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γέφυρες από σκυρόδεμα - Σχεδιασμός και κανόνες διαμόρφωσης, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005.
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. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
14. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
15. EN 1994-2: Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός συμμίκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γενικοί κανόνες και κανόνες για γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005.
16. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.