

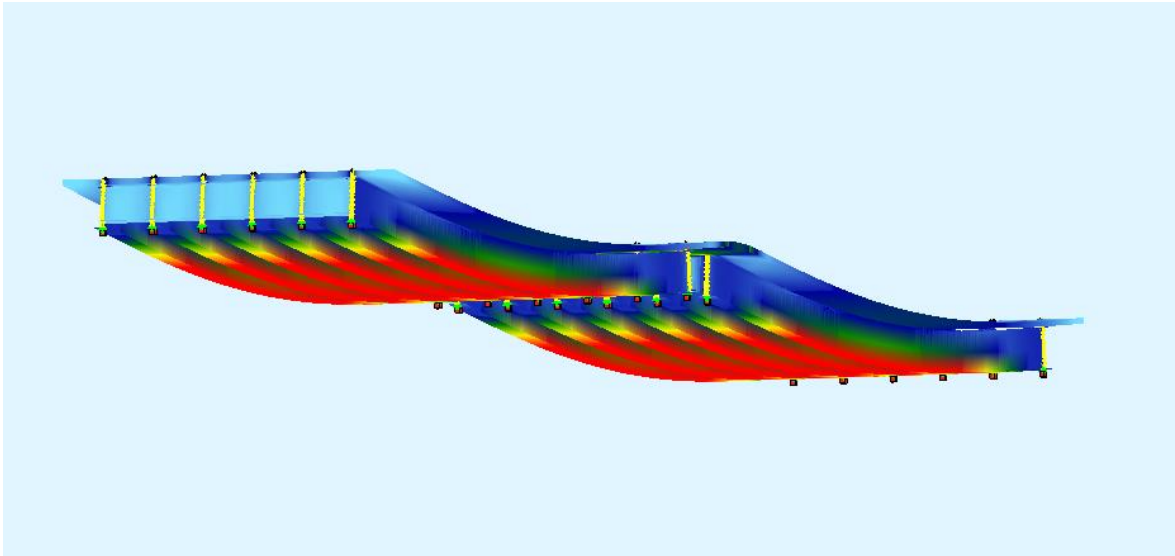


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Σύμμικτης Γέφυρας Τριών Ανοιγμάτων Με Πλάκα Συνέχειας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Παναγιώτης Ευαγγελάτος

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Οκτώβριος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021/26

Ευαγγελάτος Π. (2021).
Σχεδιασμός σύμμικτης γέφυρας τριών ανοιγμάτων με πλάκα συνέχειας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/26
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Evangelatos P. (2021).
Design of a three-span composite bridge with a link slab
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021/26
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	7
1.1 Γενικά	7
1.2 Τύποι Γεφυρών	7
1.3 Κριτήρια Επιλογής Τύπου Γέφυρας	8
1.4 Σύμμικτες Γέφυρες	9
1.5 Αμφιέριστες Γέφυρες	9
2 Μόρφωση Γέφυρας	11
2.1 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά	11
2.2 Συνεργαζόμενο Πλάτος Πελμάτων Σκυροδέματος	12
2.3 Στατικό Προσομοίωμα	16
3 Δομικά Υλικά	18
3.1 Εισαγωγή	18
3.2 Σκυρόδεμα -Ερπυσμός	18
3.3 Σκυρόδεμα- Συστολή Ξήρανσης	20
4 Δράσεις	22
4.1 Εισαγωγή	22
4.2 Μόνιμες Δράσεις	22
4.3 Μεταβλητές Δράσεις	22
4.3.1 Φορτία Κυκλοφορίας	22
4.3.1.1 Κατακόρυφα Φορτία Οδοστρώματος	22
4.3.1.2 Κατακόρυφα Φορτία Πεζοδρομίων	24
4.3.1.3 Οριζόντιες Δυνάμεις Πέδησης και Επιτάχυνσης	25
4.3.2 Θερμοκρασία	25
4.3.2.1 Συνιστώσα Ομοιόμορφης Μεταβολής ΔT_N	26
4.3.2.2 Συνιστώσα Θερμοκρασιακής διαφοράς ΔT_M	27
4.3.2.3 Συνδυασμός ΔT_N και ΔT_M	27
4.3.3 Άνεμος	27
4.3.4 Λοιπές Δράσεις	30
5 Βάσεις Σχεδιασμού	34
5.1 Γενικά	34
5.2 Συνδυασμοί Δράσεων	34
5.2.1 Συνδυασμοί ΟΚΑ	34
5.2.2 Συνδυασμοί ΟΚΛ	36
6 Έλεγχοι Επάρκειας	37
6.1 Έλεγχος Επάρκειας Σε ΟΚΑ	37
6.1.1 Κατάταξη Διατομής	44
6.1.2 Έλεγχοι Ορθών Τάσεων	47
6.1.3 Έλεγχος Διατμητικής Κύρτωσης	48
6.2 Έλεγχος στη Φάση Κατασκευής	50
6.2.1 Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός	50

6.3	Οπλισμός Πλάκας Καταστρώματος	54
6.4	Έλεγχος Επάρκειας Σε ΟΚΛ	58
6.4.1	Έλεγχοι Περιορισμού Των Τάσεων	58
6.4.2	Προπαραμόρφωση Κύριας Δοκού και Έλεγχος Βελών	58
7	Κόπωση	60
7.1	Ορισμός Κόπωσης.....	60
7.2	Κατηγορίες Λεπτομεριών.....	60
7.3	Φόρτιση Κόπωσης.....	62
7.4	Συντελεστές Ισοδύναμης Βλάβης.....	63
7.4.1	Συντελεστής Ισοδύναμης Βλάβης Για Τον Έλεγχο Κόπωσης Του Χάλυβα.....	63
7.4.2	Συντελεστής Ισοδύναμης Βλάβης Για Τον Έλεγχο Κόπωσης Διατμητικών Ήλων	65
7.4.3	Συντελεστής Ισοδύναμης βλάβης Για Τον Έλεγχο Κόπωσης Οπλισμού.....	65
7.5	Έλεγχοι Κόπωσης.....	66
7.5.1	Ανισώσεις Ελέγχου	66
7.5.2	Έλεγχος Κόπωσης Χάλυβα	68
7.5.2.1	Υπολογισμός Τάσεων	68
7.5.2.2	Έλεγχος Κάτω Πέλματος	69
7.5.2.3	Έλεγχος Άνω Πέλματος	70
7.5.2.4	Έλεγχος Διατμητικών Τάσεων Κορμού.....	70
7.5.3	Έλεγχος Διατμητικών Ήλων	70
7.5.4	Έλεγχος Οπλισμού	71
8	Διατμητική Σύνδεση	72
8.1	Γενικά	72
8.2	Αντοχή Διατμητικών Ήλων.....	72
8.3	Διαμήκης Διατμητική Ροή και Ανισώσεις Ελέγχου	74
8.4	Έλεγχος στην ΟΚΑ	75
8.4.1	Μόνιμα Φορτία	75
8.4.2	Μεταβλητά Φορτία	76
8.5	Έλεγχος Στην ΟΚΛ	77
8.5.1	Μόνιμα Φορτία	77
8.5.2	Μεταβλητά Φορτία	78
8.6	Διατμητική Κάλυψη Πλάκας.....	79
8.6.1	Έλεγχος θλιπτήρων Ελκυστήρων.....	80
9	Βιβλιογραφία	82

Σχεδιασμός σύμμικτης γέφυρας τριών ανοιγμάτων με πλάκα συνέχειας

Ευαγγελάτος Π. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός μιας οδικής γέφυρας από πολλαπλές δοκούς και σύμμικτο κατάστρωμα. Η γέφυρα έχει συνολικό μήκος 102,0 m, ενώ αποτελείται από τρία ανεξάρτητα αμφιέριστα ανοίγματα με μήκος 33,0 m το κάθε ένα. Η σύνδεση των ανοιγμάτων επιτυγχάνεται με την κατασκευή πλάκας συνέχειας από σκυρόδεμα με πλάτος 1,5 m. Για τη διαστασιολόγηση των μεταλλικών δοκών μελετάται το ένα από τα τρία ανοίγματα, ενώ για την πλάκα καταστρώματος εξετάζονται δύο διαδοχικά ανοίγματα. Το κατάστρωμα αποτελείται από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πλάτους 12,7 m, η οποία συνδέεται με 6 χαλύβδινες ολόσωμες δοκούς συγκολλητής διατομής σχήματος διπλού Ταυ, μέσω διατμητικών ήλων κεφαλής διαμορφώνοντας με αυτό τον τρόπο τη σύμμικτη λειτουργία της γέφυρας.

Αρχικά γίνεται μία σύντομη αναφορά στις κατηγορίες των γεφυρών με έμφαση στις σύμμικτες αμφιέριστες. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γέφυρας που εξετάζεται, περιγράφονται τα προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση καθώς και η χρήση του προγράμματος Sofistik.

Στα επόμενα κεφάλαια αναλύονται οι ιδιότητες των διατομών, οι φορτίσεις, οι συνδυασμοί των δράσεων και οι βάσεις σχεδιασμού σύμφωνα με τις οποίες έγιναν οι έλεγχοι επάρκειας. Ακολούθως παρουσιάζονται όλοι οι έλεγχοι οριακών καταστάσεων σχεδιασμού και λειτουργικότητας λαμβάνοντας υπόψη τον χρόνο ελέγχου και το απαιτούμενο κριτήριο. Συγκεκριμένα εξετάζεται η επάρκεια του ανοίγματος της γέφυρας στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας. Επιπλέον ελέγχεται η αντοχή σε πλευρικό λυγισμό στη φάση κατασκευής, η αντοχή σε κόπωση, και η επάρκεια της διατμητικής σύνδεσης.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2021/26

Design of a three-span composite bridge with a link slab

Evangelatos P. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The scope of the present diploma thesis is the study and design of a multi-beam road bridge with composite deck. The total length of the bridge is 102.0 m and it consists of three individual spans of 33.0 m. The connection between the spans is formed by a 1,5 m wide concrete link slab. One of the three individual spans is studied for the design of the steel beams and two of them for the concrete deck. The deck is a 12.7 m wide reinforced concrete slab, which is connected with 6 steel beams, of welded I sections, with shear connectors creating a composite structure.

Initially, a brief introduction is made on the types of bridges with more details about the composite and simply supported beam bridges. Then the geometric characteristics of the bridge are presented, the simulation used for the analysis is described, as well as the use of the Sofistik program in the study.

The following chapters analyze the properties of the cross sections, the loads, the load combinations and the design values according to which the code checks were performed. Afterwards the cross sections and the members are checked for the Ultimate Limit State and the Serviceability Limit State considering the construction stage and the required criteria. In addition, the lateral buckling resistance during the construction phase, the fatigue resistance, and the sufficiency of the shear connection are checked.

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, λέκτορα του τομέα Δομοστατικής, κ. Παύλο Θανόπουλο για την άμεση και συνεχή καθοδήγηση που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια, η οποία ήταν καθοριστική για την ολοκλήρωσή της. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τους καθηγητές κ. Χ.Γαντέ και κ. Δ.Βαμβάτσικο για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή, καθώς και όλους τους διδάσκοντες της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών, αλλά και των υπολοίπων σχολών του ΕΜΠ, για τις γνώσεις που μου προσέφεραν στα χρόνια της φοίτησής μου.

Επιπλέον, θα ήθελα να πω ένα μεγάλο ευχαριστώ σε όλους τους ανθρώπους που με στηρίζουν σε ό,τι και να κάνω. Συγκεκριμένα, στην οικογένειά μου για την ανιδιοτελή τους αγάπη και συμπαράσταση και στους κολλητούς μου: Βαγγέλη, Πάνο και Χάρη για την ψυχολογική ενδυνάμωση και την κατανόηση. Τέλος ένα τεράστιο ευχαριστώ οφείλω στην κοπέλα μου Ιωάννα που στέκεται δίπλα μου όλα αυτά τα χρόνια και μου δίνει κίνητρο και λόγο για να συνεχίζω να προσπαθώ.

Στην κοπέλα μου Ιωάννα

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η γέφυρα είναι μία αρχιτεκτονική ή τεχνική κατασκευή με την οποία επιτυγχάνεται ζεύξη δύο ή περισσότερων σημείων υπεράνω μεσολαβούντος εμποδίου (φυσικού ή τεχνικού) [Wikipedia]. Τα συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι εδαφικές κοιλότητες, υδάτινες επιφάνειες, άξονες κυκλοφορίας, κ.τ.λ. Από την αρχαιότητα ο άνθρωπος θέλησε να βρει τρόπους να υπερπηδήσει τα εμπόδια στο φυσικό και ανθρωπογενές περιβάλλον του. Διαχρονικά θεωρούνται από τις πλέον εντυπωσιακές ανθρώπινες κατασκευές και χρησιμοποιούν τις πλέον σύγχρονες τεχνολογίες που έχουν να επιδείξουν η επιστήμη του πολιτικού μηχανικού και η επιστήμη των υλικών. Από απλές γέφυρες από κορμούς δέντρων, περάσαμε σε περίτεχνες λίθινες και πλίνθινες τοξωτές γέφυρες, πολλές εκ των οποίων έχουν αντέξει στο πέρασμα των αιώνων, και τελικά μετά τη βιομηχανική επανάσταση και την ευρεία διαθεσιμότητα του χάλυβα φτάσαμε στη σημερινή εποχή της μικτής χρήσης σκυροδέματος και χάλυβα στη γεφυροποιία.

Η γεφυροποιία αποτελεί ίσως την κορύφωση της επιστήμης για την ειδικότητα του Δομοστατικού Μηχανικού. Πράγματι, οι δυνατότητες επιλογής υλικών κατασκευής, τύπου φορέα και θεμελίωσης αλλά και μεθόδου κατασκευής και ανέγερσης αποτελούν πρόκληση για το Δομοστατικό Μηχανικό εξισώνοντας έτσι τη σημαντικότητα της μελέτης και τρόπου κατασκευής με αυτή της τελικής φάσης λειτουργίας [1].

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζεται η μελέτη και η διαστασιολόγηση μίας ευθύγραμμης σύμμικτης γέφυρας τριών αμφιέρειστων ανοιγμάτων, το καθένα από τα οποία έχει μήκος 33 m.

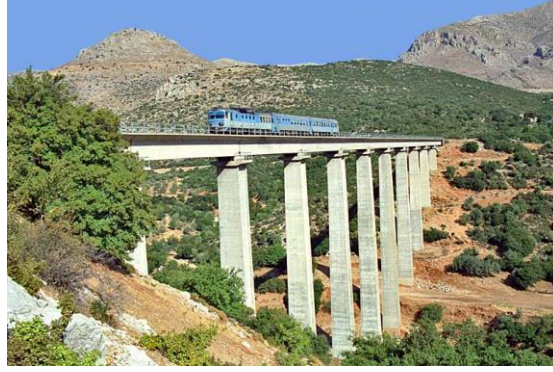
1.2 Τύποι Γεφυρών

Ο διαχωρισμός των γεφυρών σε κατηγορίες ποικίλει, ανάλογα με τον εκάστοτε εξεταζόμενο παράγοντα. Οι βασικότεροι παράγοντες διάκρισης των γεφυρών είναι οι εξής:

- Προορισμός (οδικές, σιδηροδρομικές, μικτές, πεζογέφυρες, γέφυρες αγωγών, γέφυρες ταινιοδρόμων κλπ).
- Στατική μορφή κύριων δοκών (αμφιέρειστες, συνεχείς με ή χωρίς αρθρώσεις, πλαισιωτές, τοξωτές, κρεμαστές με ευθύγραμμο ή καμπύλο καλώδιο κλπ).
- Μόρφωση κύριων δοκών (ολόσωμες πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτοειδείς, και δικτυωτές μορφής V, N, K κλπ, ισοστατικές ή υπερστατικές εσωτερικά).
- Θέση καταστρώματος (άνω, μέσης και κάτω διάβασης).
- Αριθμός καταστρώματων (μονώροφες και διώροφες).
- Είδος συνδέσεων (ηλωτές, κοχλιωτές, συγκολλητές).
- Λοξότητα (ορθές και λοξές).
- Γεωμετρική χάραξη άξονα (ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες).
- Διάρκεια χρήσης (μόνιμες, προσωρινές, λυόμενες).
- Κινητότητα (σταθερές και κινητές, π.χ. κυλιόμενες, κατακόρυφα ανυψούμενες, περιστρεφόμενες, βυθιζόμενες κλπ).



α)



β)

Σχήμα 1.1- Τύποι Γεφυρών Βάσει Ποορισμού: α) Οδική (Εγνατίας), β) Σιδηροδρομική (Αχλαδόκαμπου)



α)



β)

Σχήμα 1.2- Τύποι Γεφυρών Βάσει Στατικής Λειτουργίας: α) Τοξωτή (Τσακόνας), β) Κρεμαστή (Golden Gate)



α)



β)

Σχήμα 1.3- Τύποι Γεφυρών Βάσει Μόρφωσης Κύριων Δοκών: α) Δικτυωτή (Francis Scitt Key, USA 1978), β) Κιβωτειοειδής (British Columbia, Canada)

1.3 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 και ακολουθεί η οριστική μελέτη και κατασκευή.

1.4 Σύμμικτες Γέφυρες

Σύμμικτες ονομάζονται οι γέφυρες στις οποίες χρησιμοποιούνται δύο τουλάχιστον διαφορετικά υλικά, εν προκειμένω οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβας. Τα υλικά αυτά συνδέονται μεταξύ τους μέσω διατμητικών συνδέσμων, οι οποίοι σκοπό έχουν να εξασφαλίσουν την πλήρη μεταφορά της διατμητικής δύναμης και άρα το μηδενισμό της διολίσθησης, τη μείωση των βελών και την αύξηση της αντοχής της δοκού.

Οι σύμμικτες γέφυρες συνδυάζουν τα πλεονεκτήματα των δύο επιμέρους υλικών κατασκευής τους οδηγώντας έτσι σε υψηλά επίπεδα ανταγωνιστικότητας έναντι άλλων φορέων, μερικά από τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω:

- Μικρό ίδιο βάρος ανωδομής (Οικονομικότερη θεμελίωση, μικρότερες σεισμικές δυνάμεις)
- Δυνατότητα επιτόπου συναρμολόγησης (Χαμηλότερο κόστος μεταφοράς και ανύψωσης)
- Απουσία προσωρινής στήριξης κατά την ανέγερση (Μη διακοπή κυκλοφορίας, αποφυγή ικριωμάτων)
- Μεγάλα ανοίγματα, μικρά στατικά ύψη φορέα (Λεπτότερη εμφάνιση, Λιγότερα βάθρα)
- Μέγιστος βαθμός προκατασκευής (Υψηλή ποιότητα, λιγότερες επιτόπου σκυροδετήσεις, υψηλή ταχύτητα κατασκευής)

1.5 Αμφιέριστες Γέφυρες

Αμφιέριστες είναι οι γέφυρες που αποτελούνται από συνεχόμενα αμφιέριστα τμήματα. Πρόκειται για ισοστατικούς φορείς στους οποίους δεν δημιουργείται ένταση λόγω έμμεσων δράσεων ή καταναγκασμού, όπως είναι οι θερμοκρασιακές μεταβολές, ο ερπυσμός, η συστολή ξήρανσης και οι ανομοιόμορφες καθιζήσεις. Αυτό μπορεί να είναι σημαντικό κριτήριο σε περιοχές με κακό έδαφος.

Ειδικά για τη περίπτωση σύμμικτης γέφυρας το σκυρόδεμα της πλάκας καταστρώματος δεν κινδυνεύει να ρηγματωθεί αφού είναι σε θλίψη, ενώ η σκυροδέτηση μικρών ανοιγμάτων μπορεί να γίνει σε μία φάση μειώνοντας το χρόνο κατασκευής. Επίσης οι αμφιέριστες γέφυρες μπορούν να ανεγερθούν γρήγορα, κάτι που έχει μεγάλη σημασία για αστικές κυρίως περιοχές. Τέλος αυτό ο τύπος γεφυρών προτιμάται για μικρά έως μεσαία ανοίγματα, δηλαδή ανοίγματα μέχρι και τα 80m.

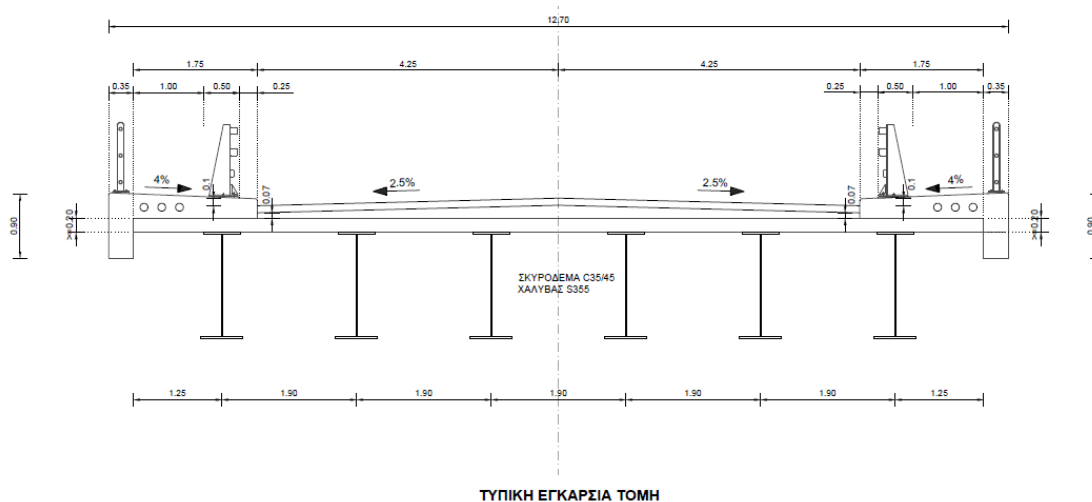


Σχήμα 1.4- Αμφιέριστη Γέφυρα με Σύμμεκτο Κατάστρωμα

2 Μόρφωση Γέφυρας

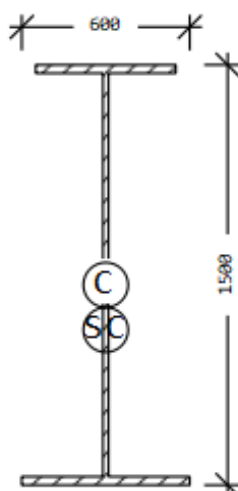
2.1 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά

Η γέφυρα που εξετάζεται είναι ευθύγραμμη, σύμμικτη και αμφιέριστη αποτελούμενη από 3 ανεξάρτητα ανοίγματα. Το συνολικό μήκος είναι 102m, με μήκος κάθε ανοίγματος 33m, ενώ η τελική διαμόρφωση της γέφυρας γίνεται με την εισαγωγή πλάκας συνέχειας ανάμεσα σε κάθε άνοιγμα με πλάτος 1,5 m. Στην παρούσα εργασία εξετάζεται ένα από τα 3 ανοίγματα ως ανεξάρτητο για το σχεδιασμό των δοκών ενώ για τον σχεδιασμό της πλάκας καταστρώματος προσομοιώθηκαν 2 συνεχόμενα ανοίγματα. Το συνολικό πλάτος του καταστρώματος είναι 12.7m, με πλάτος οδοστρώματος 8.5m και πεζοδρομίων 2.1m εκατέρωθεν. Το οδόστρωμα έχει επίκλιση 2.5% προς το εξωτερικό της γέφυρας για την απορροή των υδάτων. Το πάχος της πλάκας σκυροδέματος είναι 20cm ενώ το πάχος των πεζοδρομίων πάνω από την πλάκα κυμαίνεται από 32cm εξωτερικά της γέφυρας μέχρι 25 cm εσωτερικά διαμορφώνοντας κλίση προς το εσωτερικό 4%. Στο Σχήμα 2.1 φαίνεται η τυπική διατομή του καταστρώματος της γέφυρας.



Σχήμα 2.1- Τυπική Διατομή Γέφυρας

Το κατάστρωμα θα σκυροδετηθεί πάνω στις προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος που φέρουν οι χαλύβδινες δοκοί στη φάση κατασκευής. Ο χαλύβδινος σκελετός αποτελείται από 6 διαμήκεις χαλύβδινες δοκούς μήκους 33m η κάθε μία, συγκολλητής διατομής, μορφής διπλού Ταυ με συνολικό ύψος 1500 mm. Η απόσταση μεταξύ των δοκών είναι 1,9 m. Στο Σχήμα 2.2 απεικονίζεται η διατομή της κύριας δοκού.



Σχήμα 2.2- Διατομή Κύριας Δοκού

2.2 Συνεργαζόμενο Πλάτος Πελμάτων Σκυροδέματος

Το συνεργαζόμενο πλάτος των συμμίκτων διατομών υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 [23] για εσωτερικές και ακραίες στηρίξεις όπως φαίνεται παρακάτω:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (2.1)$$

όπου:

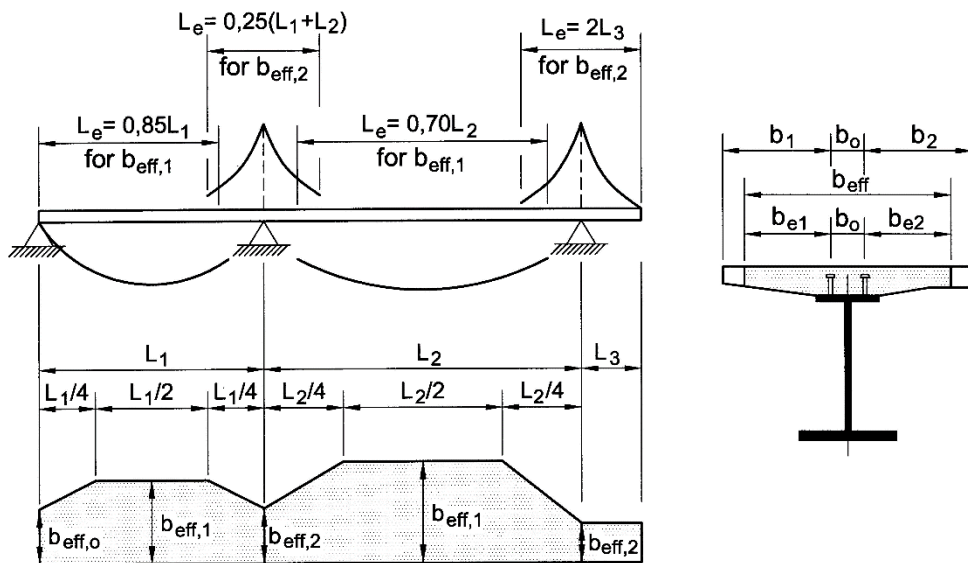
$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1,0 \text{ (για ακραίες στηρίξεις)} \quad (2.2)$$

$$\beta_i = 1 \text{ (σε άλλες περιπτώσεις)}$$

b_{ei} είναι η τιμή του ενεργού πλάτους του πέλματος σκυροδέματος εκατέρωθεν του κορμού το οποίο λαμβάνεται ίσο με $L_e / 8$ αλλά όχι μεγαλύτερο από το γεωμετρικό πλάτος b_i .

b_0 είναι η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων (ή 0 επί το δυσμενέστερον)

- Η τιμή b_i θα λαμβάνεται ως η απόσταση από τον εξωτερικό διατμητικό σύνδεσμο έως το μέσον μεταξύ παραλλήλων κορμών, μετρούμενη στο μέσο-πάχος του πέλματος σκυροδέματος, εκτός της περίπτωσης ελεύθερου άκρου οπότε b_i είναι η απόσταση μέχρι το ελεύθερο άκρο.
- Το μήκος L_e θα λαμβάνεται ως η προσεγγιστική απόσταση μεταξύ των σημείων μηδενικής καμπτικής ροπής για τυπικές συνεχείς σύμμικτες δοκούς, όπου κρίσιμη είναι η περιβάλλουσα των ροπών από τους διάφορους συνδυασμούς φόρτισης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3.



Σχήμα 2.3- Υπολογισμός Συνεργαζόμενου Πλάτους

Απλοποιητικά θα πάρουμε σταθερό συνεργαζόμενο πλάτος κατά μήκος του ανοίγματος, ενώ θα υπάρχει η κατάλληλη διαβάθμιση κατά την εγκάρσια διεύθυνση και μεταξύ των ακραίων 2 δοκών και των 4 μεσαίων

Επειδή στο αρχικό στάδιο, στο οποίο δεν έχει καθοριστεί η διάταξη των διατμητικών ήλων, αγνοείται η μικρή συνεισφορά λόγω της εγκάρσιας απόστασης μεταξύ των ήλων ($b_0 = 0$) και $L_e = 33,0$ m.

Ακραίες Δοκοί:

Γεωμετρικά πλάτη: $b_{g,1} = 1,25$ m, $b_{g,2} = 0,95$ m

$b_{e,1} = L_e/8 = 4,125$ m $>$ $b_{g,1} \rightarrow b_{e,1} = 1,25$ m

$b_{e,2} = L_e/8 = 4,125$ m $>$ $b_{g,2} \rightarrow b_{e,2} = 0,95$ m

$\beta_1 = 1,21 > 1 \rightarrow \beta_1 = 1$

$\beta_2 = 1,42 > 1 \rightarrow \beta_2 = 1$

$b_{eff} = b_0 + \Sigma b_{e,i} = 2,2$ m

Μεσαίες Δοκοί:

Γεωμετρικά πλάτη : $b_{g,1} = 0,95$ m = $b_{g,2}$

$b_{e,1} = L_e/8 = 4,125 > b_{g,1} \rightarrow b_{e,1} = 0,95$ m

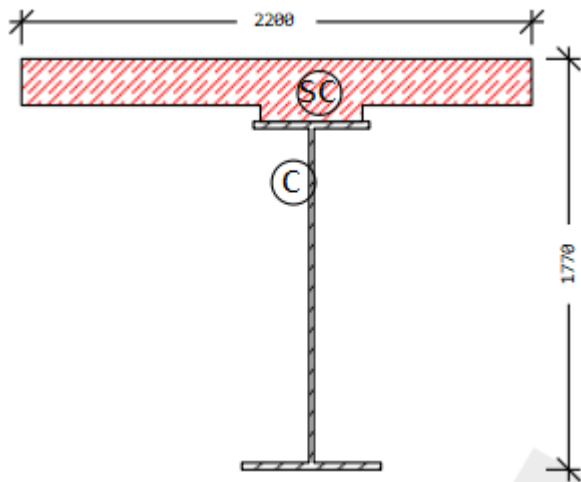
$b_{e,2} = L_e/8 = 4,125 > b_{g,2} \rightarrow b_{e,2} = 0,95$ m

$\beta_1 = 1,267 > 1 \rightarrow \beta_1 = 1$

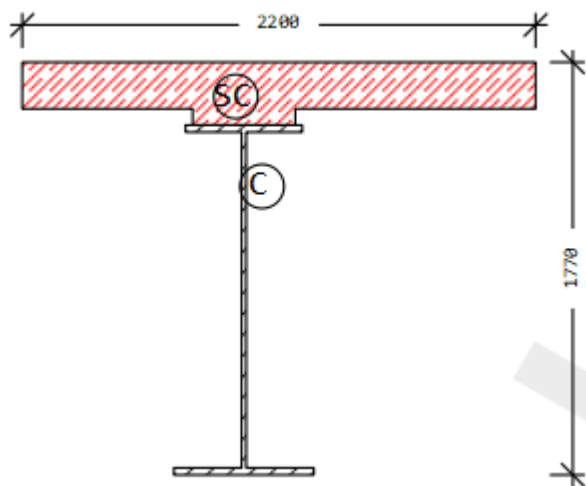
$\beta_2 = 1,267 > 1 \rightarrow \beta_2 = 1$

$b_{eff} = b_0 + \Sigma b_{e,i} = 1,9$ m

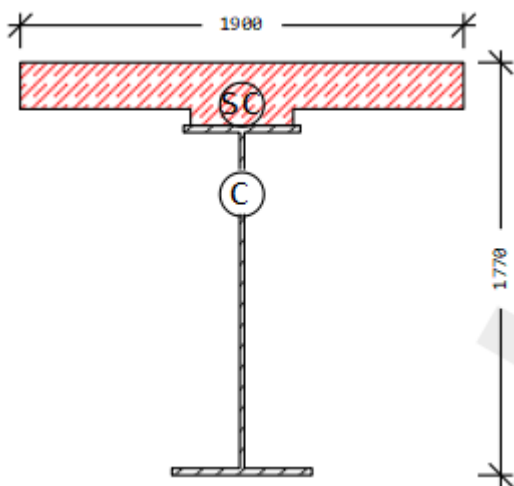
Στα Σχήματα 2.4-2-6 φαίνονται οι διατομές των 2 ακραίων δοκών και αυτή των 4 μεσαίων σύμμικτων δοκών.



Σχήμα 2.4-Διατομή Ακράιας Αριστερής Δοκού



Σχήμα 2.5-Διατομή Ακράιας Δεξιάς Δοκού



Σχήμα 2.6-Διατομή Μεσαίας Δοκού

Τα αδρανειακά χαρακτηριστικά των διατομών για το χρόνο $t=0$ της σύμμικτης δοκού, όπου λήφθηκε η πλήρης τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος $E_{cm} = 34000$ MPa και για τον χρόνο $t=\infty$ όπου χρησιμοποιήθηκε το απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας $E_{cm} = 10446$ MPa υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα Sofistik και δίνονται στους Πίνακες 2.1, 2.2.

Πίνακας 2.1-Αδρανεϊκά Χαρακτηριστικά (t=0)

Cross-sections static properties										
SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]	
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]						α[°]	
1	2	2.0000E-01	1.670E-01	6.667E-04	0.0	0.0	34000	0.0	1.667E-02	
	3 ¹	2.348E-03	1.753E-01	1.667E-02	100.0	100.0	14167	(BEAM)	6.667E-04	
= Slab/1m										
2	1	1.3802E-01	7.137E-02	5.365E-02	77.4	-34.8	210000	485.1		
	3 ¹	1.549E-03	3.394E-02	3.044E-02	532.8	147.5	80769	(BEAM)		
= Ext_Right_Span										
= Composit with materials: 1 2										
3	1	1.3802E-01	7.139E-02	5.365E-02	222.6	334.9	210000	485.1		
	3 ¹	1.549E-03	3.394E-02	3.044E-02	532.8	147.5	80769	(BEAM)		
= Ext_Left_Span										
= Composit with materials: 1 2										
4	2	1.0000E-01	8.406E-02	3.333E-04	0.0	-0.5	34000	0.0	2.083E-03	
	3 ¹	1.020E-03	8.667E-02	2.083E-03	100.0	100.0	14167	(BEAM)	3.333E-04	
				1.380E-08						-90.00
= Slab/0.5m										
6	1	1.2831E-01	6.924E-02	5.166E-02	0.0	0.0	210000	485.1		
	3 ¹	1.408E-03	3.415E-02	1.944E-02	565.5	181.3	80769	(BEAM)		
= Int_Span										
= Composit with materials: 1 2										
¹ Reinforcements are not considered in the sectional values										
SNo	section number			yc[mm],zc[mm]		ordinate of elastic centroid				
Mat	material number			ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre				
A[m2]	sectional area			E[N/mm2]		Young's modulus				
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area			g[kg/m]		weight per length				
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia									
I-1[m4],I-2[m4],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes									
MRf	reinforcement material number									
It[m4]	torsional moment of inertia									
G[N/mm2]	Shear modulus									

Πίνακας 2.2-Αδρανεϊκά Χαρακτηριστικά (t=∞)

Cross-sections static properties										
SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]	
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]	
		Ayz[m2]	Iyz[m4]						α[°]	
1	2	2.0000E-01	1.670E-01	6.667E-04	0.0	0.0	34000	0.0	1.667E-02	
	3 ¹	2.348E-03	1.753E-01	1.667E-02	100.0	100.0	14167	(BEAM)	6.667E-04	
= Slab/1m										
2	1	8.5219E-02	2.475E-02	3.805E-02	38.5	-39.9	210000	1662.1		
	3 ¹	5.312E-04	3.078E-02	1.007E-02	795.5	217.6	80769	(BEAM)		
= Ext_Right_Span										
= Composit with materials: 1 4										
3	1	8.5219E-02	2.476E-02	3.805E-02	-38.5	39.9	210000	1662.1		
	3 ¹	5.311E-04	3.078E-02	1.007E-02	795.5	217.7	80769	(BEAM)		
= Ext_Left_Span										
= Composit with materials: 1 4										
4	2	1.0000E-01	8.406E-02	3.333E-04	0.0	-0.5	34000	0.0	2.083E-03	
	3 ¹	1.020E-03	8.667E-02	2.083E-03	100.0	100.0	14167	(BEAM)	3.333E-04	
				1.380E-08						-90.00
= Slab/0.5m										
6	1	8.2234E-02	2.595E-02	3.655E-02	0.0	0.0	210000	1512.1		
	3 ¹	4.880E-04	3.123E-02	6.565E-03	820.7	280.6	80769	(BEAM)		
= Int_Span										
= Composit with materials: 1 4										
¹ Reinforcements are not considered in the sectional values										
SNo	section number			yc[mm],zc[mm]		ordinate of elastic centroid				
Mat	material number			ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre				
A[m2]	sectional area			E[N/mm2]		Young's modulus				
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area			g[kg/m]		weight per length				
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia									
I-1[m4],I-2[m4],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes									
MRf	reinforcement material number									
It[m4]	torsional moment of inertia									
G[N/mm2]	Shear modulus									

2.3 Στατικό Προσομοίωμα

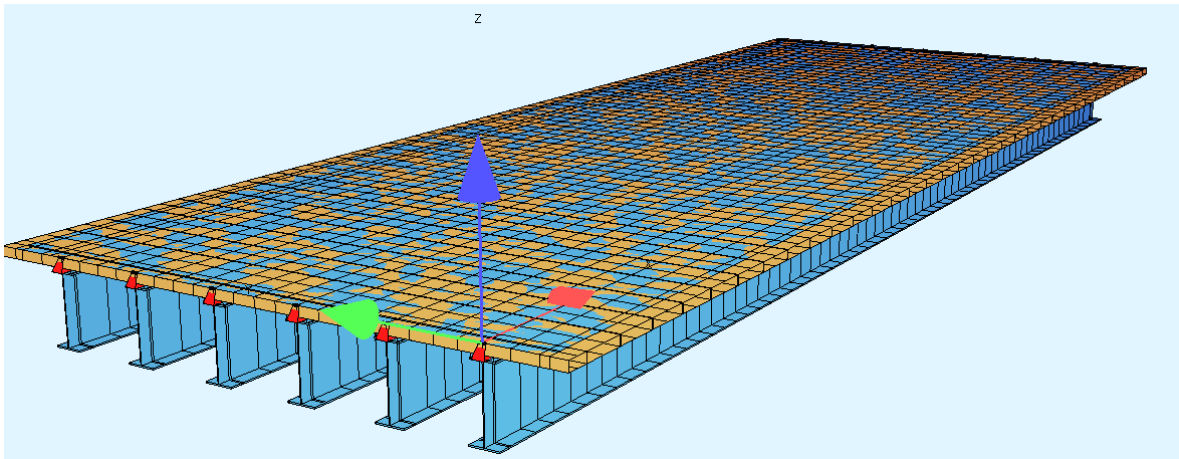
Για την ανάλυση της γέφυρας και τον υπολογισμό των τάσεων και των εντατικών μεγεθών χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Sofistik. Αρχικά, αφού ορίστηκαν τα υλικά από τα οποία θα αποτελείται η γέφυρα σύμφωνα με τον κανονισμό διαστασιολόγησης EN 1994-2004-Road Bridges-EU, σχεδιάστηκαν οι διατομές της στο περιβάλλον Sofiplus – X, ένα υποπρόγραμμα του Sofistik. Στο περιβάλλον αυτό, πέρα από τη γεωμετρία των διατομών, ορίστηκαν και κατάλληλα stress points (θέσεις σημείων υπολογισμού τάσης) σε αυτές για τον έλεγχο των τάσεων σε συγκεκριμένες θέσεις. Συγκεκριμένα, stress points ορίστηκαν στην άνω και κάτω ίνα της μεταλλικής δοκού καθώς και στην άνω και κάτω ίνα της πλάκας σκυροδέματος. Έπειτα με την εντολή boundary, έγινε η αντιστοίχιση κάθε υλικού στη σύμμικτη διατομή.

Για τη διαστασιολόγηση των κύριων δοκών επιλέχθηκε η προσομοίωση της γέφυρας ως εσχάρας δοκών. Ειδικότερα, αφού σχεδιάστηκε το ένα άνοιγμα της γέφυρας ορίστηκαν εγκάρσια και διαμήκη στοιχεία δοκού (beam elements). Στα διαμήκη στοιχεία ορίστηκαν οι σύμμικτες διατομές ενώ στα εγκάρσια οι διατομές της πλάκας σκυροδέματος. Το μοντέλο της εσχάρας δοκών είναι το σύνηθες καθώς διακρίνεται για την απλότητά του και την ακρίβεια των αποτελεσμάτων σε ότι έχει να κάνει με την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση. Στο σχήμα 2.7 φαίνεται το προσομοίωμα της εσχάρας δοκών.

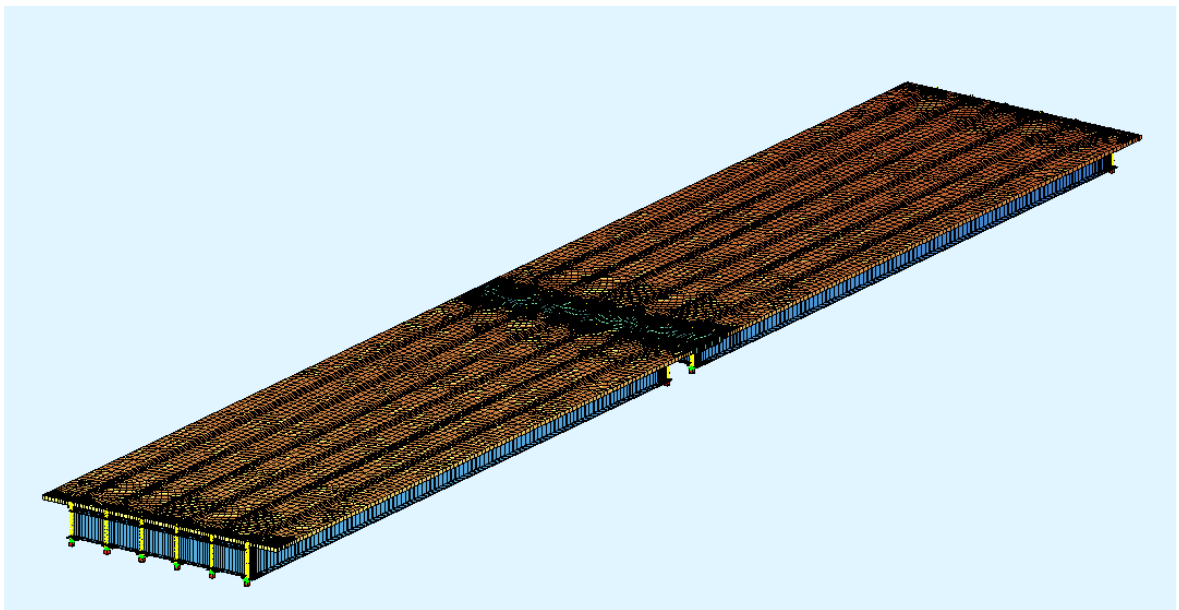
Για τον υπολογισμό των οπλισμών της πλάκας σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Σύμφωνα με αυτό η πλάκα σκυροδέματος σε αντίθεση με το μοντέλο της εσχάρας αναπαρίσταται από ένα πλήθος πεπερασμένων στοιχείων τα οποία αναλύονται το κάθε ένα ξεχωριστά δίνοντας έτσι μία πιο ακριβή εικόνα των αποτελεσμάτων. Επιπλέον οι στηρίξεις των δοκών πλέον από απλές αρθρώσεις και κυλίσεις αντικαθίστανται από τα εφέδρανα των οποίων η προσομοίωση έγινε με ελατήρια. Στο Σχήμα 2.8 απεικονίζεται το παραπάνω προσομοίωμα.

Τέλος για τον έλεγχο της διατομής σε φαινόμενα αστάθειας χρησιμοποιήθηκε το απλό προσομοίωμα μιας δοκού όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.9. Σε αυτό το μοντέλο τα φορτία εισήχθησαν ως γραμμικά σύμφωνα με το συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού.

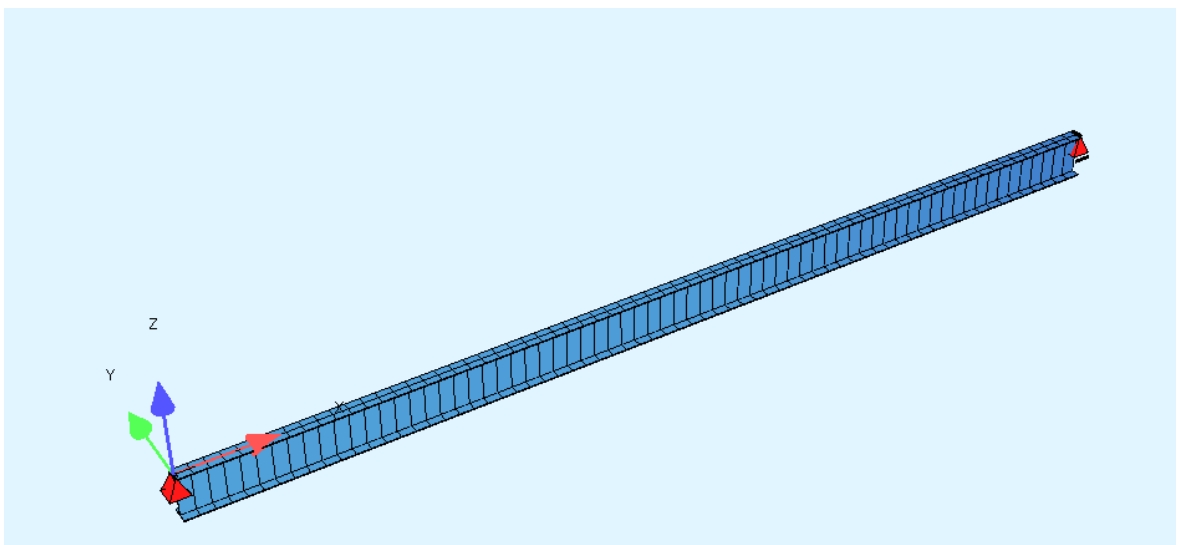
Σε ότι αφορά το πρόγραμμα ανάλυσης, οι ιδιότητες των διατομών προσδιορίστηκαν από το task Cross Section, οι συνδυασμοί των φορτίσεων δημιουργήθηκαν στο task Define Combinations και εκτελώντας γραμμική ανάλυση με το task Linear Analysis, υπολογίστηκαν τα εντατικά και παραμορφωτικά μεγέθη των διατομών. Επιπλέον, οι περιβάλλουσες των μεγεθών που χρησιμοποιήθηκαν υπολογίστηκαν με το task Superpositioning, ενώ οι τάσεις υπολογίστηκαν από το task Steel Cross Sections Resistance (Design Elements, Beams). Τέλος η εποπτεία των αποτελεσμάτων έγινε από το tab Results αλλά και γραφικά από το task Interactive Graphics.



Σχήμα 2.7- Μοντέλο Εσχάρας Δοκών



Σχήμα 2.8- Επιφανειακά Πεπερασμένα Στοιχεία



Σχήμα 2.9- Απλό Προσομοίωμα Μίας Δοκού

3 Δομικά Υλικά

3.1 Εισαγωγή

Τα υλικά με τα οποία διαστασιολογείται η γέφυρα είναι :

➤ Σκυρόδεμα C35/45

Μέτρο ελαστικότητας : $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$
Ειδικό βάρος : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Ειδικό βάρος νωπού σκυρ/τος : $\gamma_{c,wet} = 26 \text{ kN/m}^3$
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 : $\gamma_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Λόγος Poisson : $\nu = 0.3$
Όριο διαρροής : $f_y = 355 \text{ MPa}$

➤ Χάλυβας Οπλισμού B500B

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

➤ Διατμητικοί ήλοι :

Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής αντοχής $f_u = 450 \text{ MPa}$
και διαμέτρου $\Phi 19$

➤ Συντελεστές ασφαλείας : $\gamma_c = 1.5$, $\gamma_a = 1.0$, $\gamma_s = 1.15$, $\gamma_v = 1.25$

3.2 Σκυρόδεμα -Ερπυσμός

Σε ισοστατικά συστήματα, όπως σε αμφιέρειστες δοκούς, η δυσκαμψία της δοκού στις αρηγμάτωτες περιοχές μειώνεται λόγω ερπυσμού με τη πάροδο του χρόνου. Η μείωση αυτή έχει ως αποτέλεσμα αύξηση βελών, ανακατανομή τάσεων από το σκυρόδεμα στη χαλύβδινη δοκό.

Οι ως άνω επιρροές ονομάζονται πρωτογενείς επιρροές και δεν προκαλούν εντατικά μεγέθη σε ισοστατικούς φορείς. Αντίθετα σε υπερστατικά συστήματα όπως σε συνεχείς γέφυρες ο ερπυσμός έχει ως αποτέλεσμα την ανακατανομή ροπών, με αύξηση αρνητικών και μείωση θετικών, και την ανάπτυξη επιπλέον τεμνουσών δυνάμεων και άρα διαμήκους διάτμησης στη διεπιφάνεια μεταξύ πλάκας και χαλύβδινης δοκού.

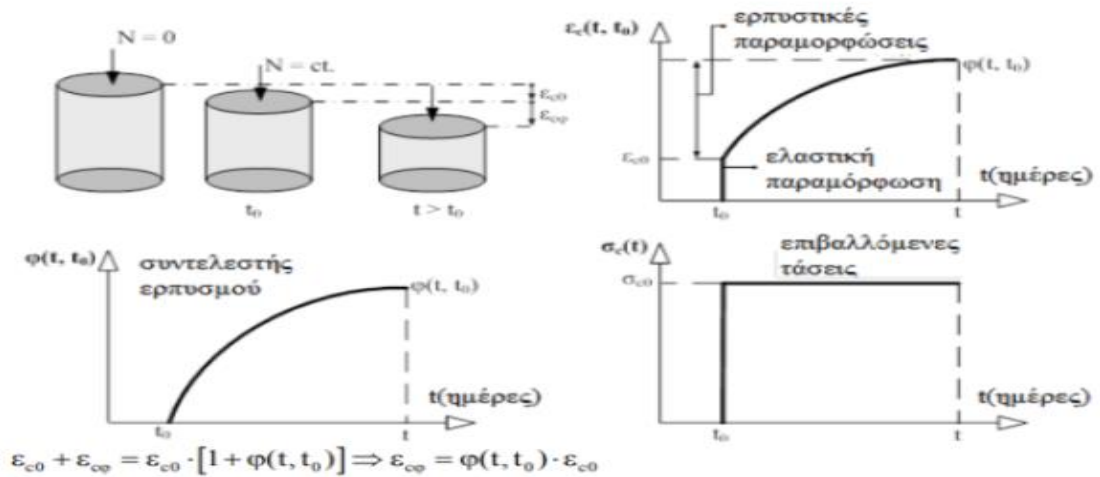
Επομένως αναπτύσσονται πρόσθετες ροπές οι οποίες αποτελούν τις δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού. Στη γέφυρα που εξετάζεται εμφανίζονται μόνο πρωτογενείς επιρροές ερπυσμού. Για να λάβουμε υπόψη τον ερπυσμό στην ανάλυση της γέφυρας υπολογίζεται ο λόγος ισοδυναμίας n για βραχυχρόνια και για μακροχρόνια φορτία όπως φαίνεται στα Σχήματα 3.1 και 3.2, ενώ οι υπολογισμοί δίνονται ακολούθως:

$$\text{Βραχυχρόνια: } n_o = E_a / E_{cm} = 210 / 34 = 6.178 \quad (3.1)$$

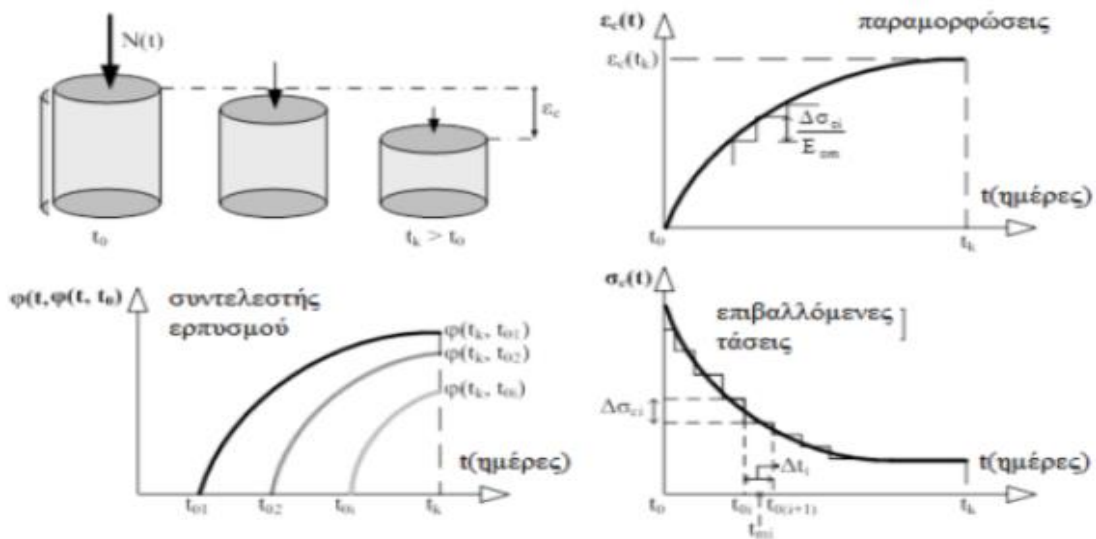
Μακροχρόνια: $n_L = n_o * [+ \psi_L * \varphi(t, t_o)]$ (3.2)

-για μόνιμες δράσεις (π.χ. ίδια βάρη) $\rightarrow n_L = n_P$ και $\psi_L = \psi_P = 1.10$

-για χρονικά μεταβαλλόμενων μόνιμων φορτίων (π.χ. συστολή ξήρανσης) $\rightarrow n_L = n_{PT}$ και $\psi_L = \psi_{PT} = 0.55$



Σχήμα 3.1-Ερπυσμός λόγω μόνιμων φορτίων (P)



Σχήμα 3.2-Ερπυσμός λόγω χρονικά μεταβαλλόμενων μόνιμων φορτίων (PT)

Ο συντελεστής ερπυσμού δίνεται σύμφωνα με τον EN1992-1-1 [15], από τη σχέση: $\varphi(t, t_0) = \beta_c(t, t_0) * \varphi_0$ (3.3)

Στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζονται οι σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν για στον υπολογισμό.

Όνομαστικός συντελεστής ερπυσμού

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Επιρροή σχετικής υγρασίας

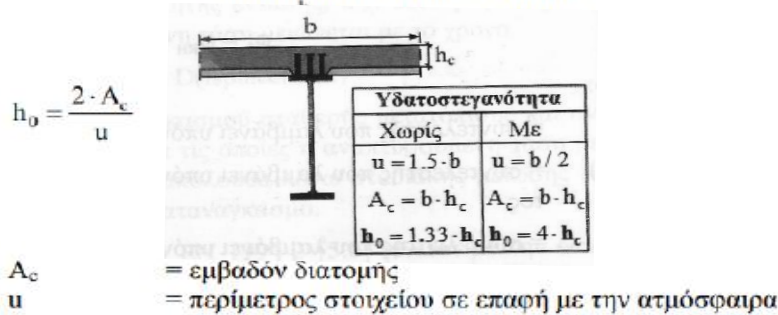
$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{για } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \text{για } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

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

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

RH = σχετική υγρασία περιβάλλοντος %
= ονομαστικό ύψος στοιχείου [mm]



Σχήμα 3.3- Αναλυτικές Σχέσεις Υπολογισμού Συντελεστή Ερπυσμού

Για $t = \infty$ και για $t_0 = 7$ ημέρες, $RH=70\%$

→ $A_c = 0.44 \text{ cm}^2$, $h_0 = 800 \text{ mm}$, $\varphi_{RH}=1.28$, $\beta(t_0)=0.635$, $\beta(f_{cm})=2.562$ → $\varphi_0 = 2.08$

→ $\beta_H = 1477.5 < 1350$ → $\beta_c(t, t_0) = 0.988$

→ $\varphi_g(t, t_0) = 2.05$ ==> $n_g = 6.18 / [1 + \psi_g \cdot \varphi_g(t, t_0)]$ ==> $n_g = 20.12 = n_L$

Ανάλογα με τη χρονική στιγμή ελέγχου και αν χρειάζεται, εισάγουμε τον λόγο ισοδυναμίας n_L στο προσομοίωμα πολλαπλασιάζοντας τον όρο μέσα στην αγκύλη με το E_{cm} . Συγκεκριμένα στην ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν 2 χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές, η τιμή $t=0$ και η τιμή $t=\infty$ που αντιστοιχεί στη χρονική στιγμή $t=30000$ ημέρες δηλαδή σε 100 χρόνια (χρονικός ορίζοντας με βάση τον οποίο γίνεται ο σχεδιασμός γεφυρών). Τη πρώτη χρονική στιγμή οι έλεγχοι έγιναν με το πλήρες μέτρο ελαστικότητας $E_{cm}=34000 \text{ MPa}$ και τη δεύτερη με το απομειωμένο, δηλαδή με $E_{cm}=10446 \text{ MPa}$.

3.3 Σκυρόδεμα- Συστολή Ξήρανσης

Η συστολή ξήρανσης οφείλεται σε συρρίκνωση και σε αυτογενή ξήρανση του σκυροδέματος. Στις σύμμικτες γέφυρες λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη σύμφωνα με τον EN 1994-2 [23]. Η βράχυνση του σκυροδέματος παρεμποδίζεται λόγω της διατμητικής σύνδεσης με τη χαλύβδινη δοκό ώστε να αναπτύσσεται μία εφελκυστική δύναμη στη πλάκα N_{sh} και μία αυτεντατική κατάσταση αναπτύσσοντας στη διατομή μία ροπή M_{sh} . Το ως άνω αυτεντατικό σύστημα αποτελεί τις πρωτογενείς επιρροές της συστολής ξήρανσης. Σε ισοστατικούς φορείς δεν εμποδίζονται οι παραμορφώσεις και επομένως εκεί σταματά η επιρροή της συστολής ξήρανσης. Κατά αντιστοιχία με τον ερπυσμό μπορεί να υπολογιστεί ο λόγος ισοδυναμίας $n_s = 15,9$ ($t=\infty$). Επομένως, το μέτρο ελαστικότητας λόγω συστολής

ξήρανσης προκύπτει $E_{cm} = 13214$ MPa. Οι μαθηματικοί τύποι που χρησιμοποιήθηκαν δίνονται παρακάτω:

Ανηγμένη παραμόρφωση λόγω συρρίκνωσης :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (3.4)$$

Όπου, t = ηλικία σε ημέρες

t_s = ηλικία κατά την έναρξη της συρρίκνωσης και λαμβάνεται ίσο με 1 ημέρα

$k_h = 1.0$ για $h_o = 100$ mm, 0.85 για $h_o = 200$ mm, 0.75 για $h_o = 300$ mm και

0.7 για $h_o > 500$ mm (h_o ιδεατό πάχος πλάκας)

Συνάρτηση χρονικής εξέλιξης:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \cdot \sqrt{h_o^3}}, \quad (3.5)$$

Βασική ανηγμένη παραμόρφωση της συρρίκνωσης:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 * [(220 + 110 * a_{ds1}) * \exp(-a_{ds2} * f_{cm}/10)] * 10^{-6} * \beta_{RH}, \quad (3.6)$$

$a_{ds1} = 3, 4$ ή 6 για τσιμέντα κατηγορίας S, N, ή R αντίστοιχα

$a_{ds2} = 0.13, 0.12$ ή 0.11 για τσιμέντα κατηγορίας S, N, ή R αντίστοιχα υγρασία

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100\%} \right)^3 \right], \text{ } Rh \text{ σχετική υγρασία} \quad (3.7)$$

Έτσι υπολογίστηκαν :

$$\beta_{ds}(t, t_0) = 0.976$$

$$\beta_{RH} = 1.018$$

$$\varepsilon_{cd} = 232 * 10^{-6}$$

Στη συνέχεια με τη βοήθεια του επεξεργαστή κειμένου (Teddy) του λογισμικού η παραπάνω τιμή της παραμόρφωσης εφαρμόστηκε ομοιόμορφα στο σκυρόδεμα.

4 Δράσεις

4.1 Εισαγωγή

Οι δράσεις οι οποίες επενεργούν σε μία οδική γέφυρα οφείλονται σε διάφορους παράγοντες και αιτίες. Καταρχάς, υπάρχουν τα μόνιμα φορτία που οφείλονται στα ίδια βάρη των μελών (κύριων δοκών, πλάκας καταστρώματος κλπ), αλλά και τα λοιπά μόνιμα, αυτά δηλαδή λόγω του επιπρόσθετου πάχους των πεζοδρομίων, της ασφαλόστρωσης του οδοστρώματος και των, απαραίτητων για την ορθή λειτουργία της γέφυρας, στηθαίων ασφαλείας, κιγκλιδωμάτων και φωτισμών. Υπάρχουν επίσης, λόγω της κυκλοφορίας κατακόρυφα κινητά φορτία, όπως αυτά προκύπτουν σε μορφή και τιμές από το Μοντέλο Φόρτισης 1, καθώς και οριζόντια φορτία τροχοπέδησης-επιτάχυνσης. Τα πραγματικά φορτία πάνω στις οδογέφυρες προέρχονται από διάφορες κατηγορίες οχημάτων και από πεζούς. Σημαντικές δράσεις ακόμα, είναι αυτές του ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση το φορέα και των θερμοκρασιακών μεταβολών που αναπτύσσονται στα επιμέρους στοιχεία.

4.2 Μόνιμες Δράσεις

Το ίδιο βάρος του χάλυβα λαμβάνεται απ'ευθείας από το λογισμικό με την εντολή DLZ 1.1, εφόσον έχουμε καθορίσει τα γεωμετρικά στοιχεία των χρησιμοποιούμενων διατομών λαμβάνοντας προσαύξηση 10 % για να συμπεριληφθούν βάρη από συγκολλήσεις και λοιπά χαλύβδινα ελάσματα. Τα υπόλοιπα φορτία εισάγονται ως επιφανειακά στο πρόγραμμα ενώ τα φορτία στηθαίων ασφαλείας ως γραμμικά. Αναλυτικά:

- Ίδιο Βάρος Πλάκας Καταστρώματος : $25 \text{ kN/m}^3 * 0,20 \text{ m} = 5,0 \text{ kN/m}^2$
- Πρόπλακα : $25 \text{ kN/m}^3 * 0,07 \text{ m} = 1,74 \text{ kN/m}^2$
- Πεζοδρόμια : $25 \text{ kN/m}^3 * (0,25 + 0,32)/2 = 7,13 \text{ kN/m}^2 + 7,875 \text{ kN/m}$
(Γραμμικό)
- Ασφαλτικά : $24 \text{ kN/m}^3 * 0,1 = 2,4 \text{ kN/m}^2$
- Πρόσθετο Φορτίο Εξομάλυνσης : $0,5 \text{ kN/m}^2$
- Σύστημα Αναχαίτησης : 1 kN/m
- Κιγλίδωμα : $0,5 \text{ kN/m}$

Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 3.2 στις μόνιμες δράσεις συμπεριλαμβάνεται και η συστολή ξήρανσης. Στο παρόν προσομοίωμα λήφθηκε υπ' όψιν στους υπολογισμούς ως ομοιόμορφη ελαστική βράχυνση του σκυροδέματος με τιμή $\epsilon_{cd} = 232 * 10^{-6}$.

4.3 Μεταβλητές Δράσεις

4.3.1 Φορτία Κυκλοφορίας

4.3.1.1 Κατακόρυφα Φορτία Οδοστρώματος

Σύμφωνα με τον EN-1991-2 [14] το πλάτος του οδοστρώματος w πρέπει να μετράται μεταξύ των εσωτερικών ορίων των συστημάτων αναχαίτησης ή μεταξύ των κρασπέδων και δεν θα πρέπει να περιλαμβάνει την απόσταση μεταξύ των σταθερών συστημάτων συγκράτησης ή των κράσπεδων μιας κεντρικής νησίδας ούτε και τα πλάτη αυτών των

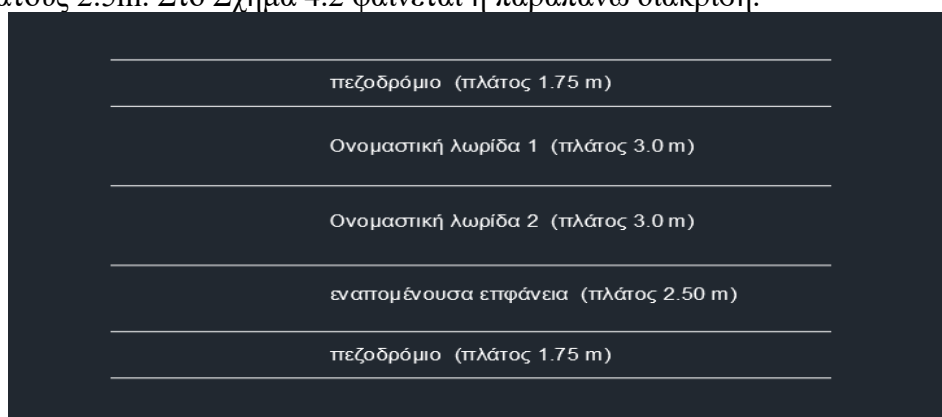
συστημάτων συγκράτησης οχημάτων. Στη συνέχεια το πλάτος αυτό υποδιαιρείται σε ονομαστικές λωρίδες πλάτους w_1 σύμφωνα με το Σχήμα 4.1.

Πλάτος οδοστρώματος w	Αριθμός ονομαστικών λωρίδων	Πλάτος ονομαστικής λωρίδας w_l	Πλάτος εναπομένουσας επιφάνειας
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για παράδειγμα, για πλάτος οδοστρώματος ίσο με 11m, $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, και το πλάτος της εναπομένουσας επιφάνειας είναι $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.

Σχήμα 4.1 – Αριθμός και πλάτος των ονομαστικών λωρίδων κυκλοφορίας

Η λωρίδα με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη ονομάζεται λωρίδα 1 και ακολουθείται από τις υπόλοιπες. Στην γέφυρα που εξετάζεται το πλάτος του οδοστρώματος είναι 8.5m. Επομένως χωρίζεται σε 2 ονομαστικές λωρίδες με $w_1 = 3\text{m}$ και μία εναπομένουσα επιφάνεια πλάτους 2.5m. Στο Σχήμα 4.2 φαίνεται η παραπάνω διάκριση.

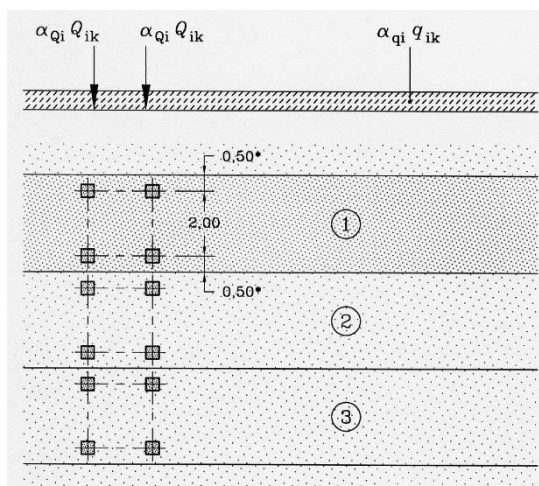


Σχήμα 4.2- Διαχωρισμός Λωρίδων Κυκλοφορίας

Η τρέχουσα κυκλοφορία στους Ευρωπαϊκούς δρόμους καλύπτεται από πρότυπες φορτίσεις (Load Models-LM), όπως προδιαγράφονται στο EN 1991-2 [14]. Για να ληφθούν υπόψη τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας χρησιμοποιήθηκε η πρότυπη φόρτιση LM1 η οποία καλύπτει τις περισσότερες επιρροές της κυκλοφορίας από φορτηγά και επιβατηγά αυτοκίνητα. Αποτελείται από δύο συστήματα, διαξονικά συγκεντρωμένα φορτία TS μεγέθους $a_{Qi} * Q_{ik}$ ανά άξονα και ομοιόμορφα καταναμημένα φορτία UDL μεγέθους $a_{qi} * q_{ik}$. Στο Σχήμα 4.3 φαίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές της φόρτισης LM1 ενώ στο Σχήμα 4.4 απεικονίζονται οι λεπτομέρειες της φόρτισης.

Θέση	Σύστημα δίδυμου άξονα TS	Σύστημα UDL
	Αξονικά Φορτία Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ή 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 (q_{ik})	0	2,5

Σχήμα 4.3 – Πρότυπη Φόρτιση 1: χαρακτηριστικές τιμές



Σχήμα 4.4-Λεπτομέρειες Πρότυπης Φόρτισης 1

Όπου :

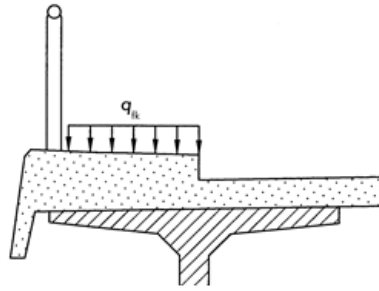
- (1) Λωρίδα 1 : $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- (2) Λωρίδα 2 : $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- (3) Λωρίδα 3 : $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

* Για $w_l = 3,00 \text{ m}$

Στο προσομοίωμα τα UDL τοποθετήθηκαν σε όλο το μήκος του ανοίγματος με την βαριά κυκλοφορία να θεωρείται στα αριστερά. Τα TS τοποθετήθηκαν σε διάφορες θέσεις σε όλο το μήκος με σκοπό να προκύψουν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για κάθε έλεγχο.

4.3.1.2 Κατακόρυφα Φορτία Πεζοδρομίων

Τα κατακόρυφα φορτία πεζοδρομίων περιλαμβάνουν ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$. Για οδικές γέφυρες αν το φορτίο αυτό βρίσκεται σε συνδυασμό με τα φορτία κυκλοφορίας, τότε μειώνεται σε $q_{f,comb} = 3 \text{ kN/m}^2$. Στο Σχήμα 4.5 φαίνονται τα φορτία πεζοδρομίων.



Σχήμα 4.5-Φορτία Πεζοδρομίων

4.3.1.3 Οριζόντιες Δυνάμεις Πέδησης και Επιτάχυνσης

Η δύναμη πέδησης είναι μία διαμήκης δύναμη που δρα στο επίπεδο της επίστρωσης του οδοστρώματος. Η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης πέδησης Q_{Ik} για ολόκληρο το μήκος του οδοστρώματος είναι ίση με :

$$Q_{Ik} = 0.6 * \alpha_{Q1} * (2 * Q_{Ik}) + 0.10 * \alpha_{q1} * q_{Ik} * w_l * L, \quad (4.1)$$

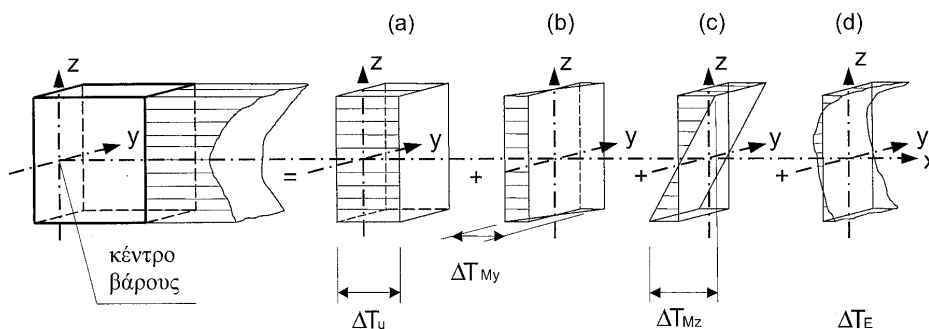
Όπου: $180 * \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{Ik} \leq 900 \text{ kN}$, L το μήκος του οδοστρώματος

Στην προκειμένη περίπτωση $Q_{Ik} = 449,1 \text{ kN}$ και $180 \text{ kN} < Q_{Ik} = 449,1 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$.

Οι δυνάμεις επιτάχυνσης είναι ίσες και αντίθετες των δυνάμεων πέδησης, έτσι ώστε οι δυνάμεις που εφαρμόζονται για να καλύψουν και τις δύο περιπτώσεις είναι $\pm Q_{Ik}$.

4.3.2 Θερμοκρασία

Ημερήσιες και εποχιακές μεταβολές της θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά, της ηλιακής ακτινοβολίας, της ανάκλασης, κλπ., προκαλούν διαφοροποιήσεις στην κατανομή θερμοκρασίας στα επιμέρους δομικά στοιχεία μιας κατασκευής. Το μέγεθος αυτών των θερμοκρασιακών επιδράσεων εξαρτάται από ένα σύνολο παραγόντων όπως για παράδειγμα οι κλιματολογικές συνθήκες μιας περιοχής, ο προσανατολισμός της κατασκευής, η μάζα της κλπ. Η κατανομή θερμοκρασίας σε ένα μεμονωμένο δομικό στοιχείο μπορεί να διακριτοποιηθεί στις ακόλουθες τέσσερις βασικές συνιστώσες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.6 [12] :



Σχήμα 4.6- Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών κατανομής θερμοκρασίας

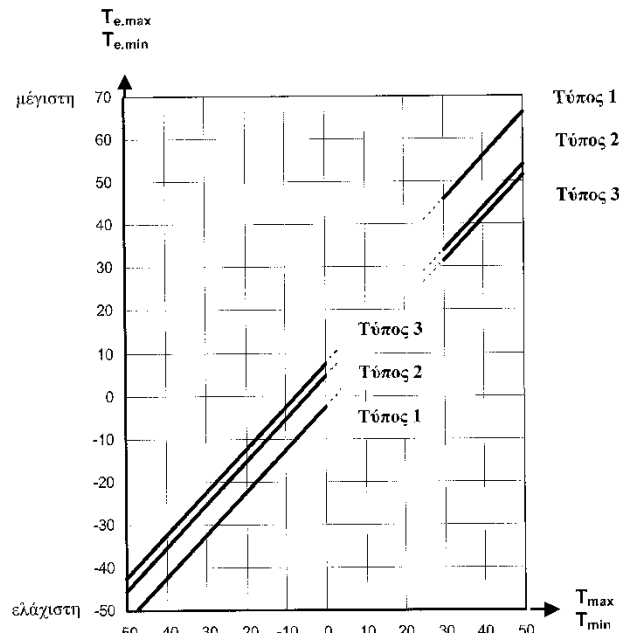
Όπου:

- ΔT_N ή (ΔT_u) , η ομοιόμορφα κατανεμημένη στο ύψος της δοκού
- ΔT_{My} , ΔT_{Mz} , οι γραμμικές μεταβολές στους άξονες y και z αντίστοιχα
- ΔT_E , η μη γραμμική μεταβολή

Στο προσομοίωμα εισάγεται ο συντελεστής θερμικής διαστολής για κάθε υλικό, ο οποίος για σύμμικτες γέφυρες λαμβάνει την ίδια τιμή για χάλυβα και σκυρόδεμα, δηλαδή $\alpha_t=10^{-5}$ ανά $^{\circ}\text{C}$.

4.3.2.1 Συνιστώσα Ομοιόμορφης Μεταβολής ΔT_N

Η συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας εξαρτάται από την ελάχιστη και τη μέγιστη θερμοκρασία που θα αναπτυχθεί σε μια γέφυρα. Εξ'αυτών προκύπτει ένα εύρος ομοιόμορφων θερμοκρασιακών μεταβολών, που έχει ως αποτέλεσμα την μεταβολή μήκους των μελών ενός μη παρεμποδιζόμενου φορέα. Για γέφυρες κατηγορίας 2, στην οποία ανήκουν οι σύμμικτες γέφυρες, οι θερμοκρασία της γέφυρας είναι περίπου 5°C πάνω από τη θερμοκρασία του αέρα. 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 Σχήματος 4.7 και με βάση τον EN 1991-1-5 [12] για την ομάδα 2 μπορούμε να προσδιορίσουμε τις αντίστοιχες θερμοκρασίες της γέφυρας ($T_{e,\min}$ και $T_{e,\max}$).



Σχήμα 4.7-Συνιστώμενες τιμές $T_{e,\min}$, $T_{e,\max}$

Η εξεταζόμενη γέφυρα βρίσκεται σε περιοχή με $T_{e,\min} = -15^{\circ}\text{C}$ και $T_{e,\max} = 45^{\circ}\text{C}$. Οι αντίστοιχες θερμοκρασίες της γέφυρας είναι $T_{e,\min} = -10^{\circ}\text{C}$ και $T_{e,\max} = 50^{\circ}\text{C}$. Υποθέτοντας θερμοκρασία κατασκευής $T_0 = 15^{\circ}\text{C}$ υπολογίζονται :

$$1. \quad \Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 15 - (-10) = 25^{\circ}\text{C} \quad (4.2)$$

$$2. \quad \Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 50 - 15 = 35^{\circ}\text{C} \quad (4.3)$$

Οι ΔT_N εισήχθησαν στο προσομοίωμα ως temperature load σε όλο το μήκος των δοκών. Στα Σχήματα 4.15, 4.16 στο τέλος του κεφαλαίου φαίνονται τα φορτία.

4.3.2.2 Συνιστώσα Θερμοκρασιακής διαφοράς ΔT_M

Η συνιστώσα ΔT_M λαμβάνει υπόψη την ανομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή των διαφόρων τμημάτων της γέφυρας. Στον σχεδιασμό χρησιμοποιούμε την γραμμικά μεταβαλλόμενη ως προς τον οριζόντιο άξονα συνιστώσα της ΔT_M . Σύμφωνα με την Προσέγγιση I στο EN1991-1-5 [12] η ΔT_M είναι η θερμοκρασιακή διαφορά της μεταξύ της άνω και της κάτω επιφάνειας του φορέα. Εξετάζονται οι $\Delta T_{M,heat}$, για άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω και $\Delta T_{M,cool}$, για κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω.

Για την παρούσα γέφυρα ελήφθησαν οι τιμές $\Delta T_{M,heat} = 15^\circ\text{C}$ και $\Delta T_{M,cool} = 18^\circ\text{C}$. Στο προσομοίωμα εφαρμόστηκαν με το ίδιο τρόπο, όπως οι ΔT_N και με το κατάλληλο πρόσημο, θέτοντας το φορτίο ως Temperature dz. Στα Σχήματα 4.17, 4.18 φαίνονται οι φορτίσεις.

4.3.2.3 Συνδυασμός ΔT_N και ΔT_M

Σε ειδικές περιπτώσεις οι παραπάνω θερμοκρασιακές συνιστώσες συνδυάζονται και θεωρούνται ως ενιαία δράση. Η σχέση συνδυασμού γράφεται :

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N * \Delta T_{N,exp} \quad (4.4)$$

ή

$$\omega_M * \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} \quad (4.5)$$

Τα ίδια ισχύουν και για τις $\Delta T_{M,cool}$ και $\Delta T_{N,con}$ αντίστοιχα.

Κάθε συνδυασμός θεωρείται ως μία δράση και εξετάζεται η δυσμενέστερη περίπτωση. Οι συντελεστές συνδυασμού είναι $\omega_N = 0,35$ και $\omega_M = 0,75$

4.3.3 Άνεμος

Η δύναμη του ανέμου προσδιορίζεται σύμφωνα με τον EN1991-1-4 [11] ως συνάρτηση των παρακάτω :

- Της βασικής ταχύτητας ανέμου v_b
- Του συντελεστή έκθεσης c_e
- Του συντελεστή δύναμης c_f και
- Της επιφάνειας αναφοράς A_{ref}

Συγκεκριμένα η δύναμη του ανέμου δίνεται από τη σχέση :

$$F_{W,yk} = (1/2) * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,y}, \text{ όπου} \quad (4.6)$$

$$C: \text{ συντελεστής ανεμοφόρτισης, } C = c_e * c_{f,y} \quad (4.7)$$

$A_{ref,y}$: επιφάνεια αναφοράς στην εγκάρσια διεύθυνση (m^2)

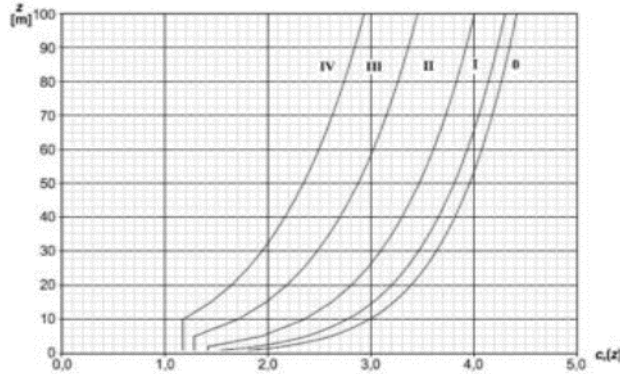
$c_{f,y}$: συντελεστής δύναμης στην εγκάρσια διεύθυνση

➤ Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} \quad (4.8)$$

Οι τιμές των συντελεστών διεύθυνσης και εποχής, C_{dir} και C_{season} αντίστοιχα λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα και έτσι η τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου λαμβάνεται ίση με τη θεμελιώδη τιμή της $v_{b,0}$. Η τελευταία, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και τα παράλια έως και 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη ενδοχώρα. Στην περίπτωση της εξεταζόμενης γέφυρας λαμβάνεται $v_{b,0} = 27$ m/s.

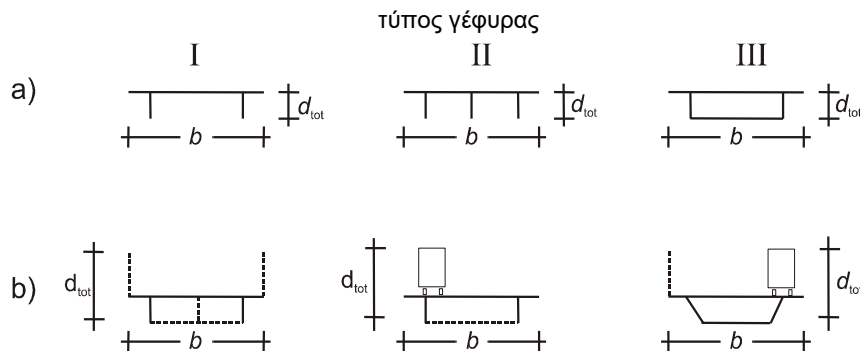
- Συντελεστής Έκθεσης c_e
Για κατηγορία εδάφους II και απόσταση μεταξύ του άξονα του καταστρώματος από το έδαφος $z_e = 20$ m, ο συντελεστής έκθεσης προσδιορίζεται σύμφωνα με το Σχήμα 4.8 ως $c_e = 2,8$.



Σχήμα 4.8-Συντελεστής Έκθεσης c_e

- Συντελεστής Δύναμης $c_{fy,0}$

Ο συντελεστής δύναμης εξαρτάται από το πλάτος καταστρώματος b και από το συνολικό ύψος καταστρώματος d_{tot} συμπεριλαμβανομένης της κυκλοφορίας, των πετασμάτων, ηχοπετασμάτων κλπ. Στο Σχήμα 4.9 φαίνεται ο υπολογισμός του d_{tot} σύμφωνα με τον EN1991-1-4 [11]:



Σχήμα 4.9- Υπολογισμός d_{tot}

Όπου: α) φάση κατασκευής ή ανοιχτά παραπέτα (περισσότερο από 50 % ανοιχτά)

β) με παραπέτα ή φράγματα θορύβου ή κυκλοφορία

Παρακάτω υπολογίζεται η δύναμη του ανέμου για τρεις περιπτώσεις ως εξής:

- Εγκάρσιος Άνεμος-Γέφυρα χωρίς κυκλοφορία

Πλάτος Καταστρώματος: $b = 12,7$ m

Συνολικό ύψος: $d_{tot} = 1,5 + 0,27 + 0,32 = 2,09$ m

Συντελεστής Δύναμης: $b/d_{tot} = 6,07 > 4 \rightarrow c_{fy,0} = 1,3 * 1,25 = 1,63$ (λόγω της εγκάρσιας κλίσης του οδοστρώματος)

Συντελεστής Ανεμοφόρτισης: $C = 1,63 * 2,8 = 4,56$ (4.9)

Ύψος αναφοράς: $d_{ref} = d_{tot} + 2 * d_1$, όπου d_1 ύψος στηθαίου ασφαλείας ίσο με $0,5$ m. $\rightarrow d_{ref} = 3,07$ m

Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref} = L * d_{ref} = 101,31 \text{ m}^2$, όπου L το συνολικό μήκος της γέφυρας

Συνεπώς: $F_{W_{yk}} = 210,5 \text{ kN}$ (4.6)

- Εγκάρσιος Άνεμος-Γέφυρα με κυκλοφορία

Πλάτος Καταστρώματος: $b = 12,7 \text{ m}$

Συνολικό ύψος: $d_{tot} = 1,5 + 0,27 + 0,1 + 2 = 3,87 \text{ m}$

Συντελεστής Δύναμης: $b/d_{tot} = 3,28 < 4$

→ $c_{fy,0} = 1,3 + (2,4 - 1,3) * (4 - 3,87) / 4 = 1,33 * 1,25 = 1,66$ (Γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στο λόγω της εγκάρσιας κλίσης του οδοστρώματος)

Συντελεστής Ανεμοφόρτισης: $C = 1,66 * 2,8 = 4,66$

Ύψος αναφοράς: $d_{ref} = d_{tot} + 2$, (Οδικές γέφυρες με κυκλοφορία) → $d_{ref} = 4,09 \text{ m}$

Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref} = L * d_{ref} = 134,97 \text{ m}^2$, όπου L το συνολικό μήκος της γέφυρας

Συνεπώς: $F_{W_{yk}} = 287 \text{ kN}$ (4.6)

Η τιμή συνδυασμού με τα φορτία κυκλοφορίας είναι $\psi_0 * F_{W_{yk}} = 0,6 * 287 = 172,2 \text{ kN}$, η οποία είναι μικρότερη από τη μέγιστη τιμή του συνδυασμού $F_W = 208 \text{ kN}$ που λαμβάνεται για μειωμένη βασική ταχύτητα ανέμου ίση με 23 m/sec .

- Εγκάρσιος Άνεμος – Γέφυρα στη Φάση Κατασκευής

Πλάτος Καταστρώματος: $b = 12,7 \text{ m}$

Συνολικό ύψος: $d_{tot} = 1,5 \text{ m}$

Συντελεστής Δύναμης: $b/d_{tot} = 8,47 > 4 \rightarrow c_{fy,0} = 1,3 * 1,25 = 1,63$

Συντελεστής Ανεμοφόρτισης: $C = 1,63 * 2,8 = 4,56$

Ύψος αναφοράς: $d_{ref} = 2 * d_{tot} \rightarrow d_{ref} = 3 \text{ m}$

Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref} = L * d_{ref} = 99 \text{ m}^2$, όπου L το συνολικό μήκος της γέφυρας

Συνεπώς: $F_{W_{yk}} = 112,86 \text{ kN}$, (4.6) η οποία λαμβάνεται για μειωμένη βασική ταχύτητα ανέμου ίση με 20 m/sec .

- Διαμήκης Άνεμος

Ο άνεμος στη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας δεν είναι κρίσιμος και μπορεί να αμεληθεί.

- Κατακόρυφος Άνεμος (z)- Γέφυρα χωρίς Κυκλοφορία

Ο κατακόρυφος άνεμος μπορεί να δρα τόσο προς τα πάνω, όσο και προς τα κάτω και λαμβάνεται με συντελεστή δύναμης $c_{f,z} = \pm 0,9$, χωρίς να λαμβάνονται υπόψιν τα φορτία κυκλοφορίας.

Συντελεστής δύναμης ανέμου: $C = 2,8 * 0,9 = 2,52$

(4.10)

Επιφάνεια αναφοράς: $A_{ref,z} = 33 \cdot 12,7 = 419,1 \text{ m}^2$

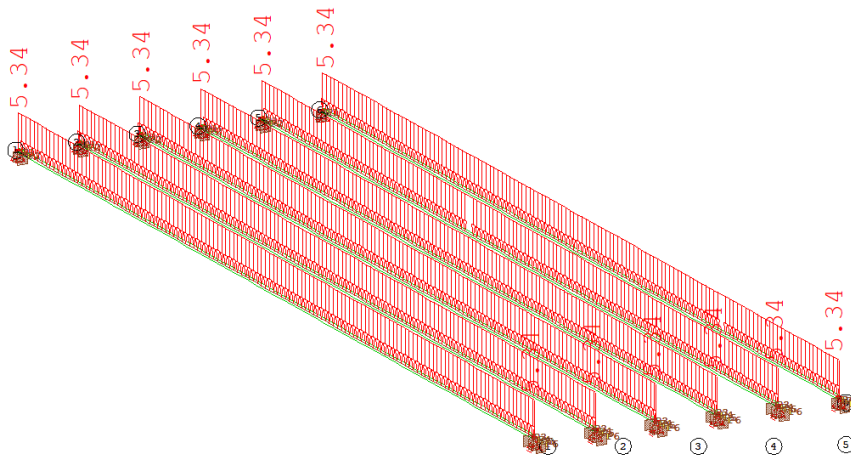
Συνεπώς: $F_{wyk} = 481,2 \text{ kN}$

(4.6)

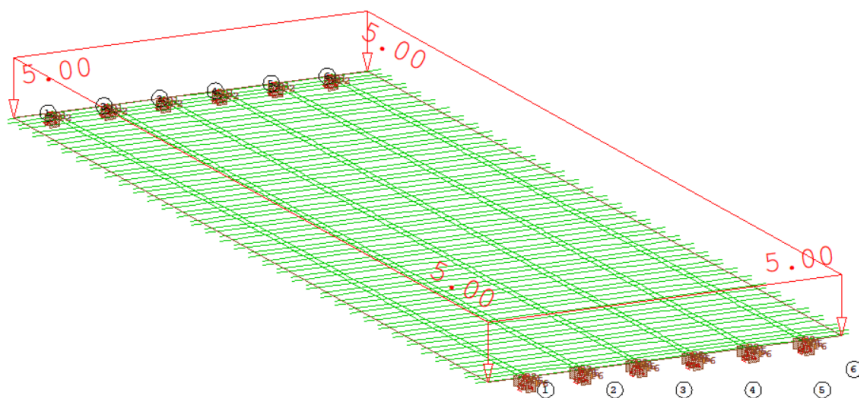
4.3.4 Λοιπές Δράσεις

Φορτίσεις όπως η τροχοπέδηση, ο άνεμος και ο σεισμός παραλαμβάνονται μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας καταστρώματος και δε προκαλούν σημαντική καταπόνηση στις κύριες δοκούς. Από αυτές τις φορτίσεις η τροχοπέδηση και ο άνεμος υπολογίστηκαν για λόγους πληρότητας.

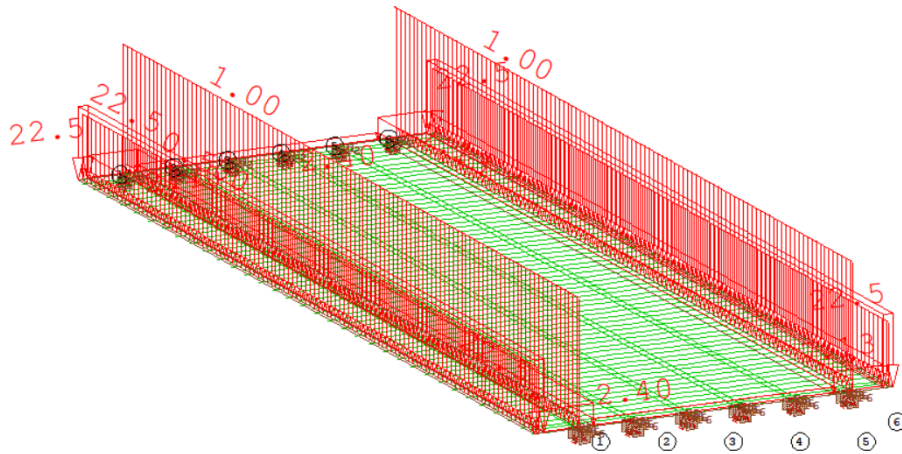
Οι φορτίσεις που τελικά εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα παρουσιάζονται παρακάτω στα σχήματα που ακολουθούν:



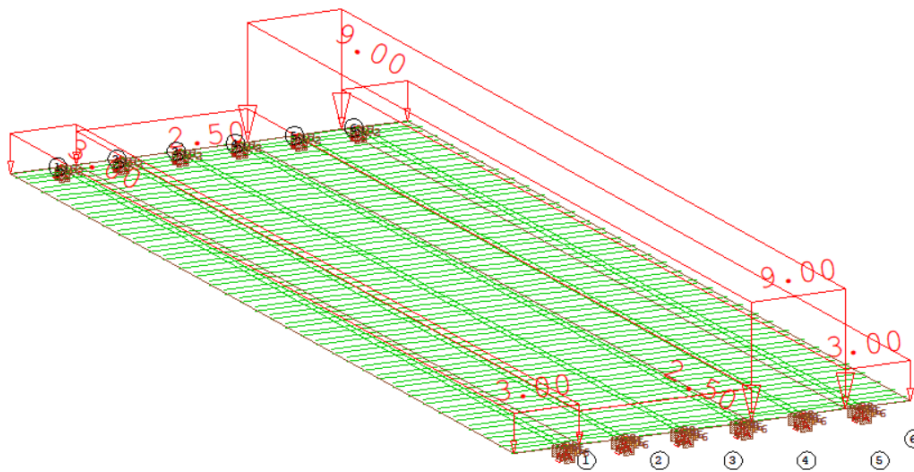
Σχήμα 4.10- Ίδιο Βάρος Χάλυβα



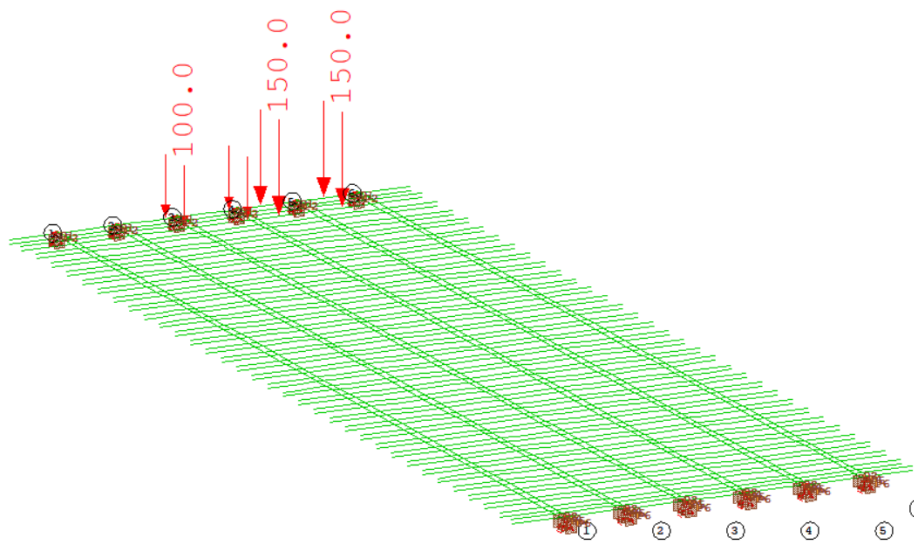
Σχήμα 4.11- Ίδιο Βάρος Πλάκας Σκυροδέματος



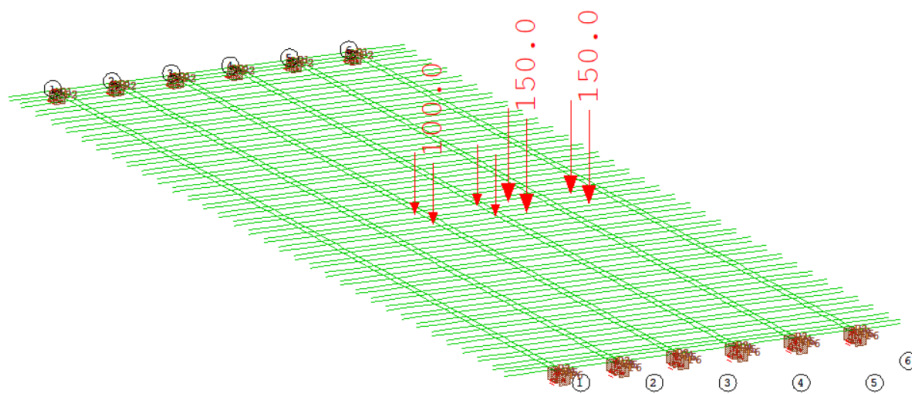
Σχήμα 4.12- Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία



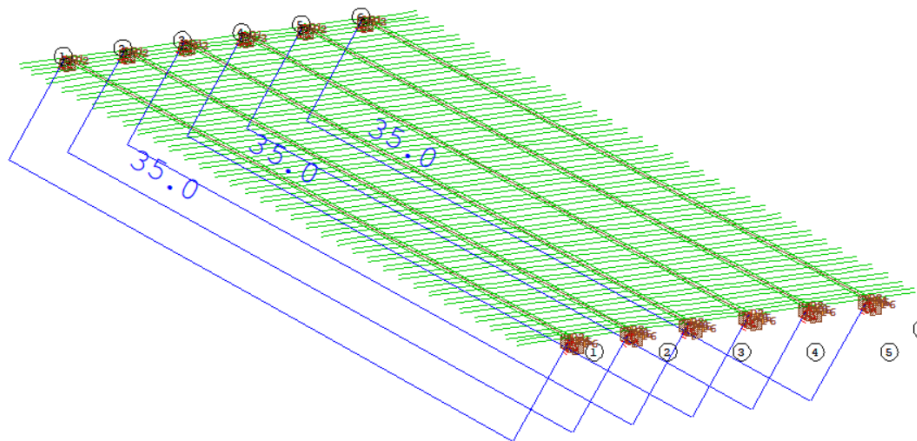
Σχήμα 4.13- UDL και $q_{f,comb}$



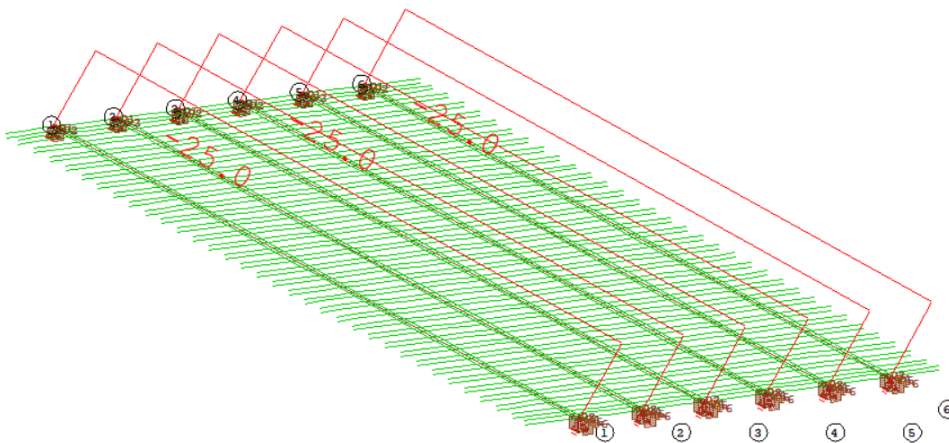
Σχήμα 4.14- TS στη Στήριξη



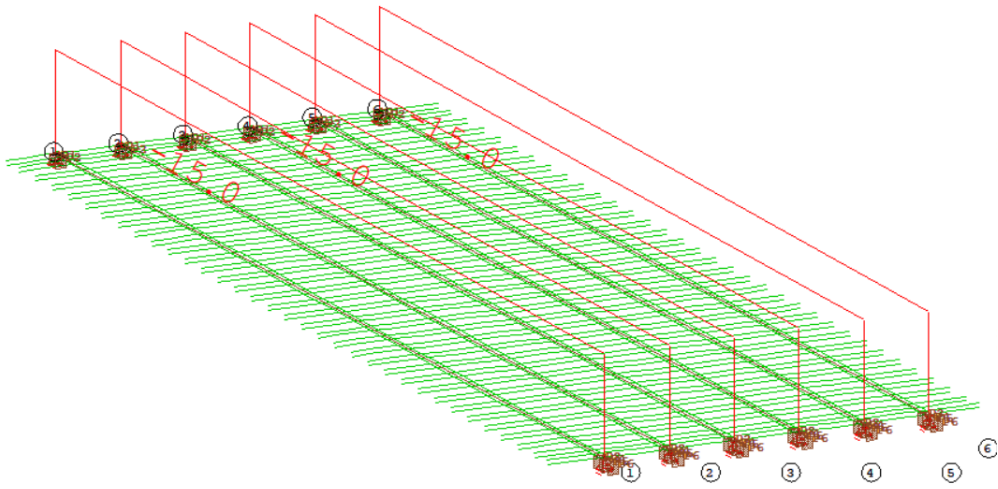
Σχήμα 4.15- TS στο Άνοιγμα



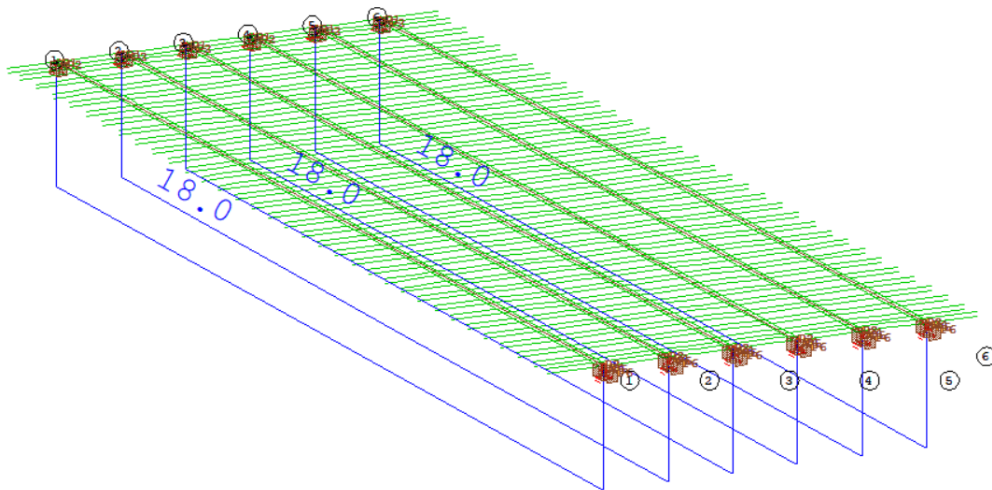
Σχήμα 4.16- $\Delta T_{N,exp}$



Σχήμα 4.17- $\Delta T_{N,con}$



Σχήμα 4.18- $\Delta T_{M,heat}$



Σχήμα 4.19- $\Delta T_{M,cool}$

5 Βάσεις Σχεδιασμού

5.1 Γενικά

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται, σύμφωνα με τον EN1990 [9], ως εξής:

- Καταστάσεις διαρκείας (persistent situations), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις (transient), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες.
- Τυχηματικές καταστάσεις (accidental), που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.
- Καταστάσεις σεισμού (seismic), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

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

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ultimate limit states) ή ΟΚΑ.
2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (serviceability limit states) ή ΟΚΛ.

Οι ΟΚΑ αφορούν:

- Την απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα (κατάσταση EQU).
- Την αστοχία της ανωδομής (κατάσταση STR).
- Την αστοχία λόγω κόπωσης (κατάσταση FAT).
- Την αστοχία θεμελίωσης ή εδάφους (κατάσταση GEO).

Οι ΟΚΛ αφορούν:

- Τις παραμορφώσεις.
- Τον περιορισμό των τάσεων.
- Τις ρηγματώσεις σκυροδέματος.
- Τις ταλαντώσεις.

5.2 Συνδυασμοί Δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ'αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλα (συντελεστές συνδυασμού ψ) για καθεμία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα [3].

5.2.1 Συνδυασμοί ΟΚΑ

Οι συνδυασμοί των δράσεων που ορίζονται από τον EN1990-1-1 [9] για οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) (πλην κόπωσης) είναι :

- Καταστάσεις διαρκείας (Βασικός Συνδυασμός)
$$\sum_{\geq 1} \gamma_g \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{\geq 1} \gamma_{Q1} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (5.1)$$

➤ Τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{i \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (5.2)$$

➤ Καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{i \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (5.3)$$

➤ Φάση Κατασκευής (Βασικός Συνδυασμός)

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \psi_Q \cdot Q_{ck} \quad (5.4)$$

Τα παραπάνω σύμβολα αναπαριστούν:

(+) συμβολίζει «επαλληλία με»

Σ: συμβολίζει «το συνδυαστικό αποτέλεσμα»

G_k : είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων 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

γ_{Gj} : επιμέρους συντελεστής ασφάλειας μόνιμων φορτίων

γ_Q : επιμέρους συντελεστής ασφάλειας κινητών φορτίων

γ_p : επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για την προένταση

γ_1 : είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας για σεισμό

ψ : συντελεστής συνδυασμού

Q_c : κατασκευαστικά φορτία

Ο Ευρωκώδικας προτείνει για οδογέφυρες για τους συντελεστές συνδυασμού τις τιμές που φαίνονται στον Πίνακα 5.1:

Πίνακας 5.1-Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ

Δράση	Σύμβολο	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Φορτία κυκλοφορίας (βλέπε EN 1991-2, Πίνακα 4.4)	gr1a (LM1+φορτία πεζοδρόμων ή ποδηλατοδρόμων) 1)	TS UDL Φορτία πεζοδρόμων +ποδηλατοδρόμων 2)	0,75 0,40 0,40	0,75 0,40 0,40	0 0 0
	Gr1b (μονοαξονικό)		0	0,75	0
	Gr2 (οριζόντιες δυνάμεις)		0	0	0
	Gr3 (φορτία πεζών)		0	0	0
	Gr4 (LM4 – φόρτιση ανθρωποσυνωστισμού))		0	0,75	0
	Gr5 (LM3 – ειδικά οχήματα))		0	0	0
	Δράσεις ανέμου	F_{pk}		0,6	0,2
- Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια - Εκτέλεση			0,8	-	0
F_{pk}^*			1,0	-	-
Θερμικές δράσεις	T_k	0,6 ³⁾	0,6	0,5	
Φορτία γιονιού	$Q_{sk,i}$ (κατά την εκτέλεση)	0,8	-	-	
Φορτία κατασκευής	Q_c	1,0	-	1,0	

1) Οι προτεινόμενες τιμές των ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 για gr1a και gr1b δίδονται για οδική κυκλοφορία η οποία αντιστοιχεί σε συντελεστές προσαρμογής α_{Q1} , α_{Q1} , α_{Q1} και β_Q ίσους με 1. Εκείνες που σχετίζονται με το UDL αντιστοιχούν σε πιο κοινά σενάρια κυκλοφορίας, στα οποία σπανίως μπορεί να εμφανιστεί συσσώρευση φορτηγών. Άλλες τιμές μπορούν να υιοθετηθούν για άλλες κατηγορίες διαδρομών, ή για άλλη αναμενόμενη κυκλοφορία, που επηρεάζουν την επιλογή των αντίστοιχων συντελεστών α . Για παράδειγμα, μια τιμή ψ_2 διαφορετική από το μηδέν μπορεί να θεωρηθεί μόνο για το σύστημα UDL του LM1, για γέφυρες που υφίστανται βαριά συνεχή κυκλοφορία. Βλέπε επίσης EN 1998.

2) Η τιμή συνδυασμού του φορτίου πεζοδρομίων και ποδηλατοδρόμων, η οποία αναφέρεται στον Πίνακα 4.4α του EN 1991-2, είναι «μειωμένη» τιμή. Οι συντελεστές ψ_0 και ψ_1 ισχύουν για την τιμή αυτή.

3) Η συνιστώμενη τιμή ψ_0 για τις θερμικές δράσεις μπορεί στις περισσότερες περιπτώσεις να μειωθεί σε 0 για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας: EQU, STR και GEO. Βλέπε επίσης τους Ευρωκώδικες σχεδιασμού.

Για οδικές γέφυρες οι συνδυασμοί, τα φορτία και οι συντελεστές που λαμβάνονται υπόψη συνοψίζονται στον Πίνακα 5.2.

Πίνακας 5.2- Συνδυασμοί Δράσεων

No	G+C _{σκ}	S _{σκ}	Q	T	W	G _{wet}
	Μόνιμες και δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού	Συστολή ξήρανσης δευτερογενείς επιρροές	Φορτία κυκλοφορίας	Θερμοκρασία	Άνεμος	Διαφορικές καθιζήσεις
1	1.35	1.0	gr1a·1.35	0	1.5·0.6 or 1.5·F _w [*]	1.2 ή 1.35
2	1.35	1.0	1.35·(TS·0.75+UDL·0.4+q _g [*] ·0.4)	1.5	0	1.2 ή 1.35
3	1.35	1.0	1.35·(TS·0.75+UDL·0.4+q _g [*] ·0.4)	0	1.5 φορτισμένη γέφυρα	1.2 ή 1.35
4	1.35	1.0	0	0	1.5 αφόρτιστη γέφυρα	1.2 ή 1.35

Στην περίπτωση της εξεταζόμενης γέφυρας, η διαστασιολόγηση των κύριων δοκών έγινε με βάση το συνδυασμό: 1,35G + 1S + 1,35Q, όπου:

G → Ίδια βάρη και πρόσθετα μόνιμα φορτία, τα οποία λαμβάνονται υπόψη με σταθερό συντελεστή ασφάλειας σε όλο το μήκος της γέφυρας.

Q → Φορτία κυκλοφορίας (λαμβάνεται υπόψη πλήθος φορτίσεων ώστε να προκύψουν οι περιβάλλουσες για όλα τα εντατικά μεγέθη, σύμφωνα με τη ομάδα φορτισης gr1a).

S → Συστολή ξήρανσης

Για τη Φάση Κατασκευής ελέγχθηκε ο συνδυασμός 1.35G_{st} + 1.5G_{wet} + 1.5Q_c, όπου

G_{st} → Ίδια βάρη χαλύβδινων στοιχείων

G_{wet} → Ίδιο βάρος νωπής πλάκας σκυροδέματος (λαμβάνεται ως μεταβλητό φορτίο, επί το δυσμενέστερο)

Q_c → Κατασκευαστικό φορτίο σκυροδέτησης

Οι συνδυασμοί Ελέγχου Κοπώσεως παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 7 ενώ για τους ελέγχους διατμητικής σύνδεσης στο Κεφάλαιο 8.

5.2.2 Συνδυασμοί ΟΚΛ

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

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός (characteristic combination)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (5.5)$$

- Συχνός συνδυασμός (frequent combination)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{21} \cdot Q_{ki} \quad (5.6)$$

- Οιονεί μόνιμος ή ημιμόνιμος (quasi-permanent situation)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i > 1} \psi_{21} \cdot Q_{ki} \quad (5.7)$$

Στην συγκεκριμένη περίπτωση οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί που προέκυψαν κατά τον έλεγχο είναι:

Χαρακτηριστικοί: G + S + Q + 0.6T

Συχνοί : G + S + 0.5T + 0.2Q_{UDL}

G + S + 0.75Q_{TS} + 0.4Q_{UDL} + 0.5T

6 Έλεγχοι Επάρκειας

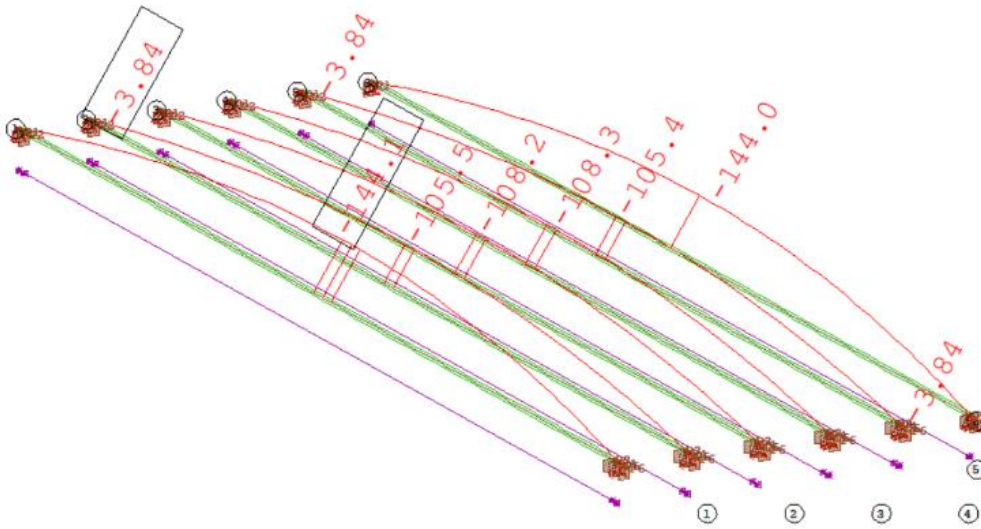
6.1 Έλεγχος Επάρκειας Σε ΟΚΑ

Για να ελεγχθεί η επάρκεια της κύριας δοκού στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ), υπολογίστηκε η περιβάλλουσα των τάσεων που προέκυψε για τον δυσμενέστερο συνδυασμό $1,35G + S + 1,35Q$. Κατόπιν στην δυσμενέστερη θέση, η οποία όπως προβλεπόταν ήταν στη μέση του ανοίγματος, έγινε κατάταξη της διατομής και στη συνέχεια ο έλεγχος με βάση τις ανισώσεις ασφαλείας.

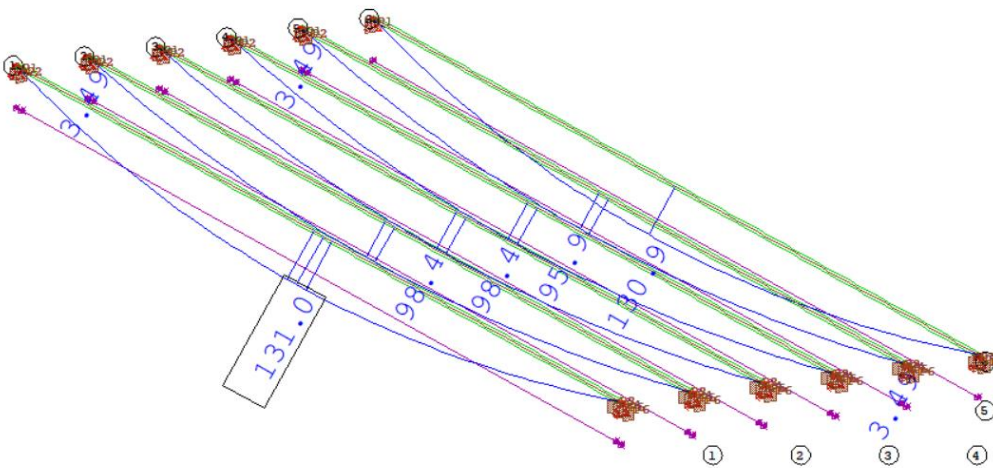
Συγκεκριμένα, για να ληφθούν υπόψιν οι φάσεις κατασκευής της γέφυρας και τα διαφορετικά αδρανειακά χαρακτηριστικά των διατομών στο χρόνο, λόγω της επιρροής του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης, δημιουργήθηκαν διαφορετικά προσομοιώματα και οι τάσεις που προέκυψαν από κάθε φάση αθροίστηκαν στη συνέχεια. Το πρώτο προσομοίωμα αφορούσε τη φάση κατασκευής κατά την οποία τα φορτία που επιβάρυναν την κατασκευή ήταν το βάρος του χάλυβα, το ίδιο βάρος της πρόπλακας και το βάρος της πλάκας σκυροδέματος τα οποία παραλήφθηκαν μόνο από τη μεταλλική δοκό. Στη φάση λειτουργίας, όπου πλέον έχει αποκατασταθεί η σύμμικτη λειτουργία των δοκών, συμμετείχαν τα φορτία κυκλοφορίας των οποίων η επίδραση λήφθηκε για $t=0$ κάνοντας χρήση του πλήρους μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος δηλαδή $E_{cm}=34000$ MPa. Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία δυσμενοποιούν την επίδρασή τους για $t=\infty$, όταν δηλαδή λαμβάνει χώρα ο ερπυσμός του σκυροδέματος και γι' αυτό λοιπόν υπολογίστηκαν για μειωμένο μέτρο ελαστικότητας λόγω ερπυσμού, δηλαδή $E_{cm}=10446$ MPa. Τέλος, για να ληφθεί υπόψιν η επίδραση της συστολής ξήρανσης, όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 3, υπολογίστηκε το νέο μέτρο ελαστικότητας, το οποίο προέκυψε $E_{cm}=13214$ MPa. Σημειώνεται ότι η δυσμενέστερη δοκός προέκυψε η αριστερή καθώς σε αυτή έχει εφαρμοστεί η βαριά κυκλοφορία. Τα αποτελέσματα παρατίθενται παρακάτω, ενώ στα Σχήματα 6.1-6.14 φαίνονται οι περιβάλλουσες των τάσεων.

Μέγιστες Ορθές Τάσεις:

- Φάση Κατασκευής $\rightarrow 1,35G_1$ (όπου G_1 το ίδιο βάρος του χάλυβα και της πλάκας σκυροδέματος)
 - Άνω ίνα χαλύβδινης δοκού: $\sigma_{AO} = -144,0$ MPa
 - Κάτω ίνα χαλύβδινης δοκού: $\sigma_{AU} = 130,9$ MPa

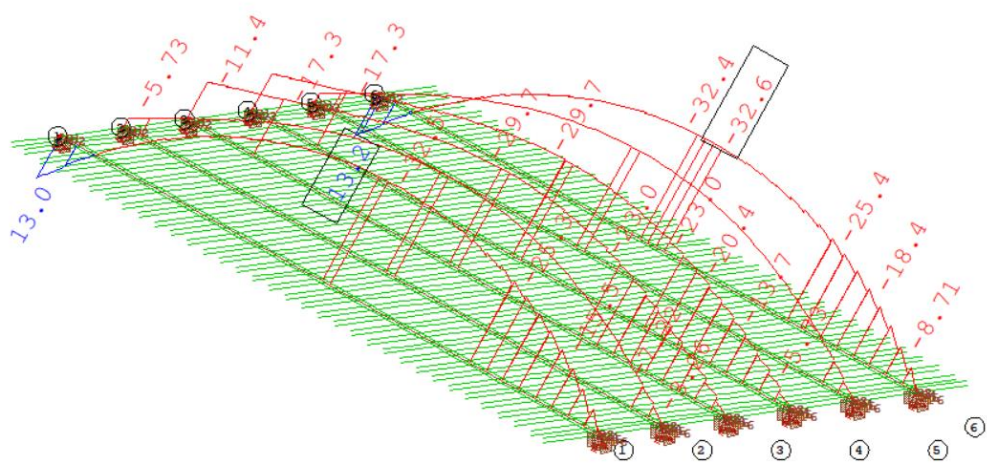


Σχήμα 6.1- Ορθές Τάσεις Άνω Ίνας Χάλυβα (G₁)

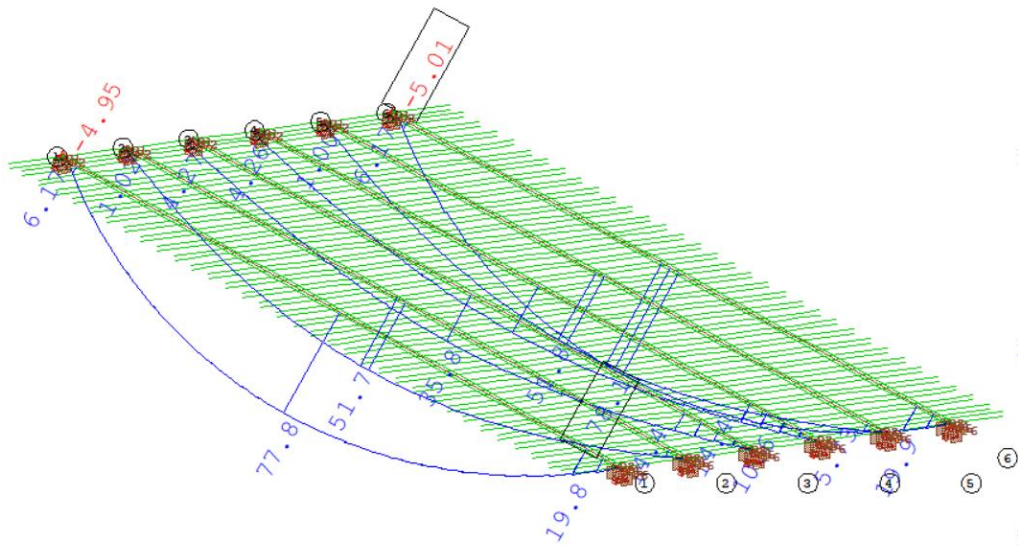


Σχήμα 6.2- Ορθές Τάσεις Κάτω Ίνας Χάλυβα (G₁)

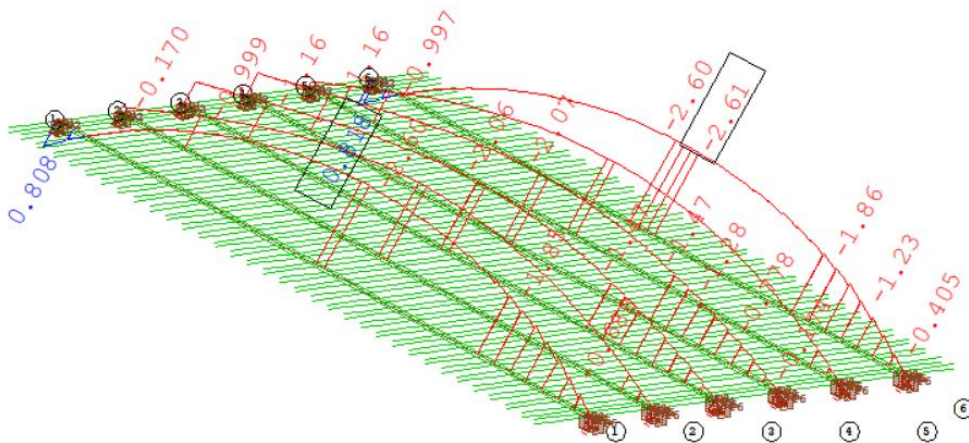
- Φάση Λειτουργίας → 1,35G₂ (όπου G₂ τα πρόσθετα μόνιμα), E_{cm} = 10446 MPa
 - Άνω ίνα χαλύβδινης δοκού: $\sigma_{AO} = -32,6$ MPa
 - Κάτω ίνα χαλύβδινης δοκού: $\sigma_{AU} = 78,1$ MPa
 - Άνω ίνα σκυροδέματος: $\sigma_{CO} = -2,61$ MPa
 - Κάτω ίνα σκυροδέματος: $\sigma_{CU} = -1,62$ MPa



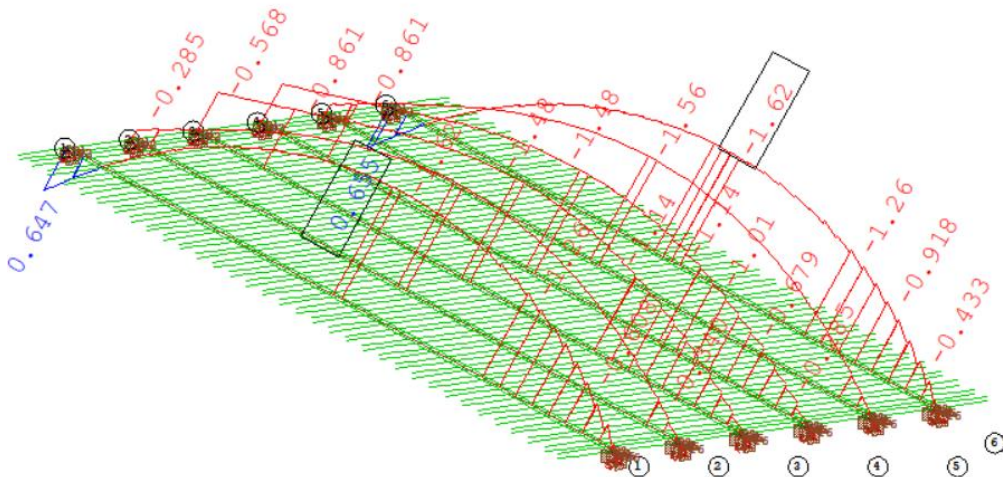
Σχήμα 6.3- Ορθές Τάσεις Άνω Ίνας Χάλυβα (G₂)



Σχήμα 6.4- Ορθές Τάσεις Κάτω Ίνας Χάλυβα (G₂)

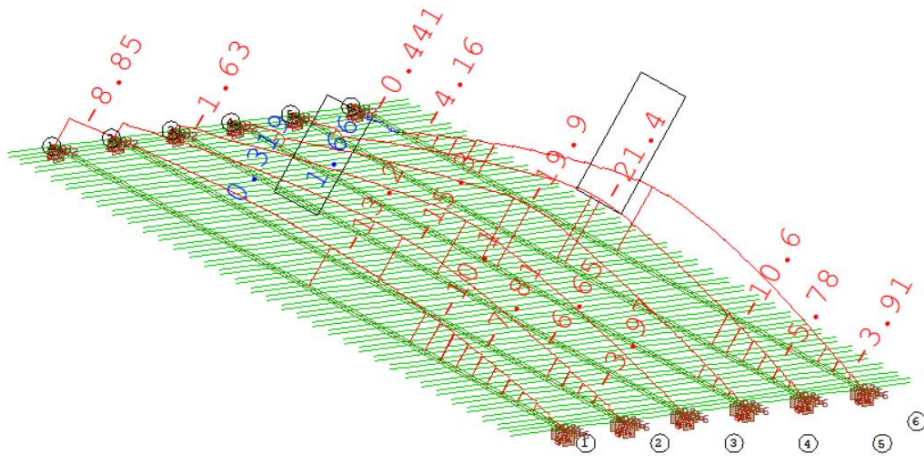


Σχήμα 6.5- Ορθές Τάσεις Άνω Ύνας Σκυροδέματος (G₂)

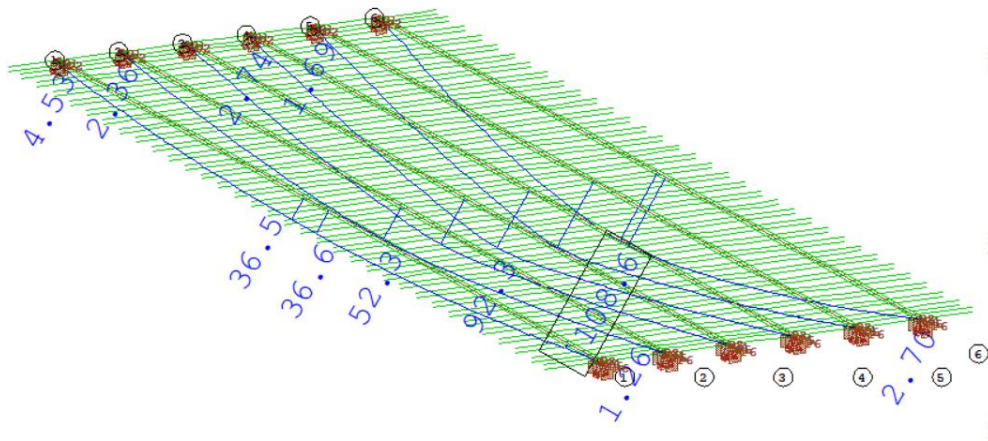


Σχήμα 6.6- Ορθές Τάσεις Κάτω Ύνας Σκυροδέματος (G₂)

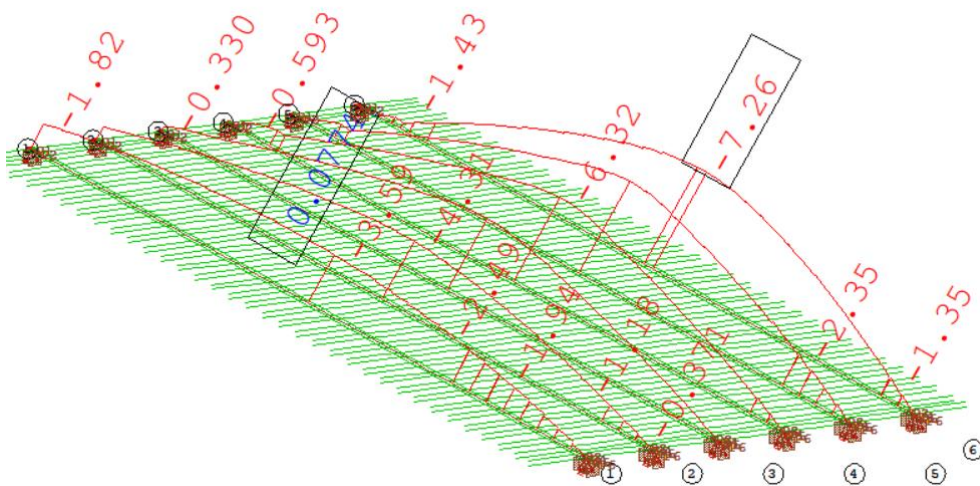
- Φάση Λειτουργίας → 1,35Q (όπου Q τα UDL και TS), $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$
 - Άνω ίνα χαλύβδινης δοκού: $\sigma_{AO} = -21,4 \text{ MPa}$
 - Κάτω ίνα χαλύβδινης δοκού: $\sigma_{AU} = 108,6 \text{ MPa}$
 - Άνω ίνα σκυροδέματος: $\sigma_{CO} = -7,26 \text{ MPa}$
 - Κάτω ίνα σκυροδέματος: $\sigma_{CU} = -3,47 \text{ MPa}$



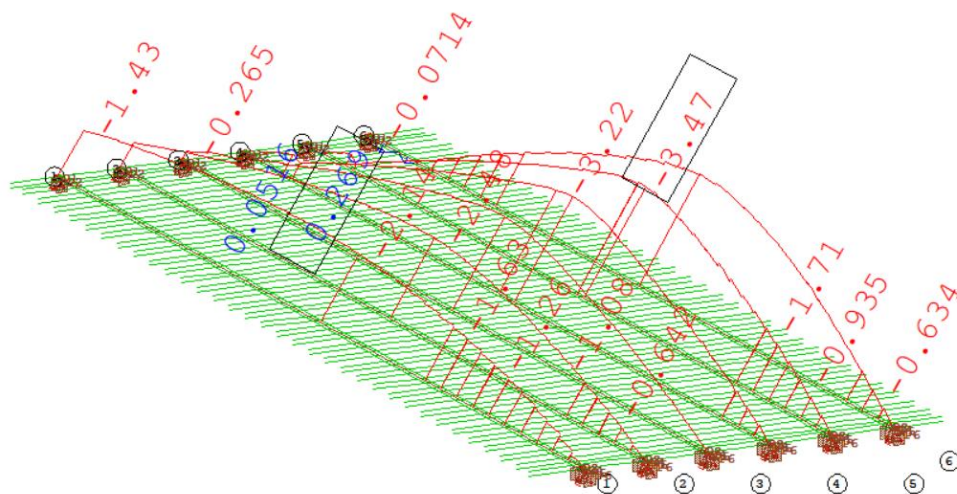
Σχήμα 6.7- Ορθές Τάσεις Άνω Ίνας Χάλυβα (Q)



Σχήμα 6.8- Ορθές Τάσεις Κάτω Ίνας Χάλυβα (Q)

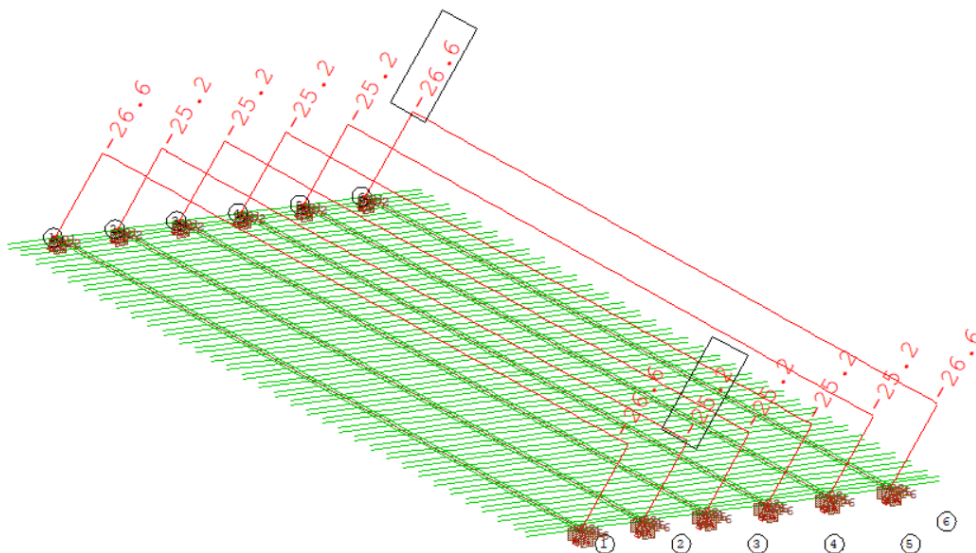


Σχήμα 6.9- Ορθές Τάσεις Άνω Ίνας Σκυροδέματος (Q)

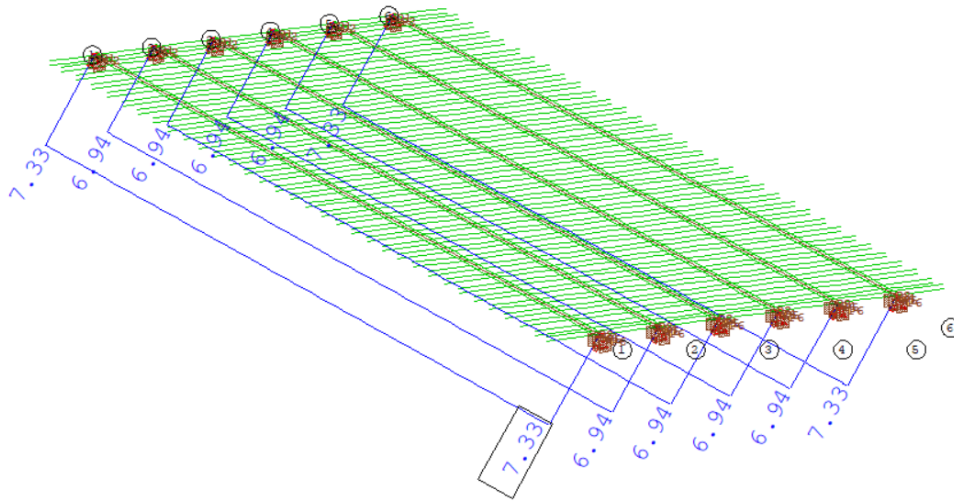


Σχήμα 6.10- Ορθές Τάσεις Κάτω Ύνας Σκυροδέματος (Q)

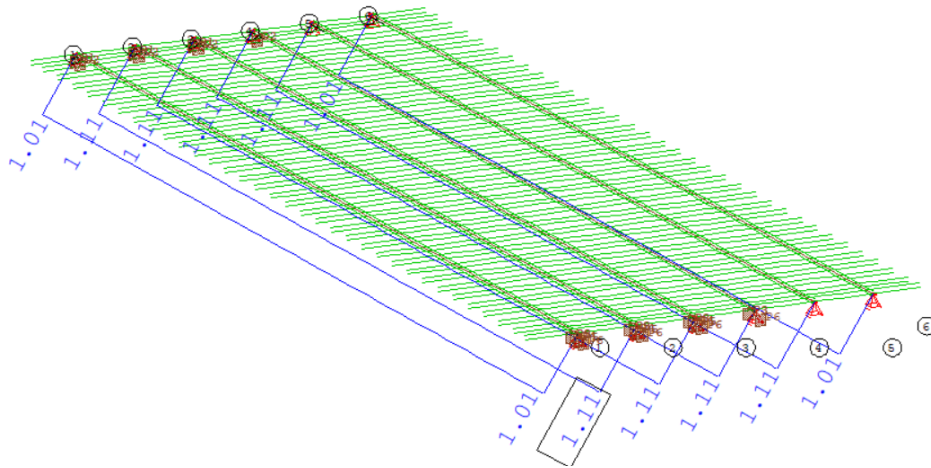
- Φάση Λειτουργίας→S (όπου S η συστολή ξήρανσης), $E_{cm} = 13214 \text{ MPa}$
 - Άνω ίνα χαλύβδινης δοκού: $\sigma_{AO} = -26,6 \text{ MPa}$
 - Κάτω ίνα χαλύβδινης δοκού: $\sigma_{AU} = 7,33 \text{ MPa}$
 - Άνω ίνα σκυροδέματος: $\sigma_{CO} = 1 \text{ MPa}$
 - Κάτω ίνα σκυροδέματος: $\sigma_{CU} = 1,4 \text{ MPa}$



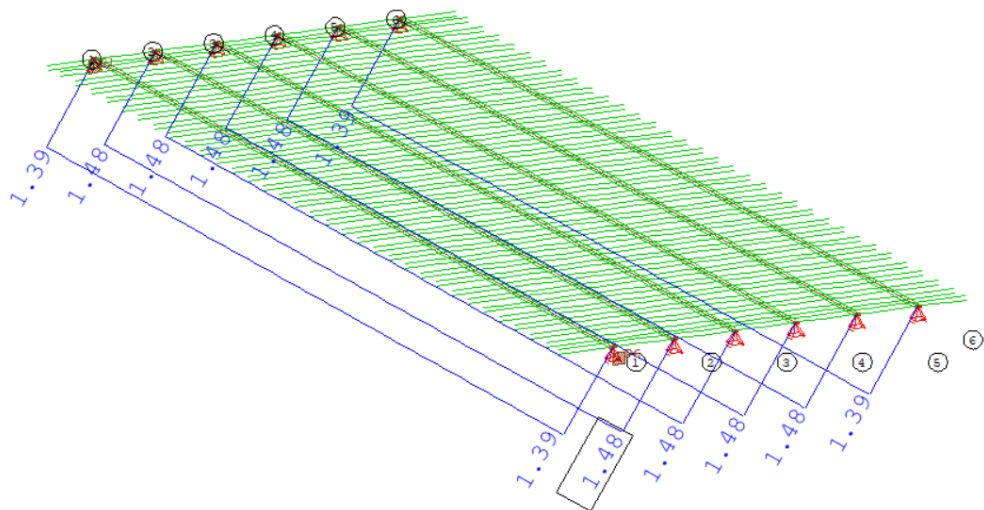
Σχήμα 6.11- Ορθές Τάσεις Άνω Ύνας Χάλυβα (S)



Σχήμα 6.12 - Ορθές Τάσεις Κάτω Ύνας Χάλυβα (S)



Σχήμα 6.13- Ορθές Τάσεις Ανω Ύνας Σκυροδέματος (S)



Σχήμα 6.14- Ορθές Τάσεις Κάτω Ίνας Σκυροδέματος (S)

6.1.1 Κατάταξη Διατομής

Για την κατάταξη της διατομής χρησιμοποιήθηκαν οι Πίνακες 5.2(1/3) και 5.2(2/3) του EN 1993-1-1 [17] που φαίνονται στους Πίνακες 6.1-6.2 του παρόντος. Ελέγχεται κάθε τοίχωμα της διατομής και τοποθετείται σε μια κατηγορία. Η συνολική κατηγορία της διατομής προκύπτει ως η μεγαλύτερη που παρατηρήθηκε. Για $f_y = 355 \text{ MPa} \rightarrow \epsilon = 0,81$, και τάσεις ακραίων ινών κορμού $\sigma_{wU} = +312,7 \text{ MPa}$, $\sigma_{wO} = -208,7 \text{ MPa}$, που υπολογίστηκαν αθροιστικά για κάθε φάση, προκύπτει :

- Κάτω Πέλμα: είναι σε εφελκυσμό επομένως κατατάσσεται στην κατηγορία 1
- Άνω Πέλμα: είναι σε επαφή με το σκυρόδεμα και καλύπτει τις προϋποθέσεις για κατηγορία 1, αφού
 1. $e_L = 15 \text{ cm} < (15 * \epsilon * t_f) = 36,45 \text{ cm}$, συνθήκη που ισχύει για ολόσωμες πλάκες σε επαφή με το πέλμα σε ολόκληρο το μήκος τους, όπου e_L η διαμήκης απόσταση μεταξύ των ήλων.
 2. $s_i = 16 \text{ cm} < (9 * \epsilon * t_f) = 21,87 \text{ cm}$, όπου s_i η απόσταση του εξωτερικού ήλου ως προς το ακραίο άκρο του πέλματος. Περισσότερα για την διάταξη των ήλων αναλύονται στο Κεφάλαιο 8.
- Κορμός: εσωτερικό τοίχωμα συγκολλητής δοκού σε θλίψη και κάμψη, τότε για:

$$c/t = 1440/20 = 72 < (124 * \epsilon) = 100,4 \text{ και } \psi = \sigma_{wU}/\sigma_{wO} = -1,5 < -1 \quad (6.1)$$

$$c/t < 62 * \epsilon * (1 - \psi) * \sqrt{(-\psi)} = 153,8 \rightarrow \text{Κατηγορία 3}$$

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 3 και ελέγχεται σε ορθές, διατμητικές τάσεις με επιρροή κύρτωσης ή όχι, και σε τάσεις Von Mises. Λόγω της λειτουργίας του φορέα που εξετάζεται ως αμφιεριστού δεν αναμένεται να έχουμε ταυτόχρονη αλληλεπίδραση μεγάλων ορθών και διατμητικών τάσεων. Από τους υπολογισμούς των τάσεων που έγιναν από το

Sofistik οι μέγιστες ορθές τάσεις εντοπίστηκαν στο μέσο του ανοίγματος ενώ οι μέγιστες διατμητικές στις στηριζεις. Και οι δύο περιπτώσεις αφορούν την ακραία δοκό που είναι πιο επιβαρυνμένη από την κίνηση των φορτίων κυκλοφορίας. Επομένως αυτές είναι και οι θέσεις ελέγχου που χρησιμοποιήθηκαν. Στο Πίνακα 6.3 φαίνονται οι γενικές ανισώσεις ασφαλείας που πρέπει να ικανοποιούνται. Να σημειωθεί ότι για τις διατμητικές τάσεις, όπως θα αναφερθεί στη Παράγραφο 6.1.3, θα πρέπει να υπάρξει απομείωση λόγω κύρτωσης, πολλαπλασιάζοντας την διατμητική αντοχή που αναφέρεται στο Πίνακα 6.3, με το μειωτικό συντελεστή χ_w .

Πίνακας 6.1- Κατάταξη Εσωτερικών Ελασμάτων

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

Πίνακας 6.2- Κατάταξη Εξωτερικών Ελασμάτων

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

Πίνακας 6.3- Ανισώσεις Ελέγχου

Υλικό	Τάσεις	Σχέσεις ελέγχου
Σκυρόδεμα	θλίψη	$\sigma_{c,Ed,0} \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1.5}$
	σ	$\sigma_{s,Ed} \leq f_{yk} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.0}$
	τ	$\tau_{s,Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot 1.0}$
Δομικός χάλυβας	<i>Von Mises</i>	$\left(\frac{\sigma_{s,Ed}}{f_{yk} / \gamma_{M0}} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{s,Ed}}{f_{yk} / \gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1.0$
Οπλισμός	εφελκυσμός	$\sigma_{s,Ed} \leq f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = f_{sk} / 1.15$

6.1.2 Έλεγχοι Ορθών Τάσεων

Όπως παρουσιάστηκε στην αρχή του Κεφαλαίου τα αποτελέσματα από κάθε φάση κατασκευής αθροίστηκαν και παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα:

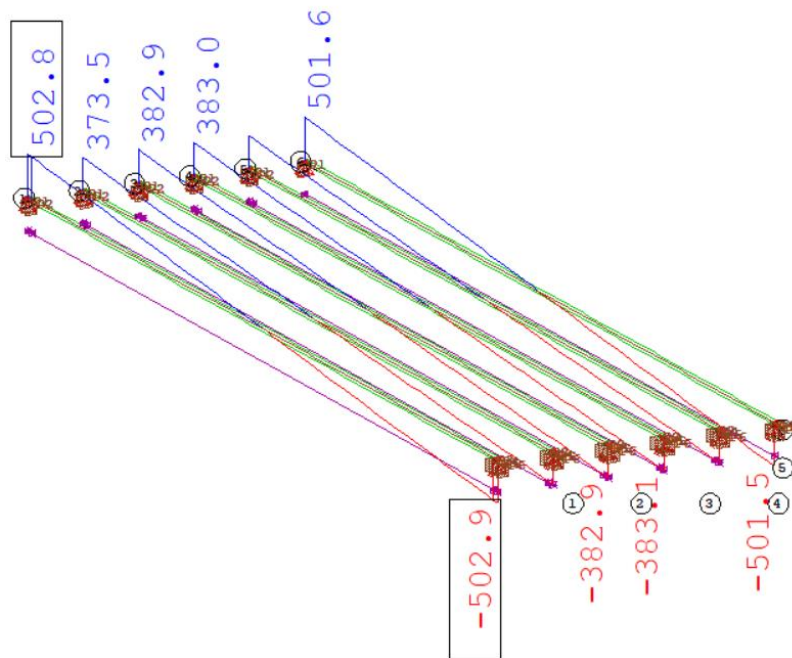
- Δομικός Χάλυβας
Συνολικές τάσεις άνω και κάτω ίνας της χαλύβδινης δοκού:
 $\sigma_{AO} = |-144 - 32,6 - 21,4 - 26,6| = |-224,6| < f_{yd} = 355 \text{ MPa}$
 $\sigma_{AU} = 130,9 + 78,1 + 108,6 + 7,93 = 324,93 < f_{yd} = 355 \text{ MPa}$
- Σκυρόδεμα
Συνολικές τάσεις άνω και κάτω ίνας σκυροδέματος:
 $\sigma_{CO} = |-2,61 - 7,26 + 0,863| = |-8,87| \text{ MPa} < f_{ck}/\gamma_c = 23.33 \text{ MPa}$
 $\sigma_{CU} = |-1,62 - 3,47 + 1,11| = |-3,69| \text{ MPa} < f_{ck}/\gamma_c = 23.33 \text{ MPa}$
- Χάλυβας Οπλισμού
Εφόσον η διατομή του σκυροδέματος είναι σε θλίψη δεν αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις στον οπλισμό και δεν χρειάζεται έλεγχος.

6.1.3 Έλεγχος Διατμητικής Κύρτωσης

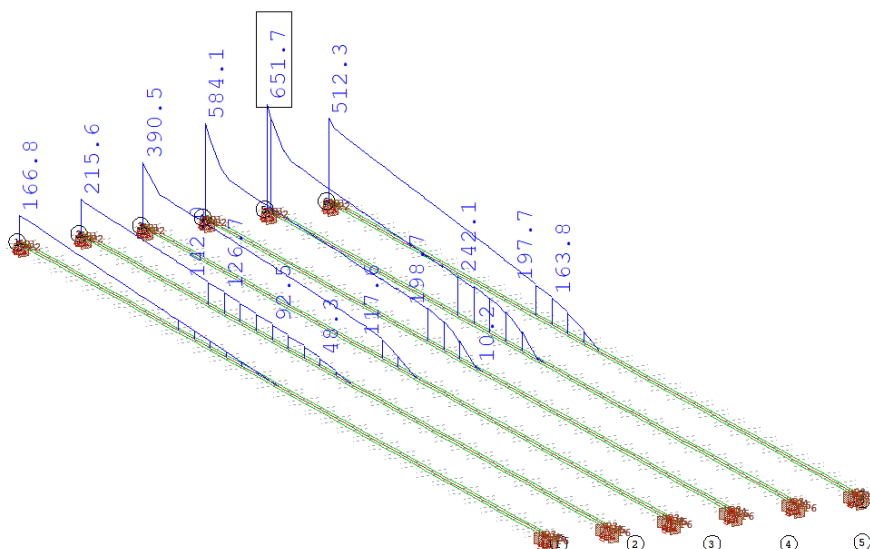
Κύρτωση πλακών είναι ένα φαινόμενο τοπικού λυγισμού και αστάθειας που συμβαίνει όταν τα ελάσματα του κορμού ή των πελμάτων μίας διατομής παραμορφώνονται εκτός επιπέδου τους υπό την επίδραση μεγάλων θλιπτικών ή διατμητικών τάσεων εντός επιπέδου. Τα ελάσματα συμπεριφέρονται ως πλάκες και τα αρχικά πλακοειδή στοιχεία δεν είναι πια επίπεδα αλλά κυρτωμένα. Εξού και ο όρος κύρτωση πλακών.

Η διατμητική κύρτωση για πλάκες χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις, όπως στη περίπτωση της γέφυρας που μελετάται, λαμβάνεται υπόψη αν ισχύει $h_w/t > 60 \cdot \epsilon = 48.60$, όπου h_w είναι το ύψος κορμού και t το πάχος του κορμού. Στην προκειμένη περίπτωση h_w είναι 1440 mm και t είναι 20 mm. Τότε $h_w/t = 72 > 48.60$. Επομένως ο χάλυβας πρέπει να ελεγχθεί σε διατμητικές τάσεις με επιρροή διατμητικής κύρτωσης.

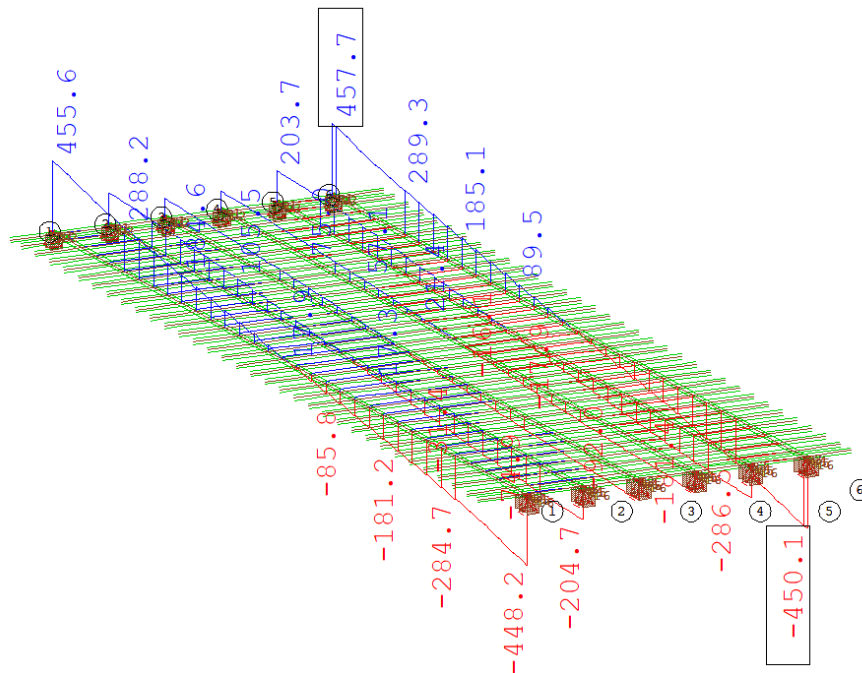
Από την περιβάλλουσα των τεμνουσών δυνάμεων προκύπτει ότι η δυσμενέστερη θέση είναι στην ακραία δοκό στην στήριξη. Η περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων για τις διάφορες φάσεις ελέγχου φαίνονται στα Σχήματα 6.15-6.17.



Σχήμα 6.15- maxVz (G₁)



Σχήμα 6.16- maxVz (Q)



Σχήμα 6.17- maxVz (G₂)

Στον Πίνακα 6.4 δίνεται ο τρόπος υπολογισμού του συντελεστή διατμητικής κύρτωσης k_τ τον οποίο θα χρησιμοποιήσουμε για να βρούμε την κρίσιμη τάση. Στην συνέχεια θα υπολογιστεί ο μειωτικός συντελεστής χ_w για να προσδιοριστεί η τιμή της απομειωμένης οριακή αντοχής λόγω κύρτωσης.

Πίνακας 6.4- Συντελεστής Διατμητικής Κύρτωσης

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

- Τάση Αναφοράς: $\sigma_E = 189800 * (t/b)^2 = 36,61 \text{ MPa}$ (6.2)

- Λόγος Πλευρών: $\alpha = a/b = 6600/1440 = 4,58 > 1$ (6.3)

- Συντελεστής Διατμητικής Κύρτωσης: $k_\tau = 5,34 + 4/\alpha^2 + k_{\tau,st} = 5,53$ (6.4)
($k_{\tau,st} = 0$, δεν υπάρχουν διαμήκεις ενισχύσεις)

- Κρίσιμη Τάση Κύρτωσης: $\tau_{cr} = k_\tau * \sigma_E = 202,5 \text{ MPa}$ (6.5)

- Ανηγμένη Λυγηρότητα: $\lambda_w = 0,76 * \sqrt{(fy/\tau_{cr})} = 1,006$ (6.6)

$$\rightarrow \lambda_w > 0.83/n = 0.83/1.2 = 0.692$$

$$\rightarrow \lambda_w < 1.08$$

Έχοντας υπολογίσει την ανηγμένη λυγηρότητα λ_w , από τον Πίνακα 6.5 προσδιορίζεται η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ_w . Δηλαδή :

$$\chi_w = 0.83/\lambda_w = 0.825 < 1 \quad (6.7)$$

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

Πίνακας 6.5-Υπολογισμός Μειωτικού Συντελεστή χ_w

Στη συνέχεια υπολογίζεται η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού ως:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} = \frac{(\chi_w * f_{wy} * h_w * t)}{\sqrt{3} * \gamma_{M,1}} + 0 = 4427 \text{ kN} \quad (6.8)$$

Ο έλεγχος έγινε με βάση την εξίσωση: $\eta_3 = \frac{V_{ed}}{V_{b,Rd}} = 1471,6/4427 = 0,33 < 1$.

Επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.

6.2 Έλεγχος στη Φάση Κατασκευής

6.2.1 Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός

Όταν μία δοκός μη προστατευμένη έναντι πλευρικής εκτροπής υποβάλλεται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα της διατομής της είτε λόγω ακραίων ροπών ή συννηθέστερα , λόγω εγκάρσιων φορτίων, ένα από τα πέλματά της θλίβεται και καθίσταται επομένως επιρρεπές σε λυγισμό. Ο λυγισμός του θλιβόμενου πέλματος στο επίπεδο του κορμού παρεμποδίζεται λόγω της, μεγάλης δυσκαμψίας του τελευταίου στο επίπεδό του, ενώ το άλλο ήμισυ της διατομής είναι ως εφελκόμενο στοιχείο, ευσταθές. Ως συνέπεια, ο λυγισμός του θλιβόμενου πέλματος εκδηλώνεται εκτός του επιπέδου του κορμού, με ταυτόχρονη στροφή των κυρίων αξόνων της διατομής σε σχέση με την αρχική τους θέση. Η παραμόρφωση που προκύπτει είναι επομένως συνδυασμός στρέψης και πλευρικής κάμψης.

Σχετικά με την προστασία του θλιβόμενου πέλματος δοκών έναντι πλευρικής εκτροπής, σημειώνεται ότι η παρουσία πλάκας σκυροδέματος μπορεί να θεωρηθεί ότι παρέχει συνεχή πλευρική στήριξη στη δοκό, ενώ γενικά σε μη προστατευμένες πλευρικός δοκούς πρέπει να γίνεται έλεγχος για τον προσδιορισμό των θέσεων όπου πρέπει να τοποθετηθούν κατάλληλες σημειακές δεσμεύσεις προκειμένου να αποφεύγεται ο πλευρικός λυγισμός. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται κατά το στάδιο ανέγερσης οπότε το σκυρόδεμα

βρίσκεται ακόμη στην υγρή φάση και έτσι το θλιβόμενο πέλμα των δοκών δεν έχει αποκτήσει ακόμη πλευρική δέσμευση [3].

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 [17] μία δοκός σταθερής διατομής μη προστατευμένη πλευρικά, που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.9)$$

Όπου: M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα)

$M_{b,Rd}$ η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μίας δοκού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.10)$$

Όπου: W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

- $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3
- $W_y = W_{ef,y}$ για διατομές κατηγορίας 4
- χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής καθορίζεται από τη σχέση:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (6.11)$$

$$\text{Όπου } \Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (6.12)$$

α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (6.13)$$

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Στον Πίνακα 6.7 φαίνονται οι τιμές του συντελεστή ατελειών για τις διάφορες καμπύλες λυγισμού ενώ στον Πίνακα 6.8 διακρίνονται τα όρια σύμφωνα με τα οποία μία διατομή κατατάσσεται στις διάφορες καμπύλες.

Πίνακας 6.7-Συντελεστής Ατελειών

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

Πίνακας 6.8-Καμπύλες Πλευρικού Λυγισμού για χρήση της εξίσωσης (6.11)

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

Στην περίπτωση δοκού σταθερής διατομής, με συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας και υποκειμένης σε κάμψη

περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού δίνεται απο τον τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\frac{k}{k_w} \right] \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right\}^{0,5} \cdot (C_2 z_g - C_3 z_j) \quad , \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (6.11)$$

Όπου:

C_1, C_2 και C_3 : συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

I_i : η σταθερά στρέψης

I_w : η σταθερά στρέβλωσης

I_z : η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα

L : το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

k και k_w : συντελεστές εξαρτώμενη από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος

$z_g = z_a - z_s$: η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

z_a : η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y

z_s : η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y

Σε δοκούς σταθερής μονοσυμμετρικής διατομής με άνισα πέλματα, για τον προσδιορισμό του z_j μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες προσεγγιστικές σχέσεις:

$$\text{Εάν } \beta_f > 0,5 \quad z_j = 0,8 (2\beta_f - 1) h_s / 2 \quad (6.12)$$

$$\text{Εάν } \beta_f < 0,5 \quad z_j = 1 (2\beta_f - 1) h_s / 2 \quad (6.13)$$

$$\text{όπου } \beta_f = I_{fc} / (I_{fc} + I_{ft}) \quad (6.14)$$

I_{fc} : η ροπή αδράνειας του θλιβόμενου πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας

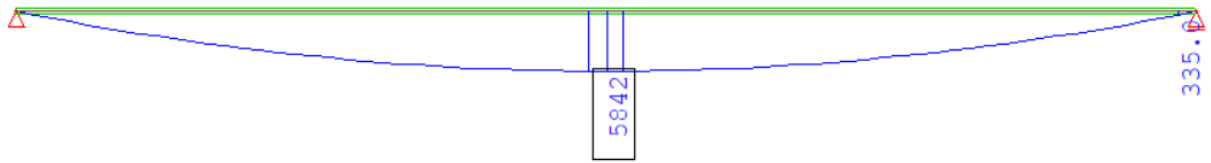
I_{ft} : η ροπή αδράνειας του εφελκόμενου πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας

h_s : η απόσταση των κέντρων διάτμησης των πελμάτων

Στην περίπτωση της εξεταζόμενης γέφυρας ο έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού έγινε στη φάση κατασκευής όπου τα φορτία παραλαμβάνονται, όπως ήδη αναφέρθηκε, μόνο από τη μεταλλική δοκό και έτσι το κρίσιμο τμήμα της δοκού είναι το άνω θλιβόμενο πέλμα. Τα φορτία που ελήφθησαν υπόψιν στο προσομοίωμα είναι σύμφωνα με τον EN 1991-1-6 [13] :

- Ίδιο βάρος χάλυβα : υπολογίστηκε αυτόματα από το λογισμικό
- Βάρος νωπού σκυροδέματος: $26 \text{ kN/m}^3 * 0,20 * 2,2 = 11,44 \text{ kN/m}$
- Κατασκευαστικό φορτίο σκυροδέτησης: $0,75 \text{ kN/m}^2 * 2,2 \text{ m} = 1,65 \text{ kN/m}$
- Συγκεντρωμένο φορτίο σκυροδέτησης: $0,75 \text{ kN/m}^2 * 3 * 3 = 6,75 \text{ kN/m}$

Γίνεται η παραδοχή ότι το νωπό σκυρόδεμα είναι μεταβλητή δράση ($\gamma_f = 1.5$), για να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες κατά τη φάση της σκυροδέτησης, καθώς και πιθανά δυναμικά φαινόμενα που μπορεί να παρατηρηθούν κατά τη διάστρωση. Μετά την εφαρμογή των φορτίων προκύπτει το διαγραμμα ροπών με μέγιστη ροπή στο μέσο του ανοίγματος και φαίνεται στο Σχήμα 6.18 .



Σχήμα 6.17- Διάγραμμα Ροπών Για Έλεγχο Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού

Στη συνέχεια με τη βοήθεια των εξισώσεων που παρουσιάστηκαν ανωτέρω υπολογίστηκε η μειωμένη καμπτική αντοχή της δοκού λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Συγκεκριμένα για:

$C_1 = 1$, $C_2 = 0$, $C_3 = 1$ (γίνεται η παραδοχή ότι στο σημείο ελέγχου το διάγραμμα ροπών κάμψεως έχει σταθερή τιμή)

$L = 6,6$ m (μήκος μεταξύ των δεσμεύσεων)

$I_t = 0,00001372$ m⁴

$I_w = 0,00042825$ m⁶

$I_z = 0,0008535$ m⁴

$k = k_w = 1$

$z_g = 0,94587$ m

$z_s = -0,16019$ m

$z_j = -0,196143695$ m

Προέκυψε $M_{cr} = 22627,6$ kNm

Για την τιμή αυτή υπολογίστηκαν:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,674 \quad (6.13)$$

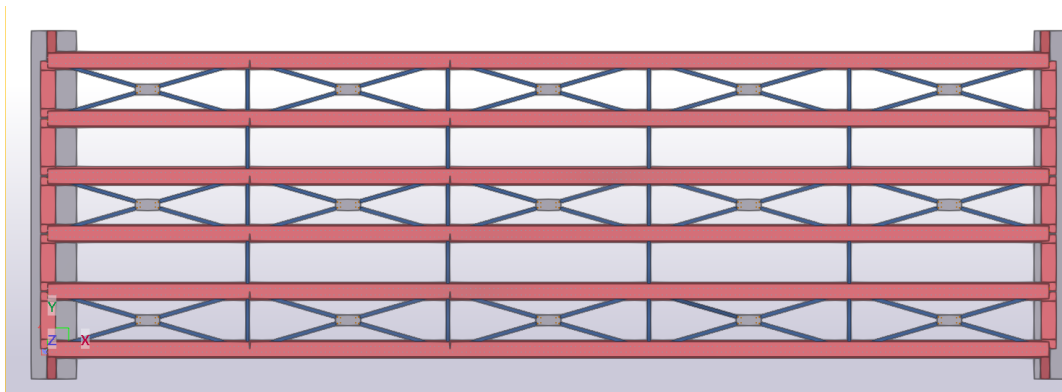
$$\Phi_{LT} = 0,907, \text{ με } \alpha_{LT} = 0,76 \text{ (Καμπύλη d)} \quad (6.12)$$

$$\chi_{LT} = 0,660 \quad (6.11)$$

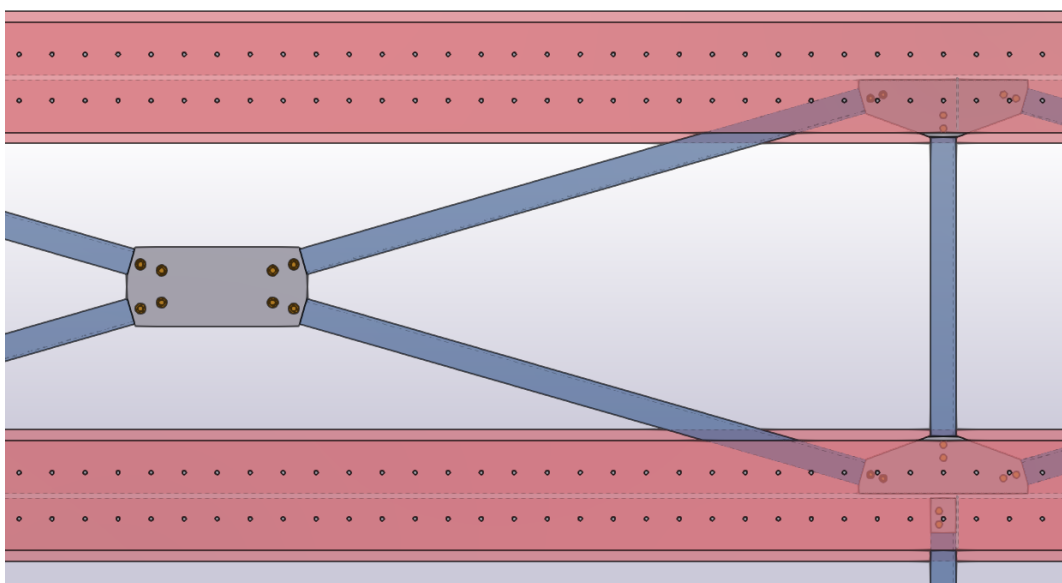
$$M_{b,Rd} = 6166,3 \text{ kNm} \quad (6.10)$$

$$\text{Επομένως } \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{5842}{6166,3} = 0,947 \quad (6.9)$$

Άρα η δοκός επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού εάν σε αυτή εφαρμοστούν δεσμεύσεις ανά 6,6 m. Οι δεσμεύσεις αυτές είναι δυνατό να πραγματοποιηθούν με διάφορους τρόπους. Ενδεικτικά, στο Σχήμα 6.18 παρουσιάζεται σε σκαρίφημα ένας προτεινόμενος τρόπος όπως αυτός δημιουργήθηκε με το λογισμικό Tekla Structures.



Σχήμα 6.18- Οριζόντιοι Χιαστί Σύνδεσμοι Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού (Γέφυρα σε Κάτοψη)



Σχήμα 6.19- Προτεινόμενος Τρόπος Σύνδεσης Οριζόντιων Συνδέσμων (Σκαρίφημα)

6.3 Οπλισμός Πλάκας Καταστρώματος

Η πλάκα καταστρώματος είναι μία πλάκα σκυροδέματος που καταπονείται από ροπές και τέμνουσες δυνάμεις οι οποίες προέρχονται από τα ίδια βάρη και τα φορτία κυκλοφορίας. Η διαστασιολόγηση της πλάκας γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 [16]. Οι πλάκες καταστρώματος οπλίζονται από ένα πλέγμα διαμήκων και εγκάρσιων ράβδων, τοποθετημένων στην άνω και την κάτω επιφάνεια της πλάκας, λαμβανομένης υπόψη της ελάχιστης επικάλυψης. Η παραλαβή της τέμνουσας γίνεται από το σκυρόδεμα μόνο ή με τη βοήθεια εγκάρσιων οπλισμών.

Μόνο για το σχεδιασμό της πλάκας σκυροδέματος αναιρείται η παραδοχή ότι το ίδιο βάρος της πλάκας παραλαμβάνεται από τις χαλυβδοδοκούς, ώστε να υπολογιστεί η ροπή κάμψης της πλάκας υπό το βάρος της [1].

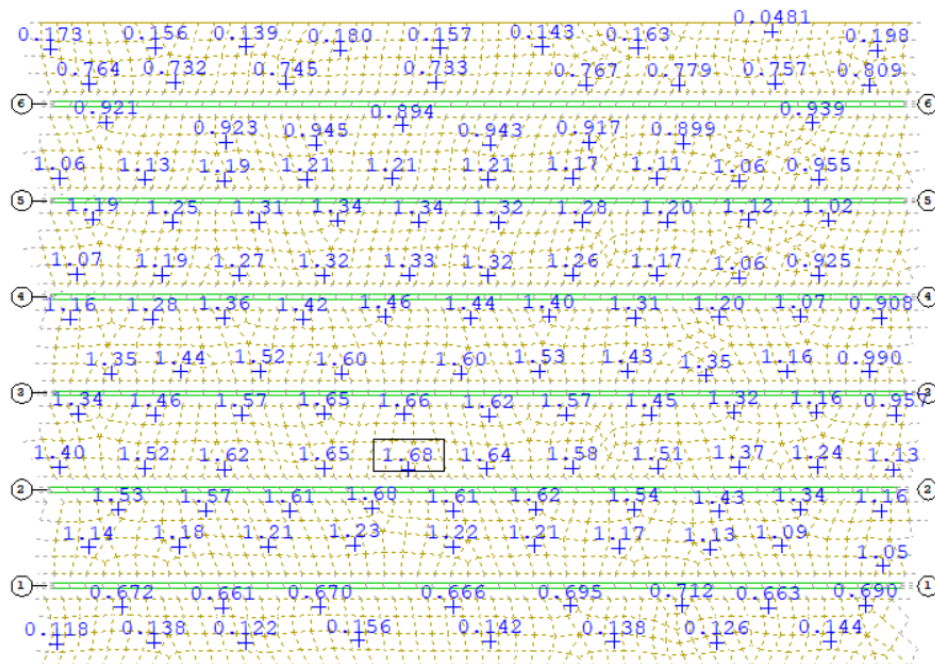
Με τη βοήθεια του προγράμματος ανάλυσης και του Module Bemess προκύπτουν οι απαιτούμενοι οπλισμοί της πλάκας στη διατομή του ανοίγματος και της ενδιάμεσης στήριξης, όπου έχει σχεδιαστεί η πλάκα συνέχειας του καταστρώματος. Σημειώνεται, ότι λόγω της χρήσης των πεπερασμένων στοιχείων, ενδέχεται να παρουσιάζονται υψηλές σημειακές απαιτήσεις οπλισμών οι οποίες πρέπει να αντιμετωπίζονται με προσοχή. Για το λόγω αυτό η περιοχή πάνω από το άνω πέλμα των δοκών αγνοείται καθώς ο οπλισμός

διάτμησης παρουσιάζει υψηλές τιμές ενώ η πλάκα πρακτικά δεν καταπονείται από διάτμηση στην περιοχή αυτή. Τέλος πρέπει να σημειωθεί ότι οι οπλισμοί που παρουσιάζονται παρακάτω δεν είναι οι τελικοί καθώς πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι πρόσθετες απαιτήσεις λόγω διατμητικής σύνδεσης, οι οποίες και παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 8.

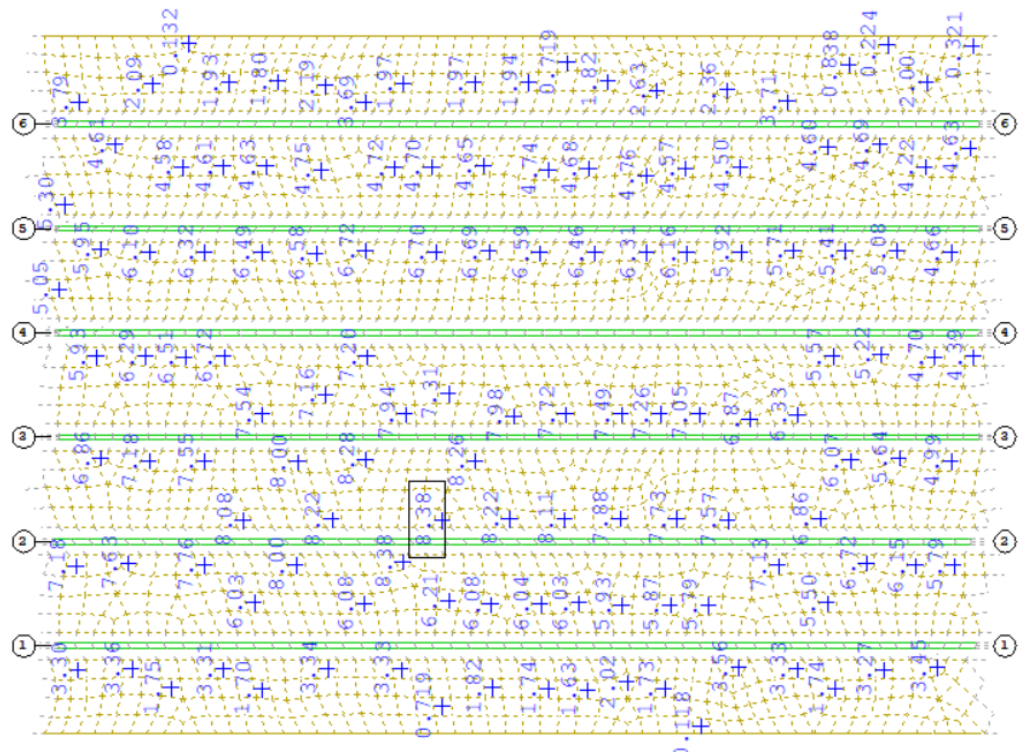
Παρακάτω παρουσιάζονται οι οπλισμοί που προέκυψαν από το λογισμικό αναλυτικά για κάθε διεύθυνση και θέση.

- Διατομή Ανοίγματος
 Άνω Οπλισμός: Διαμήκης 1,7 cm²/m
 Εγκάρσιος 8,4 cm²/m
 Κάτω Οπλισμός: Διαμήκης 0,7 cm²/m
 Εγκάρσιος 3,6 cm²/m

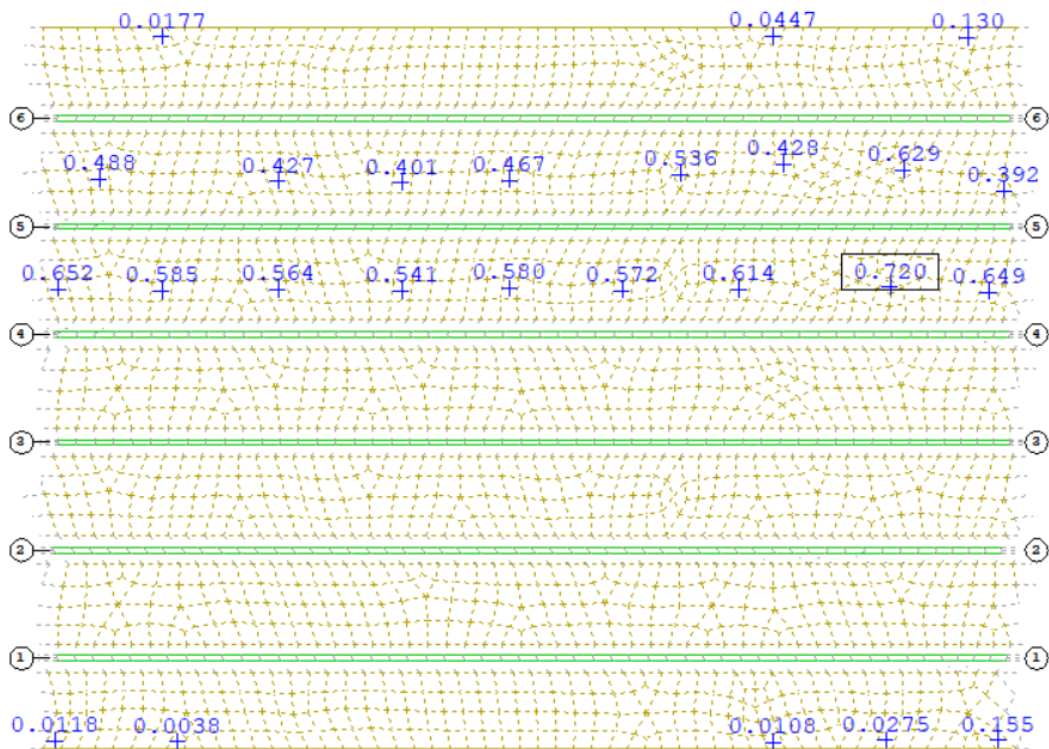
Στα Σχήματα 6.20-6.24 φαίνονται οι παραπάνω τιμές όπως αυτές προέκυψαν από το λογισμικό για τις θέσεις που περιγράφησαν.



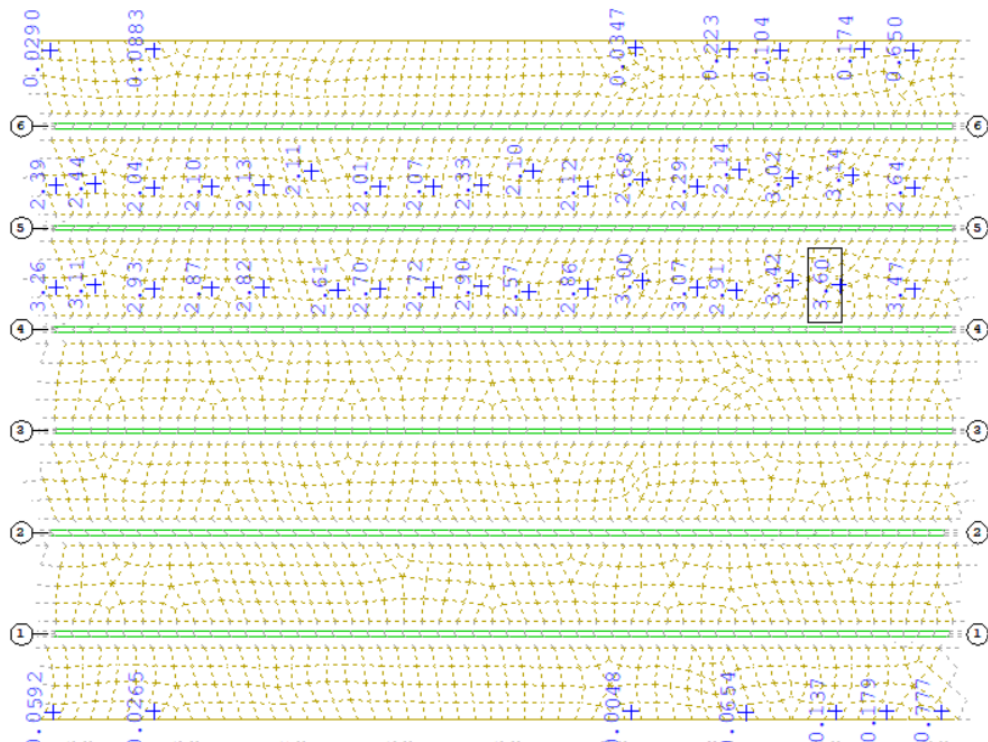
Σχήμα 6.20- Άνω Διαμήκης Οπλισμός Πλάκας



Σχήμα 6.21- Άνω Εγκάρσιος Οπλισμός Πλάκας

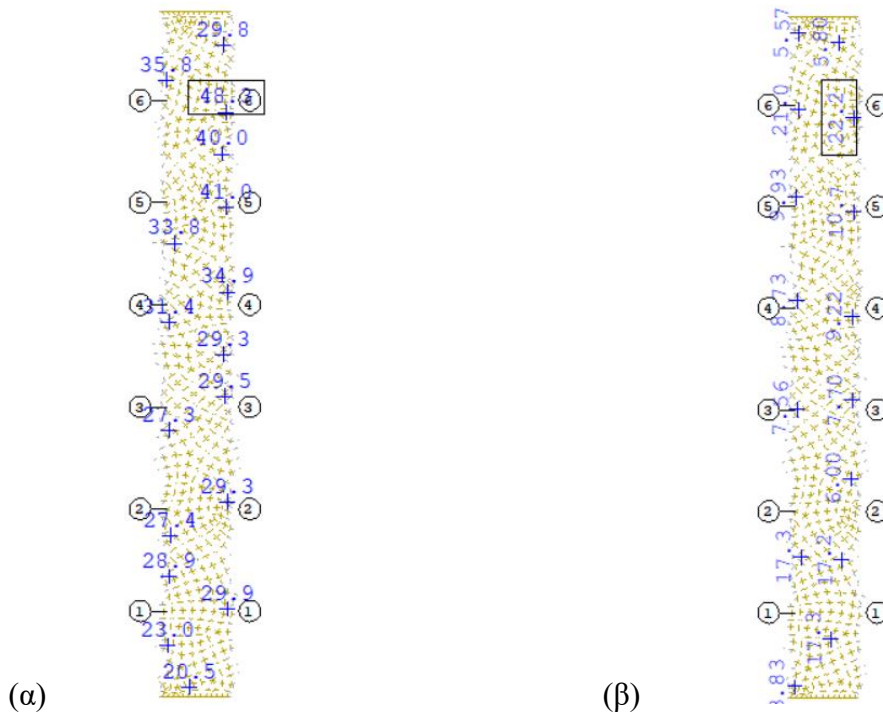


Σχήμα 6.22- Κάτω Διαμήκης Οπλισμός Πλάκας



Σχήμα 6.23- Κάτω Εγκάρσιος Οπλισμός Πλάκας

- Πλάκα Συνέχειας
 Άνω Οπλισμός : Διαμήκης $48,3 \text{ cm}^2/\text{m}$. Τίθενται $\Phi 25/10$
 Εγκάρσιος $22,2 \text{ cm}^2/\text{m}$. Τίθενται $\Phi 25/20$
 Κάτω Οπλισμος: Τίθενται ίσοι με τους άνω .



Σχήμα 6.24- (α) Άνω Διαμήκης Οπλισμός Πλάκας Συνέχειας
 (β) Άνω Εγκάρσιος Οπλισμός Πλάκας Συνέχειας

6.4 Έλεγχος Επάρκειας Σε ΟΚΛ

6.4.1 Έλεγχοι Περιορισμού Των Τάσεων

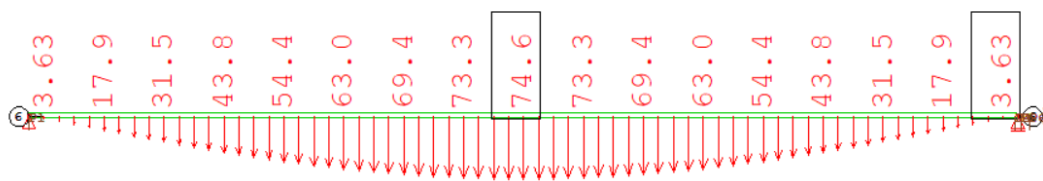
Οι διατομές των δοκών είναι Κατηγορίας 3 πλην όμως δεν πλαστικοποιούνται. Κατά συνέπεια, δεν είναι απαραίτητος ο έλεγχος των τάσεων στην ΟΚΛ, καθώς είναι δεδομένο ότι οι έλεγχοι θα ικανοποιούνται για τους μειωμένους συντελεστές ασφαλείας.

6.4.2 Προπαραμόρφωση Κύριας Δοκού και Έλεγχος Βελών

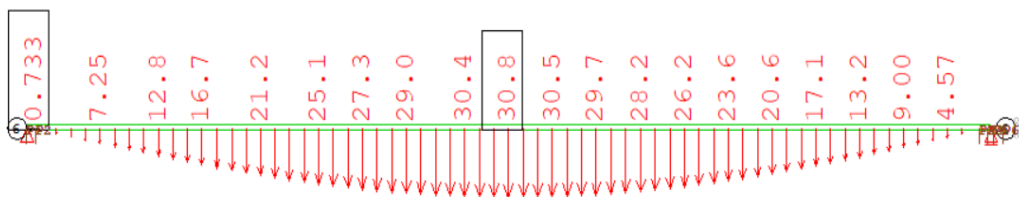
Ο υπολογισμός των βελών γίνεται ξεχωριστά για κάθε φάση κατασκευής. Για το σχεδιασμό επάλληλων αμφιέριστων γεφυρών οι οποίες αναπτύσσουν μεγάλα βέλη και κλίσεις, γίνεται η πρόβλεψη ενός αντιβέλους. Για οδικές συγκεκριμένα γέφυρες, δίνεται ένα αντιβέλος ίσο με το βέλος λόγω των μόνιμων φορτίων + το 50 % του βέλους λόγω του συχνού συνδυασμού στην ΟΚΛ. Οι θερμοκρασιακές μεταβολές δεν λαμβάνονται υπόψη καθώς τα βέλη που προκαλούνται από αυτές έχουν αυξομειώσεις ακόμα και εντός της ίδιας μέρας και έτσι δεν μπορούν να αναιρεθούν μέσω προπαραμόρφωσης.

Υπολογισμός Αντιβέλους $\rightarrow G + S + 0.375Q_{TS} + 0.2Q_{UDL}$:

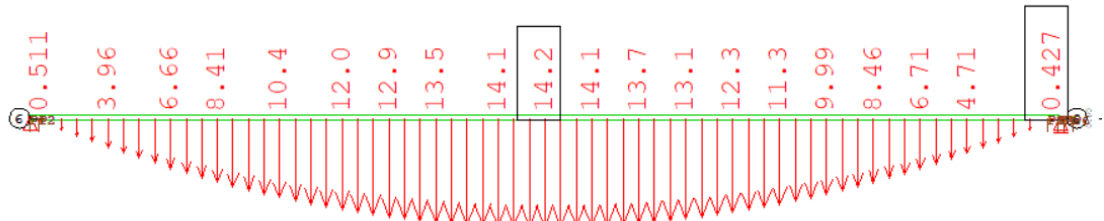
- Βέλη λόγω G_1 (G_1 τα ίδια βάρη χάλυβα, σκυροδέματος και πρόπλακας στη Φάση Κατασκευής)
 $\rightarrow w_1 = 74,6$ mm
- Βέλη λόγω G_2 (G_2 τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, $E_{cm} = 10446$ MPa)
 $\rightarrow w_2 = 30,8$ mm
- Βέλη λόγω S (S Συστολή Ξήρανσης $E_{cm} = 13214$ MPa)
 $\rightarrow w_3 = 11,4$ mm
- Βέλη λόγω Q (Q τα κινήτα φορτία UDL, TS , $E_{cm} = 34000$ MPa)
 $\rightarrow w_4 = 9,44$ mm



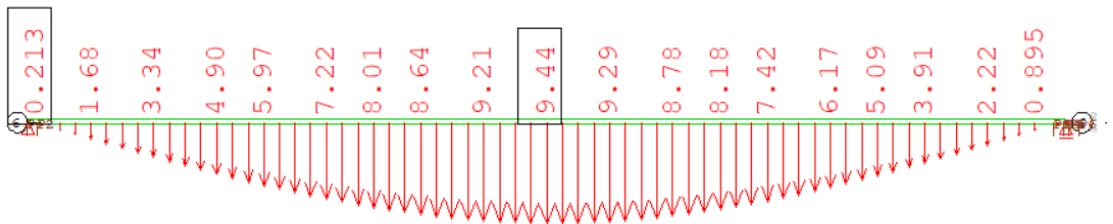
Σχήμα 6.25- Βέλη λόγω G_1



Σχήμα 6.26- Βέλη λόγω G_2



Σχήμα 6.2- Βέλη λόγω S



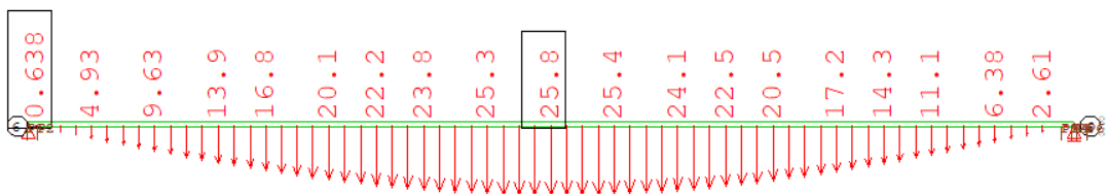
Σχήμα 6.28- Βέλη λόγω $0.375Q_{TS} + 0.2Q_{UDL}$

Σύνολο $w_1 + w_2 + w_3 + w_4 = 129 \text{ mm}$, επομένως επιλέγεται αντιβέλος $w = 130 \text{ mm}$.

Τα μέγιστα βέλη ελέγχονται για τον πλήρη συνδυασμό : $G + S + 0.75Q_{TS} + 0.4Q_{UDL} + 0.5T$

(που T ο δυσμενέστερος συνδυασμός από τους 8 που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 4)

- Βέλη λόγω G_1 (G_1 τα ίδια βάρη χάλυβα, σκυροδέματος και πρόπλακας στη Φάση Κατασκευής) $\rightarrow w_1 = 74,6 \text{ mm}$
- Βέλη λόγω G_2 (G_2 τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, $E_{cm} = 10446 \text{ MPa}$) $\rightarrow w_2 = 30,8 \text{ mm}$
- Βέλη λόγω Συστολής Ξήρανσης ($E_{cm} = 13214 \text{ MPa}$) $\rightarrow w_3 = 14,2 \text{ mm}$
- Βέλη λόγω $Q+T$ (Q τα κινήτα φορτία UDL, TS, T θερμοκρασιακό φορτίο , $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$) $\rightarrow w_4 = 25,8 \text{ mm}$



Σχήμα 6.29- Βέλη λόγω $0.75Q_{TS} + 0.4Q_{UDL} + 0.5T$

Σύνολο $w_1 + w_2 + w_3 + w_4 = 145,4 \text{ mm}$

Τα τελικά βέλη του φορέα προκύπτουν από τα μέγιστα αφού αφαιρεθεί το αντιβέλος στη θέση αυτή, δηλαδή το μέσο του ανοίγματος, και στην συνέχεια ελέγχονται με τον περιορισμό $L/1000$ σύμφωνα με τον Αμερικάνικο Κανονισμό [24].

$\rightarrow \delta_{\text{τελ}} = 145,4 - 130 = 15,4 \text{ mm} \approx L / 2100$. Επομένως το αντιβέλος που δόθηκε επαρκεί με μεγάλο περιθώριο.

7 Κόπωση

7.1 Ορισμός Κόπωσης

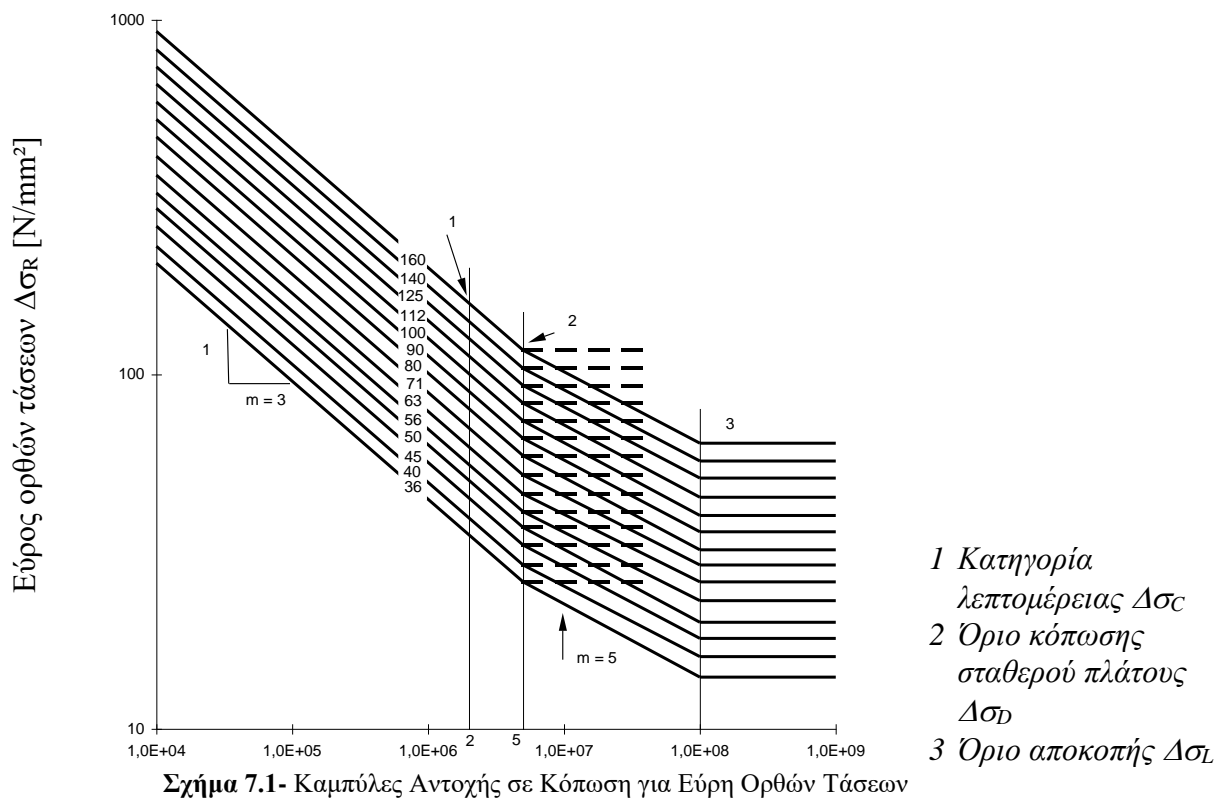
Η κόπωση είναι μια διαδικασία συσσώρευσης βλάβης σε στοιχείο το οποίο υποβάλλεται σε επαναληπτική φόρτιση. Αστοχία επέρχεται όταν μετά την διεύρυνση της ρωγμής που αναπτύσσεται λόγω της συνεχούς φόρτισης, η παραμένουσα καθαρή διατομή αδυνατεί να παραλάβει επιπλέον φορτία. Πρόκειται για τοπικό φαινόμενο που εμφανίζεται σε περιοχές συγκέντρωσης τάσεων, όπως απότομες αλλαγές διατομής, διάνοιξης οπών, περιοχές συγκολλήσεων κλπ .

Στην περίπτωση της γέφυρας που εξετάζουμε γίνεται έλεγχος αντοχής σε κόπωση στην περιοχή συγκόλλησης κορμού και πελμάτων διατομής κύριων δοκών, καθώς και αντοχή σε κόπωση των διατμητικών ήλων και του οπλισμού του σκυροδέματος.

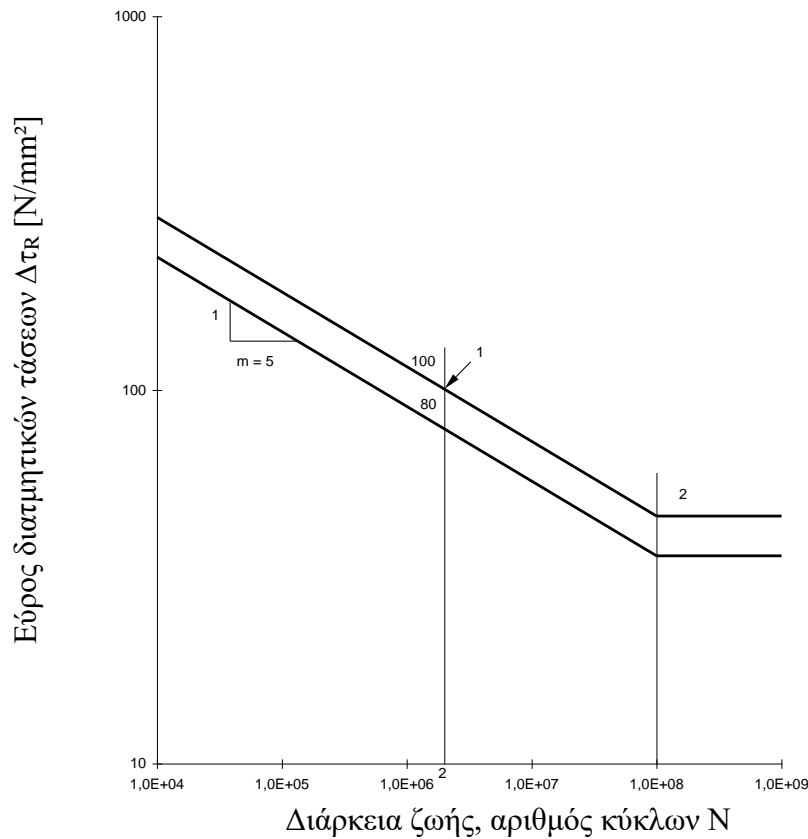
Η αντοχή σε κόπωση προσδιορίζεται ως το εύρος μεταβολής της τάσης, και υπολογίζεται πειραματικά με μεθόδους όπως η μέθοδος δεξαμενής. Προκύπτει από το πλάτος μεταβολής της τάσης που μπορεί να επιβληθεί σε ένα υλικό που φορτίζεται επαναληπτικά και για το οποίο δεν θα αστοχήσει ή θα αστοχήσει μετά από $2 \cdot 10^6$ κύκλους.

7.2 Κατηγορίες Λεπτομεριών

Η αντοχή σε κόπωση όπως αναφέρθηκε προσδιορίζεται πειραματικά και εξαρτάται από την κατηγορία της κατασκευαστικής λεπτομέρειας που εξετάζουμε. Έτσι διακρίνονται διάφορες κατασκευαστικές λεπτομέρειες που χαρακτηρίζονται από το $\Delta\sigma$ ή $\Delta\tau$, δηλαδή το εύρος ορθών και διατμητικών τάσεων για $2 \cdot 10^6$ κύκλους φόρτισης. Όπως προβλέπεται στο EN 1993-1-9 [20] και για κάθε κατηγορία λεπτομέρειας, δίνονται οι καμπύλες κόπωσης S - N για ορθές και διατμητικές τάσεις που φαίνονται και στα Σχήματα 7.1,7.2.



Σχήμα 7.1- Καμπύλες Αντοχής σε Κόπωση για Εύρη Ορθών Τάσεων



1 Κατηγορία
λεπτομέρειας $\Delta\sigma_c$
2 Όριο αποκοπής $\Delta\sigma_L$

Σχήμα 7.2- Καμπύλες Αντοχής σε Κόπωση για Εύρη Διατμητικών Τάσεων

Στα Σχήματα 7.3 -7.7 φαίνονται οι κατηγορίες των κατασκευαστικών λεπτομερειών που χρησιμοποιήθηκαν και ελέγχθηκαν ενώ ο αριθμός της κατηγορίας είναι το ανεκτό εύρος τάσεων και ο αριθμός μέσα στο κύκλο ο αριθμός της λεπτομέρειας.

			Εγκάρσια προσαρτήματα:	Λεπτομέρειες 6) και 7):
80	$\ell \leq 50\text{mm}$		6) Συγκολλούμενα σε έλασμα. 7) Κατακόρυφες ενισχύσεις συγκολλούμενες σε ελατή ή συγκολλητή δοκό.	Τα άκρα της ραφής θα πρέπει να λειανούνται προσεκτικά για την εξάλειψη κάθε πιθανής εγκοπής.
71	$50 < \ell \leq 80\text{mm}$		8) Διαφράγματα συγκολλούμενα σε πέλματα ή κορμούς. Πιθανόν να μην εφαρμόζεται σε μικρές κοίλες διατομές. Οι τιμές ισχύουν επίσης για δακτυλιοειδείς ενισχύσεις.	7) Η Δσ θα υπολογίζεται βάσει των κυρίων τάσεων αν η ενίσχυση σταματά μονόπλευρα στον κορμό, βλ. σχήμα αριστερά.

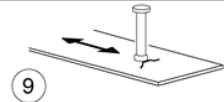
Σχήμα 7.3- Κατηγορία 80 (Με Εγκάρσια Προσαρτήματα)

112	Επιρροή κλίμακας για $t > 25\text{mm}$: $k_s = (25/t)^{0.2}$		Ανεν υποθέματος στη ρίζα: 1) Εγκάρσιες επεκτάσεις σε λεπίδες και ελάσματα. 2) Επεκτάσεις κορμών και πέλματων σε δοκούς προ της συναρμολόγησης. 3) Πλήρης αποκατάσταση ελατών διατομών με εσωραφές χωρίς οπές συναρμολόγησης. 4) Εγκάρσιες επεκτάσεις σε λεπίδες ή ελάσματα μεταβλητού πλάτους ή πάχους, με κλίση $\leq 1/4$.	-Όλες οι ραφές με έγκανση ρίζας παράλληλα στη διεύθυνση του βέλους. -Χρήση και στη συνέχεια αφαίρεση υποθέματος, έγκανση ρίζας στις ακμές κατά τη διεύθυνση των τάσεων. -Αμφίπλευρη συγκόλληση; έλεγχος με μη καταστροφικές μεθόδους. <u>Λεπτομέρεια 3):</u> Μόνο για ενώσεις ελατών διατομών, κοπή και επανασυγκόλληση.
-----	--	--	---	--

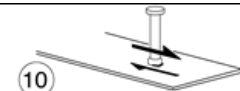
Σχήμα 7.4- Κατηγορία 112 (Εγκάρσιες Εσωραφές)

100 m=5		6) και 7) Ελατά και πρεσαριστά προϊόντα όπως στις λεπτομ. 1), 2), 3)	<u>Λεπτομέρειες 6) και 7):</u> Η Δτ υπολογίζεται από: $\tau = \frac{V S(t)}{I t}$
------------	---	--	---

Σχήμα 7.5- Κατηγορία 100 (Διατμητικές Τάσεις Κορμού)

80		9) Επίδραση διατμητικών ήλων στο βασικό υλικό.	
----	---	---	--

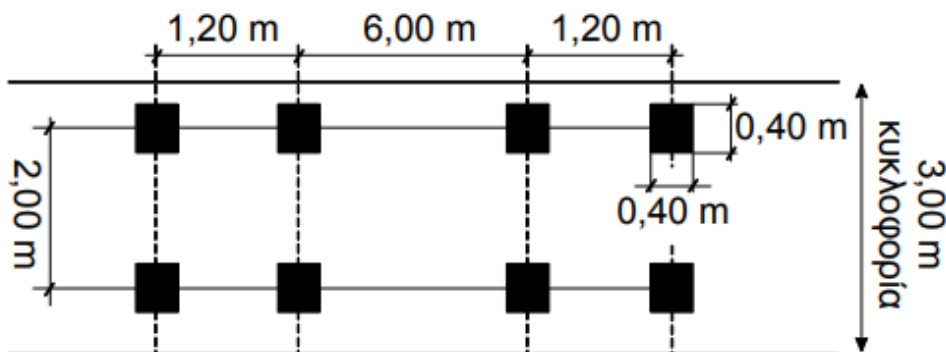
Σχήμα 7.6- Κατηγορία 80 (Με Ήλους Κεφαλής)

βλ. EN 1994-2 (90 m=8)		<u>Συγκολλητοί διατμητικοί ήλοι:</u> 10) Για σύμμικτες εφαρμογές	10) Η Δτ υπολογίζεται βάσει της ονομαστικής διαμέτρου του ήλου.
---------------------------------	---	---	--

Σχήμα 7.7- Κατηγορία 80 (Κόπωση Ήλων κεφαλής)

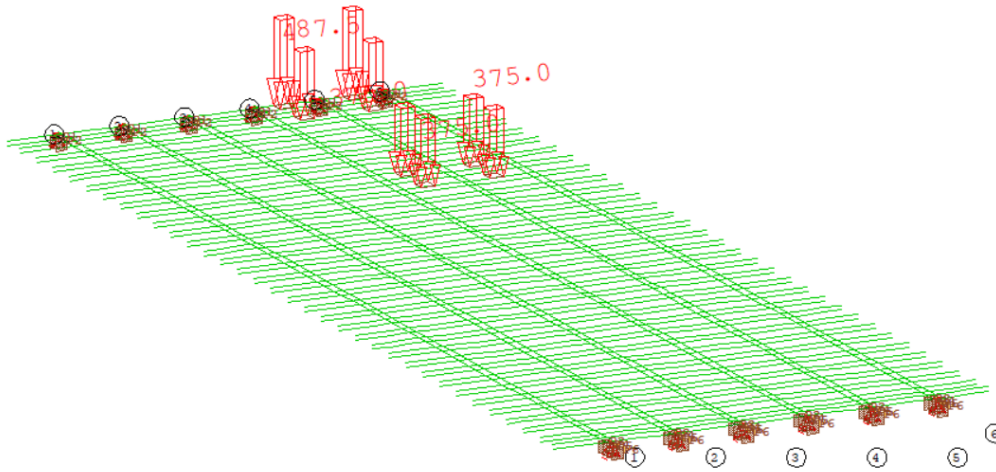
7.3 Φόρτιση Κόπωσης

Για οδικές γέφυρες στον EN 1991-2 [14] προτείνεται μία απλοποιημένη μέθοδος ελέγχου σε κόπωση που βασίζεται σε ένα πρότυπο όχημα κόπωσης. Πρόκειται για την πρότυπη φόρτιση κόπωσης FLM3 με φορτίο άξονα 120 kN και συνολικό βάρος $Q_{m1} = 480$ kN, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.7. Για γέφυρες έως 40 m ο έλεγχος γίνεται μόνο για αυτό το όχημα. Το όχημα κινείται στο μέσο των ονομαστικών λωρίδων ώστε να προκύψει η ελάχιστη και η μέγιστη ένταση.

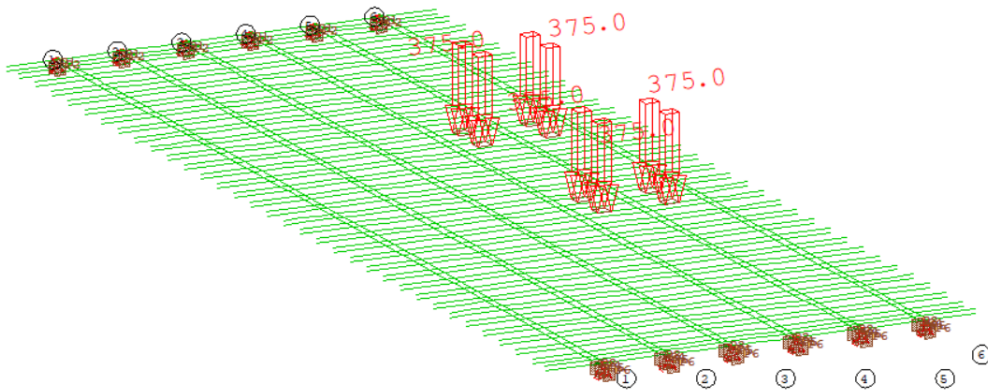


Σχήμα 7.8- Διαστάσεις του Οχήματος Κόπωσης της Πρότυπης Φόρτισης 3 (FLM3)

Στα Σχήματα 7.9,7.10 φαίνεται το όχημα σε 2 χαρακτηριστικές θέσεις, δηλαδή στη στήριξη και στο μέσο του ανοίγματος. Η εισαγωγή των φορτίων έγινε ως επιφανειακά με βάση της επιφάνεια επαφής κάθε τροχού, δηλαδή 0.16m . Μάλιστα στη στήριξη το φορτίο έχει αυξημένη τιμή για να ληφθούν υπόψη δυναμικά φαινόμενα, και συγκεκριμένα η προσαύξηση προκύπτει πολλαπλασιάζοντας την αρχική τιμή του φορτίου με τον συντελεστή $\Delta\sigma_{fat}$ ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.3. Βέβαια το όχημα τοποθετείται σε πολλές θέσεις κατά μήκος του ανοίγματος με βήμα 1m.



Σχήμα 7.9- Όχημα στη Σήριξη



Σχήμα 7.10- Όχημα στο Μέσο του Ανοίγματος

7.4 Συντελεστές Ισοδύναμης Βλάβης

7.4.1 Συντελεστής Ισοδύναμης Βλάβης Για Τον Έλεγχο Κόπωσης Του Χάλυβα

Στον απλοποιημένο έλεγχο σημαντικοί παράγοντες κόπωσης λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός συντελεστή ισοδύναμης βλάβης λ , ο οποίος υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 \leq \lambda_{max} \quad (7.1)$$

όπου λ_1 : ο συντελεστής βλάβης λόγω κυκλοφορίας και εξαρτάται από το μήκος της κρίσιμης γραμμής επιρροής ή ζώνης.

λ_2 : ο συντελεστής όγκου κυκλοφορίας.

λ_3 : ο συντελεστής για τη διάρκεια ζωής της γέφυρας.

λ_4 : ο συντελεστής για κυκλοφορία σε άλλες λωρίδες (οδικές γέφυρες) ή για το δομικό στοιχείο που φορτίζεται με περισσότερες από μία τροχιές (σιδηροδρομικές γέφυρες).

λ_{max} : η μέγιστη τιμή του λ , λαμβανομένου υπόψη του ορίου κόπωσης.

- λ_1 (Για οδικές γέφυρες)

$$\text{στο μέσο του ανοίγματος } \lambda_1 = 2.55 - 0.7 * \left(\frac{L-10}{70} \right) \quad (7.2)$$

όπου L το κρίσιμο μήκος της γραμμής ή ζώνης επιρροής και για αμφιέρειστες ίσο με το μήκος του ανοίγματος.

→ Μέσο Ανοίγματος $\lambda_1 = 2.32$

• στη στήριξη $\lambda_1 = 1.7 + 0.5 * \left(\frac{L-30}{50}\right)$, για $30m \leq L \leq 80m$ (7.3)
 → Στήριξη $\lambda_1 = 1.73$

• λ_2

Ο συντελεστής δίνεται από τη σχέση :

$$\lambda_2 = \left(\frac{Q_{m1}}{Q_o}\right) * \left(\frac{N_{obs}}{N_o}\right)^{(1/5)} = \frac{480}{480} * \left(\frac{N_{obs}}{N_o}\right)^{(1/5)} \quad (7.4)$$

$$N_o = 0.5 * 10^6$$

$Q_o = 480$ kN ,το βάρος του οχήματος κόπωσης .

Q_{m1} : το μέσο μεικτό βάρος φορτηγών στην αργή λωρίδα σε kN.

N_{obs} : συνολικός αριθμός φορτηγών στην λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας.

Πίνακας 7.1-Αριθμός Φορτηγών στην Αργή Λωρίδα 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	$0,05 \times 10^6$
$N_o = 0,5 \times 10^6$		

Για την γέφυρα που εξετάζεται επιλέχθηκε η κατηγορία 2, δηλαδή για οδούς και αυτοκινητόδρομους με μέτριο ποσοστό ροής βαρέων οχημάτων και $N_{obs} = 0.5 * 10^6$.
 → $\lambda_2 = 1$

• λ_3

Ο συντελεστής λ_3 δίνεται από τη σχέση :

$$\lambda_3 = \sqrt[5]{\frac{t_{Ld}}{100}} \quad (7.5)$$

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

Άρα για $t_{Ld} = 100$ έτη → $\lambda_3 = 1$

• λ_4

Ο συντελεστής δίνεται από τη σχέση :

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{n_2 * Q_{m2}}{n_1 * Q_{m1}}\right)^m + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{n_3 * Q_{m3}}{n_1 * Q_{m1}}\right)^m + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{n_k * Q_{mk}}{n_1 * Q_{m1}}\right)^m \right]^{(1/m)} \quad (7.6)$$

k : είναι ο αριθμός λωρίδων βραδείας κυκλοφορίας.

n_j : είναι η τιμή της γραμμής επιρροής στο μέσο της λωρίδας j .

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

n_j : αριθμός φορτηγών ανά έτος στη λωρίδα j .

$m = 5$ και για διατμητικούς ήλους $m = 8$.
Για τη γέφυρα που εξετάζεται $\lambda_4 = 1$

- λ_{max}

Για οδικές γέφυρες ο συντελεστής στο μέσο του ανοίγματος και στη στήριξη είναι :

Μέσο Ανοίγματος: $\lambda_{max} = 2.5 - 0.5 * (\frac{L-10}{15})$ για $L \leq 25m$, διαφορετικά $\lambda_{max} = 2$
Στήριγμα: $\lambda_{max} = 1.8 + 0.9 * (\frac{L-30}{50})$ για $L \geq 30 m$, διαφορετικά $\lambda_{max} = 1.8$
(7.7)

Για το άνοιγμα που εξετάζεται $L = 33m$.

Άρα για το μέσο ανοίγματος $\lambda_{max} = 2$ και για τη στήριξη $\lambda_{max} = 1.85$.

Επομένως :

Μέσο Ανοίγματος : $\lambda = 2.32 > \lambda_{max} = 2 \rightarrow \lambda = 2$

Στήριξη : $\lambda = 1.73 < \lambda_{max} = 1.85 \rightarrow \lambda = 1.73$

Αφού προσδιοριστεί το εύρος τάσεων όπως περιγράφεται παρακάτω οι τελικές τάσεις ελέγχου στο μέσο του ανοίγματος ή στο στήριγμα είναι :

- $\Delta\sigma_{E2} = \lambda * | \sigma_{max,f} - \sigma_{min,f} |$ (7.8)

- $\Delta\tau_{E2} = \lambda * | \tau_{max,f} - \tau_{min,f} |$ (7.9)

7.4.2 Συντελεστής Ισοδύναμης Βλάβης Για Τον Έλεγχο Κόπωσης Διατμητικών Ήλων

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} * \lambda_{v,2} * \lambda_{v,3} * \lambda_{v,4} \quad (7.10)$$

$\lambda_{v,1} = 1.55$, για όλες τις οδικές με μήκος έως 100m.

$\lambda_{v,2,3,4}$ υπολογίζονται όπως για και για το χάλυβα με $m = 8 \rightarrow \lambda_{v,2,3,4} = 1$

Άρα, $\lambda_v = 1.55$

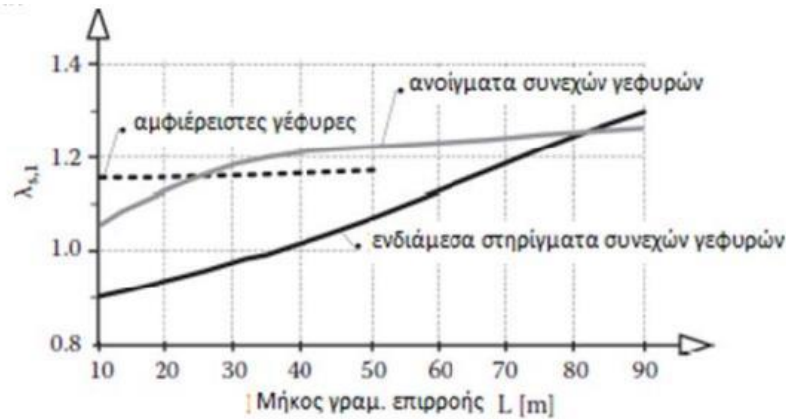
7.4.3 Συντελεστής Ισοδύναμης βλάβης Για Τον Έλεγχο Κόπωσης Οπλισμού

$$\lambda_s = \varphi_{FAT} * \lambda_{s,1} * \lambda_{s,2} * \lambda_{s,3} * \lambda_{s,4} \quad (7.11)$$

όπου $\varphi_{FAT} = 1.2$ συντελεστής που εκφράζει την επιρροή της τραχύτητας του οδοστρώματος.

- $\lambda_{s,1}$

Ο υπολογισμός του $\lambda_{s,1}$ δίνεται από το Σχήμα 7.11 για αμφιέριστες γέφυρες και για $L = 33m \rightarrow \lambda_{s,1} = 1.17$



Σχήμα 7.11- Συντελεστής $\lambda_{s,1}$

- $\lambda_{s,2}$

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} * \sqrt[2]{\frac{k_2 \text{ Nobs}}{2 * 10^6}} \quad (7.12)$$

$\bar{Q} = 1, 0.84, 0.82$ για γέφυρες μεγάλων, μεσαίων ή μικρών αποστάσεων

$k_2 = 9$

$\rightarrow \lambda_{s,2} = 0.7$

- $\lambda_{s,3}$

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[2]{\frac{k_2 \text{ Nyears}}{100}} \quad (7.13)$$

όπου N_{years} είναι η διάρκεια ζωής σε έτη

$\rightarrow \lambda_{s,3} = 1$

- $\lambda_{s,4}$

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[2]{\frac{\sum \text{Nobs},i}{\text{Nobs},1}} \quad (7.14)$$

Nobs,i είναι ο αριθμός φορτηγών στη λωρίδα i

$\text{Nobs},1$ είναι ο αριθμός φορτηγών στη λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας ανά έτος

$\rightarrow \lambda_{s,4} = 1$

Επομένως ο συντελεστής ισοδύναμης βλάβης είναι : $\lambda_s = 0.98$

7.5 Έλεγχοι Κόπωσης

7.5.1 Ανισώσεις Ελέγχου

Η γενική ανισότητα ελέγχου είναι $(\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E) \leq (\Delta\sigma_R / \gamma_{Mf})$. Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις γ_{Ff} είναι ίσοι με 1, για τις αντιστάσεις γ_{Mf} για τον δομικό χάλυβα δίνονται από τον Πίνακα 7.2, ενώ για τους ήλους ισχύει $\gamma_v = 1.00$.

Πίνακας 7.2- Συντελεστές Ασφαλείας Για Δομικό Χάλυβα γ_{Ff}

Επιπτώσεις αστοχίας	Χαμηλές (δευτερεύοντα στοιχεία)	Υψηλές (κύρια στοιχεία)
Ανοχή βλαβών (επισκέψιμα στοιχεία)	1,00	1,15
Ασφάλεια ζωής (μη επισκέψιμα στοιχεία)	1,15	1,35

Ο έλεγχος του δομικού χάλυβα και των ήλων δίνονται παρακάτω :

- Χάλυβας

Ορθές Τάσεις:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mfa}} \leq 1$$

Διατμητικές Τάσεις:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mfa}} \leq 1$$

Αλληλεπίδραση Ορθών και Διατμητικών Τάσεων:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mfa}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mfa}} \right)^5 \leq 1, \text{ όπου } \Delta \sigma_c \text{ και } \Delta \tau_c \text{ αντοχή σε κόπωση για}$$

$$N_c = 2 \cdot 10^6 \text{ κύκλους φόρτισης}$$

- Ήλοι κεφαλής

Θλιβόμενο Πέλμα, $\Delta \tau_c = 90 \text{ MPa}$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mfv}} \leq 1$$

Εφελκυσμένο Πέλμα, $\Delta \tau_c = 90 \text{ MPa}$, $\Delta \sigma_c = 80 \text{ MPa}$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mfv}} \leq 1, \quad \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mfa}} \leq 1 \text{ και}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mfa}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mfv}} \leq 1.3$$

Οι ανισώσεις ελέγχου για τον έλεγχο κόπωσης οπλισμού δίνονται παρακάτω :

- Οπλισμός

$$\gamma_{Fs,F} \cdot \Delta \sigma_{s,eq} \leq \frac{\Delta \sigma_{R,s}}{\gamma_{Ms,F}}$$

$$\text{για } \gamma_{Fs,F} = 1.0 \text{ και } \Delta \sigma_{R,s} = 162.5 \text{ MPa, } \gamma_{Ms,F} = 1.15$$

7.5.2 Έλεγχος Κόπωσης Χάλυβα

Για το δομικό χάλυβα η κόπωση εξετάζεται για το φορτίο κόπωσης συν τα φορτία του χαρακτηριστικού συνδυασμού ΟΚΛ. Συγκεκριμένα λαμβάνοντας υπόψη τις φάσεις κατασκευής προσδιορίζονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες τάσεις στην δυσμενέστερη διατομή της κρισιμότερης δοκού για την φόρτιση FLM3 και προστίθενται στις αντίστοιχες του συνδυασμού $G + S + 0.6 \cdot \Delta T_M$. Στην συνέχεια και με το εύρος τάσεων που προκύπτει γίνεται ο έλεγχος κόπωσης σε χαρακτηριστικά σημεία ανάλογα με την κατηγορία λεπτομέρειας.

Λόγω του στατικού συστήματος της γέφυρας που εξετάζεται οι δυσμενέστερες θέσεις για ορθές τάσεις είναι στο μέσο του ανοίγματος ενώ για διατμητικές στο στήριγμα. Ακόμα, όπως προκύπτει από τους υπολογισμούς, η ακραία δοκός καταπονείται περισσότερο σε ορθές τάσεις (το όχημα FLM3 κινείται στη αριστερή λωρίδα), ενώ η μεσαία δοκός που βρίσκεται δίπλα στην ακραία καταπονείται περισσότερο σε διατμητικές τάσεις στην στήριξη. Επίσης δεν είναι έντονη η αλληλεπίδραση διατμητικών και ορθών τάσεων και ο συνδυαστικός έλεγχος τους αμελείται.

7.5.2.1 Υπολογισμός Τάσεων

Όπως και στους ελέγχους στην ΟΚΑ οι τάσεις για κάθε φόρτιση προκύπτουν για δύο χρονικές στιγμές, την φάση κατασκευής και την φάση λειτουργίας για $t = 0$ όπου λαμβάνεται $E_c = 34000$ MPa. Παρόλα αυτά οι μη κυκλικές δράσεις (χαρακτηριστικός συνδυασμός ΟΚΛ) είναι σταθερές και επομένως αλληλοαναιρούνται κατά τον υπολογισμό του εύρους των τάσεων, το οποίο τελικά προκύπτει από τη διαφορά μέγιστης και ελάχιστης τιμής, που προκαλούνται από τη διέλευση του οχήματος. Τα αποτελέσματα δίνονται παρακάτω ενώ οι περιβάλλουσες των τάσεων και των τεμνουσών φαίνονται στα Σχήματα 7.10-7.12 στο τέλος της παραγράφου.

Ορθές Τάσεις - Ανοιγμα:

- FLM3

$$\text{Άνω πέλμα} \rightarrow \sigma_{AOmax} = -4,16 \text{ MPa} , \sigma_{AOmin} \approx 0 \text{ MPa}$$

$$\text{Κάτω πέλμα} \rightarrow \sigma_{AUmax} = 23,5 \text{ MPa} , \sigma_{AUmin} \approx 0 \text{ MPa}$$

Τελικά:

$$\text{Κάτω πέλμα} \rightarrow \Delta\sigma_E = \lambda_{\text{ανοίγματος}} * |\sigma_{AUmax} - \sigma_{AUmin}| = 2 * |23,5| = 47 \text{ MPa}$$

$$\text{Άνω πέλμα} \rightarrow \Delta\sigma_E = \lambda_{\text{ανοίγματος}} * |\sigma_{AOmax} - \sigma_{AOmin}| = 2 * |-4,16| = 8,32 \text{ MPa}$$

Διατμητικές Τάσεις - Στήριξη:

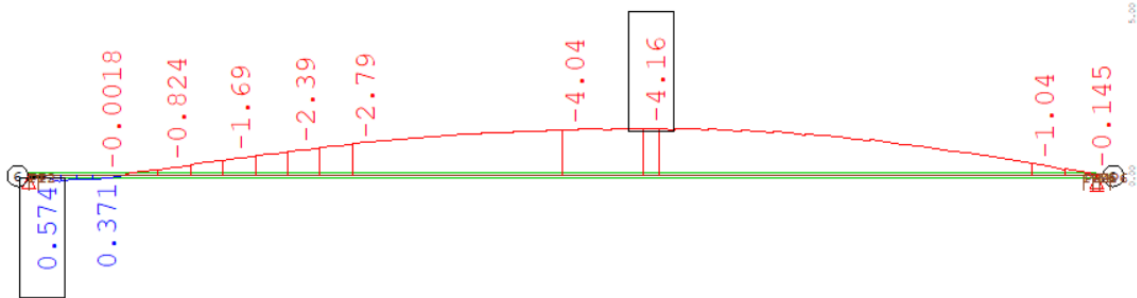
- FLM3

$$\text{Κορμός} \rightarrow V_{\max,f} = 170,8 \text{ kN} , V_{\min,f} = 17,5 \text{ kN}$$

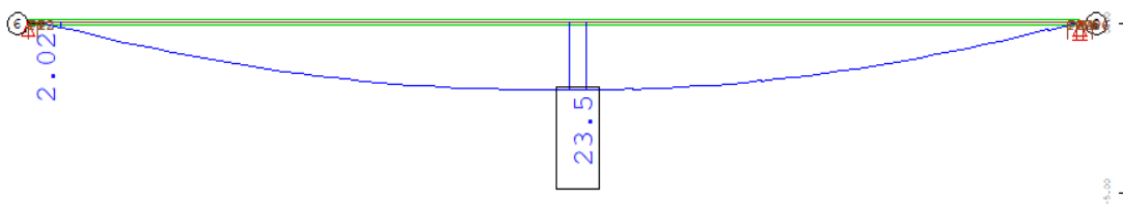
$$|\tau_{\max} - \tau_{\min}| = |V_{\max,f} - V_{\min,f}| * \frac{1}{hw * tw} = 5.32 \text{ MPa} \quad (7.15)$$

Τελικά:

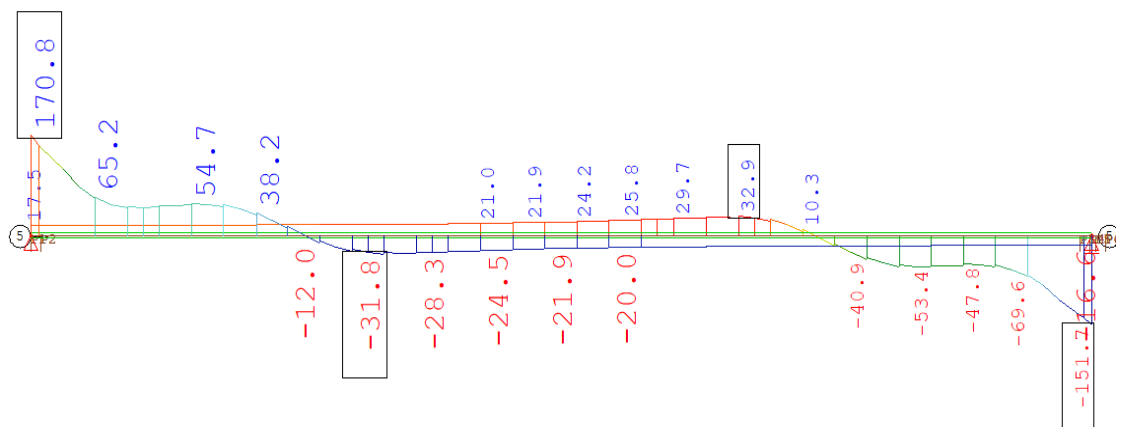
$$\text{Κορμός} \rightarrow \Delta\tau_E = \lambda_{\text{στήριξης}} * |\tau_{\max,f} - \tau_{\min,f}| = 1.73 * 5.32 = 9,2 \text{ MPa}$$



Σχήμα 7.12- Τάση Άνω Πέλματος (σ_{A0max})



Σχήμα 7.13- Τάση Κάτω Πέλματος (σ_{AUmax})



Σχήμα 7.14- Περιβάλλουσα Τεμνουσών Δυνάμεων ($V_{max,f}$, $V_{min,f}$)

7.5.2.2 Έλεγχος Κάτω Πέλματος

Η συγκόλληση κορμού-πέλματος, η οποία πραγματοποιείται με αυτόματες αμφίπλευρες εξωραφές χωρίς στάσεις είναι λεπτομέρεια κατηγορίας 112 αλλά στο κάτω πέλμα συγκολλούνται κατακόρυφες νευρώσεις, λεπτομέρεια η οποία είναι κατηγορίας 80 (Σχήμα 7.3). Σε συνδυασμό με το γεγονός ότι η επιθεώρηση της γέφυρας ενδέχεται να μην είναι τόσο συχνή όσο απαιτείται για τον εντοπισμό πιθανών προβλημάτων λόγω κόπωσης, επιλέγεται από το Σχήμα 7.2 συντελεστής ασφαλείας για το χάλυβα $\gamma_{Mf,a} = 1.35$.

Έλεγχος Κόπωσης: $\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta \sigma_{E2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mfa}} = \frac{1 * 47}{80 / 1.35} = 0.79 < 1, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

Τα πέλματα έχουν μεγάλα μήκη, εντός των οποίων τα πάχη είναι σταθερά, επομένως είναι αδύνατο να προκύψουν ως ενιαία ελάσματα. Για την εξασφάλιση επαρκούς αντοχής, η αποκατάσταση της συνέχειάς τους γίνεται με αμφίπλευρη εσωραφή πλήρους διείδυσης. Επειδή είναι πρακτικά πολύ δύσκολο να προβλεφθεί από τη μελέτη η ακριβής θέση της συγκόλλησης και υπέρ της ασφαλείας πραγματοποιείται ο έλεγχος με τη μέγιστη τάση του ανοίγματος. Οι αποκαταστάσεις πελμάτων και κορμών στα τελικά μήκη γίνεται πριν από τη συναρμολόγηση της συγκολλητής διατομής και με κατάλληλη επεξεργασία έτσι ώστε να προκύψει λεπτομέρεια κατηγορία 112 (Σχήμα 7.4).

Έλεγχος κόπωσης σε αποκατάσταση ελάσματος πάχους 30 mm:

$$\text{Συντελεστής κλίμακας } k_s = (25/30)^{0.2} = 0,964 \quad (7.16)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta \sigma_{E2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mfa}} = \frac{1 * 47}{0,964 * 112 / 1.35} = 0.59 < 1, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

7.5.2.3 Έλεγχος Άνω Πέλματος

Για το άνω πέλαμα ισχύουν όσα και για το κάτω, με μια πρόσθετη απαίτηση λόγω της παρουσίας των διατμητικών ήλων, η οποία είναι λεπτομέρεια κατηγορίας 80 όπως φαίνεται και στο Σχήμα 7.6.

$$\Delta \sigma_c = 80 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta \sigma_{E2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mfa}} = \frac{1 * 8,32}{80 / 1.35} = 0,14 < 1, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

7.5.2.4 Έλεγχος Διατμητικών Τάσεων Κορμού

Ο κορμός υπό διατμητικές τάσεις είναι λεπτομέρεια κατηγορίας 100, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 7.5.

$$\Delta \tau_c = 100 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mfa}} = \frac{1 * 9,2}{100 / 1.35} = 0.12 < 1, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

7.5.3 Έλεγχος Διατμητικών Ήλων

Στον έλεγχο των διατμητικών ήλων γίνεται φόρτιση μόνο με το φορτίο κόπωσης FLM3 και από την περιβάλλουσα φαίνεται να καταπονείται η μεσαία δοκός στη στήριξη.

Το εύρος τάσεων υπολογίζεται από τη σχέση :

$$|\tau_{max,f} - \tau_{min,f}| = |V_{max,f} - V_{min,f}| * \frac{S_{10} * e_L}{n_o * I_{10} * n * A_d} \quad (7.17)$$

Όπως εξηγείται στο Κεφάλαιο 8 έχουν τεθεί 2Φ19/150. Επομένως :

$$S_{1,0} = A_c * (z_1 - z_c) = 4108 * (56.55 - 11,01) = 187094,8 \text{ cm}^3 \quad (7.18)$$

$$I_{1,0} = 5108684 \text{ cm}^4$$

$$e_L = 15 \text{ cm}$$

$$A_d = (\pi * d^2) / 4 = 2.83 \text{ cm}^2 \text{ (για } d = 19\text{mm)} \quad (7.19)$$

$$n = 2$$

$$n_o = E_a / E_{cm}$$

$$\Rightarrow |\tau_{max,f} - \tau_{min,f}| = 24,04 \text{ MPa}$$

$$\Delta\tau_E = \lambda_v * |\tau_{max} - \tau_{min}| = 1.55 * 24,04 = 37,3 \text{ MPa}$$

Η αντοχή σε κόπωση των διατμητικών ηλών είναι 90 MPa (Σχήμα 7.7)

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mfa}} = \frac{1 * 37,3}{90 / 1} = 0.41 < 1, \text{ επομένως οι ήλοι έχουν επαρκή αντοχή σε κόπωση.}$$

7.5.4 Έλεγχος Οπλισμού

Ο έλεγχος των ράβδων του οπλισμού σε κόπωση γίνεται για το συχνό συνδυασμό συν το όχημα κόπωσης προσαυξημένο με ένα συντελεστή $\beta=1.4$. Από τους υπολογισμούς προκύπτει η ακραία δοκός δυσμενέστερη στο μέσο του ανοίγματος. Επίσης οι ράβδοι επιλέχθηκαν να τοποθετηθούν σε 50mm απόσταση από την άνω και κάτω ίνα της πλάκας σκυροδέματος και να έχουν κατακόρυφη απόσταση μεταξύ τους 100mm.

Συχνός συνδυασμός $\rightarrow G_1 + G_2 + 0.75Q_{TS} + 0.4Q_{UDL} + 0.4Q_{qf,comb} + 0.5\Delta TM$ (G_1 ίδια βάρη και G_2 πρόσθετα μόνιμα). Επειδή όμως οι μη κυκλικές δράσεις αλληλοαναιρούνται, το έυρος σχεδιασμού της ροπής είναι με βάση την $M_{max,f,Ed}$. Για σκυρόδεμα μόνιμως υπό θλίψη:

$$|\sigma_{maxfEd} - \sigma_{min,f,Ed}| = (M_{max,f,Ed} - M_{min,f,Ed}) * \frac{z_{1s}}{I_{10}} \quad (7.20)$$

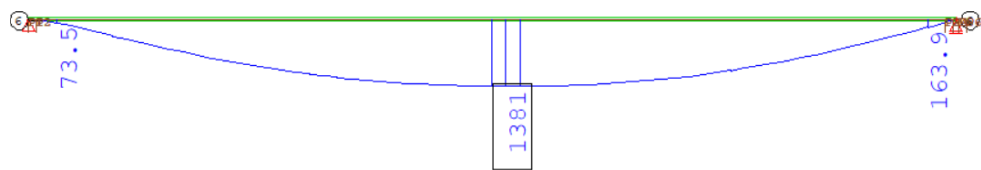
$z_{1s} = 51,55 \text{ cm}$ (απόσταση του οπλισμού από το κέντρο βάρους της αρηγμάτωτης διατομής)

$I_{10} = 5108683,6 \text{ cm}^4$ (ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης διατομής)

$M_{max,f,Ed}$, $M_{min,f,Ed}$ οι μέγιστες και οι ελάχιστες ροπές του συχνού συνδυασμού.

Συγκεκριμένα:

$$\beta FLM3 \rightarrow M_{max} = 1381 \text{ kNm}$$



Σχήμα 7.15- M_{max} ($\beta FLM3$)

Επομένως:

$$M_{max,f,Ed} = 1381 \text{ kNm}$$

$$M_{min,f,Ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$\text{Και } |\sigma_{maxfEd} - \sigma_{min,f,Ed}| = 13,95 \text{ MPa}$$

Έλεγχος:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s * |\sigma_{maxfEd} - \sigma_{min,f,Ed}| = 0.98 * 13,95 = 13,75 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{F,f} * \Delta\sigma_{s,equ} = 13,75 \text{ MPa} \leq \Delta\sigma_{R,s} / \gamma_{M_{s,f}} = 162,5 / 1,15 = 141,3 \text{ MPa}$$

8 Διατμητική Σύνδεση

8.1 Γενικά

Στις σύμμικτες γέφυρες η σύνδεση μεταξύ της χαλύβδινης δοκού και της πλάκας σκυροδέματος του καταστρώματος γίνεται με τη βοήθεια διατμητικών συνδέσμων. Οι διατάξεις του EN 1994-2 [23] καλύπτουν μόνο ένα τύπο διατμητικών συνδέσμων, τους διατμητικούς ήλους κεφαλής. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διαμήκη διάτμηση που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ πλάκας σκυροδέματος και χαλύβδινης δοκού. Η διαμήκης διάτμηση οφείλεται στις τέμνουσες δυνάμεις. Η σύνδεση ελέγχεται στις ακόλουθες οριακές καταστάσεις:

- Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)
- Οριακή Κατάσταση Κόπωσης, σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 7

Στον Πίνακα 8.1 συνοψίζεται ο τρόπος υπολογισμού της αντοχής των διατμητικών ήλων, τόσο στην ΟΚΑ, όσο και την ΟΚΛ.

Πίνακας 8.1- Διατμητική Αντοχή Ήλων Κεφαλής

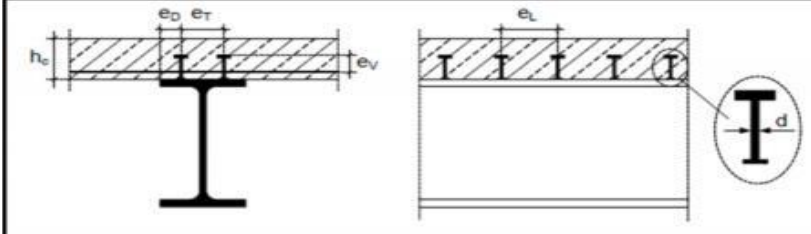
Οριακή κατάσταση	$P_{Rd1} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) / \gamma_v$	$P_{Rd2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v$
Αστοχίας	$P_{Rd} = \min \{ P_{Rd1}, P_{Rd2} \}$	
Λειτουργικότητας	$0,75 \cdot P_{Rd}$	
Κόπωσης		
Σύμβολα	d = διάμετρος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

8.2 Αντοχή Διατμητικών Ήλων

Πέρα από την αντοχή των ήλων, η διατμητική σύνδεση εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό και από τη γεωμετρία της. Για το λόγο αυτό από τον κανονισμό προδιαγράφονται ορισμένες κατασκευαστικές λεπτομέρειες που αφορούν τις αποστάσεις των ήλων στη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση, την απόσταση του εγκάρσιου οπλισμού από την κεφαλή του ήλου, την

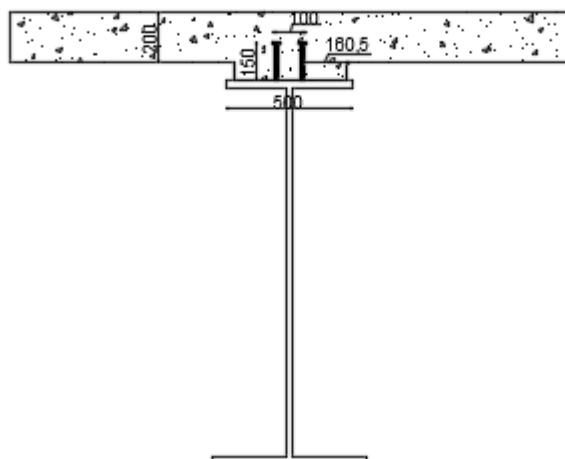
απόσταση του ήλου από την άκρη του χαλύβδινου πέλματος κ.λπ. Στον Πίνακα 8.2 συνοψίζονται οι παραπάνω αναφερθείσες κατασκευαστικές διατάξεις.

Πίνακας 8.2- Κατασκευαστικές Διατάξεις Διαμητικής Σύνδεσης



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	$25 \text{ mm} \leq e_0$
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 συνδεδεμένα με την πλάκα κατατάσσονται στην κατηγορία 1	$e_l \leq 22 \cdot t \cdot \epsilon$ $e_0 \leq 9 \cdot t \cdot \epsilon$ 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

Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκαν 2Φ19/150. Με βάση αυτή τη διάταξη έγιναν και οι έλεγχοι. Οι ήλοι έχουν διάμετρο $d=19\text{mm}$, ύψος $h_{sc} = 150\text{ mm}$ και διατάσσονται ομοιόμορφα σε όλο το μήκος της δοκού ανά 150 mm. Η αντοχή f_u είναι ίση με 450 MPa, η εγκάρσια απόσταση μεταξύ των ήλων είναι $e_t = 100\text{ mm}$, ενώ η απόσταση του ακραίου ήλου από την άκρη του χαλύβδινου πέλματος είναι $e_D = 160,5\text{ mm}$



Σχήμα 8.1- Σύμμικτη Διατομή με Ήλους Κεφαλής

Με βάση τον Πίνακα 8.1 για $\alpha = 1$, διότι $(h_{sc}/d) = 7.90 > 4$, και $\gamma_v = 1.00$ υπολογίζονται οι αντοχές P_{Rd1} και P_{Rd2} , δηλαδή $P_{Rd,1} = 81.66 \text{ kN}$ και $P_{Rd,2} = 91.36 \text{ kN}$. Οι τελικές τιμές που θα λάβουμε υπόψη στους ελέγχους σε κάθε οριακή κατάσταση ελέγχου είναι:

$$\text{OKA} \rightarrow P_{Rd} = 81.66 \text{ kN}$$

$$\text{OKΛ} \rightarrow P_{Rd,ser} = 61.24 \text{ kN}$$

8.3 Διαμήκης Διατμητική Ροή και Ανισώσεις Ελέγχου

Η αναπτυσσόμενη διαμήκης διατμητική δύναμη μεταξύ σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος οφείλεται στις τέμνουσες δυνάμεις που επιδρούν στη σύμμικτη διατομή γενικώς. Η επιβολή των τεμνουσών δυνάμεων δημιουργεί διάτμηση στη διατομή του φορέα όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.3 και με την υπόθεση ελαστικής συμπεριφοράς αναπτύσσεται σύμφωνα σε κάθε οριζόντια ή κατακόρυφη τομή διατμητική ροή μεγέθους:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} * S}{I} \quad (8.1)$$

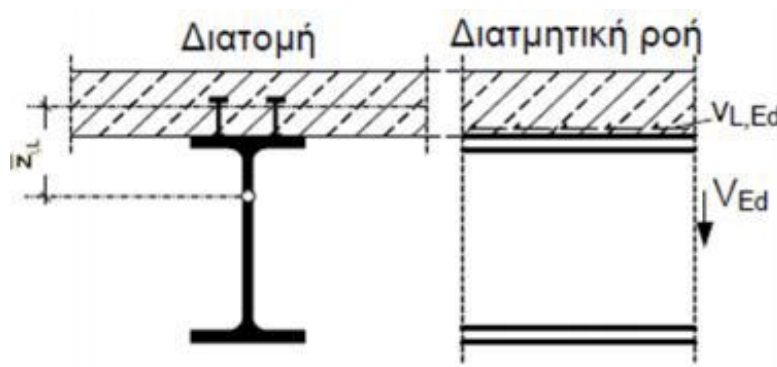
όπου

S είναι η στατική ροπή της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνου ελέγχου. Για την συγκεκριμένη αμφιέριστη γέφυρα και για θετικές ροπές είναι:

$$S = (A_c/n) * (z_1 - z_c) \quad (8.2)$$

I είναι η ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνου και ελέγχου.

Για σύμμικτη δοκό σταθερής διατομής, τόσο η στατική ροπή S , όσο και η ροπή αδράνειας I είναι σταθερά μεγέθη και επομένως η διαμήκης διάτμηση ακολουθεί το διάγραμμα τεμνουσών.



Σχήμα 8.3 - Δρώσα Διατμητική Ροή

Η διατμητική αντοχή των συνδέσμων δίνεται από τις σχέσεις :

$$v_{L,Rd} = n * P_{rd} / e_L \rightarrow \text{OKA}$$

$$v_{L,Rd} = n * P_{rd,ser} / e_L \rightarrow \text{OKΛ}$$

(8.3)

όπου:

n ο αριθμός των διατμητικών ήλων στη διατομή.

e_L η διαμήκης απόσταση μεταξύ των ήλων.

Για 2Φ19 /150

- $v_{L,Rd}(\text{OKA}) = 1088,75 \text{ kN/m}$
- $v_{L,Rd}(\text{OKΛ}) = 816,56 \text{ kN/m}$

Επομένως για να επαρκεί σύνδεση θα πρέπει να ικανοποιούνται οι ανισώσεις:
 $V_{L,Ed} \leq V_{L,Rd}$ στην ΟΚΑ
 $V_{L,Ed,ser} \leq V_{L,Rd,ser}$ στην ΟΚΛ

8.4 Έλεγχος στην ΟΚΑ

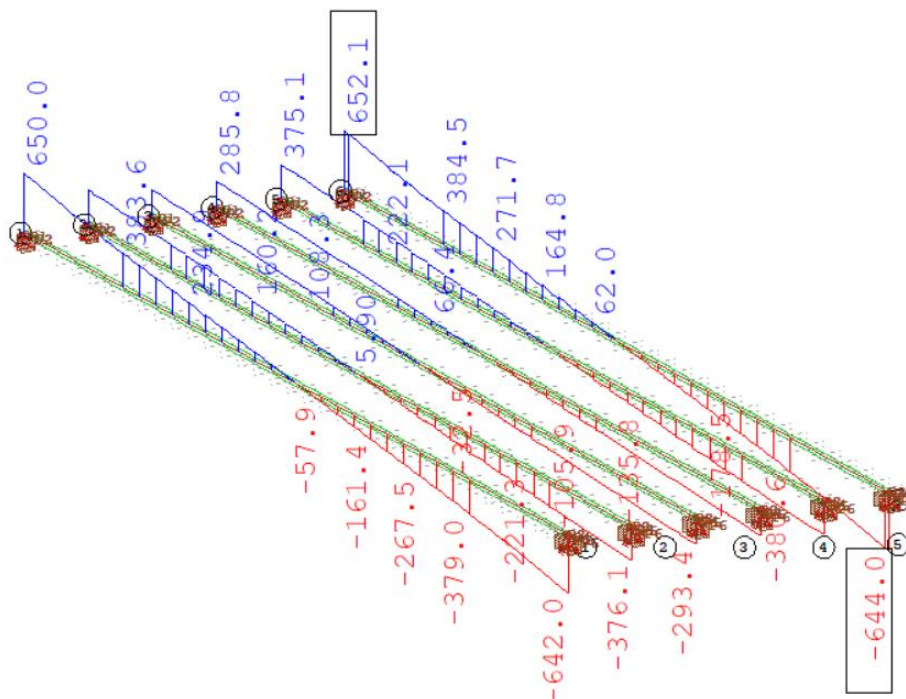
Ο έλεγχος γίνεται στην ακραία στήριξη της δοκού για τη φάση λειτουργίας $t = 0$ και υπολογίζονται οι τέμνουσες δυνάμεις από τα μόνιμα και τα μεταβλητά φορτία με βάση τη περιβάλλουσα των τεμνουσών. Στη συνέχεια προσδιορίζεται η διατμητική ροή για κάθε φόρτιση ξεχωριστά και εξασφαλίζεται ότι η συνολική ροή είναι μικρότερη από την αντοχή των τοποθετημένων ήλων.

8.4.1 Μόνιμα Φορτία

Τα φορτία που επιβάλλονται στο φορέα πριν από τη σκλήρυνση του σκυροδέματος παραλαμβάνονται πλήρως από τη χαλύβδινη διατομή και δεν προκαλούν ένταση στους διατμητικούς συνδέσμους. Παρόλα αυτά, γίνεται η συντηρητική παραδοχή πως το μέρος της τέμνουσας που αντιστοιχεί στο συντελεστή ασφαλείας μπορεί να οφείλεται σε μια ενδεχόμενη υπερφόρτωση η οποία εμφανίζεται στη φάση λειτουργίας της σύμμικτης δοκού [1].

Επιβάλλεται στον φορέα ο συνδυασμός $0.35G_1 + 1.35G_2$, όπου G_1 ίδια βάρη και G_2 πρόσθετα μόνιμα και προκύπτουν οι τέμνουσες όπως φαίνεται και στο Σχήμα 8.4.

$$V_{Ed,G} = 652,1 \text{ kN}$$



Σχήμα 8.4 - V_{max} (G)

Ιδιότητες Διατομής :

$$I. n_G = 20,12$$

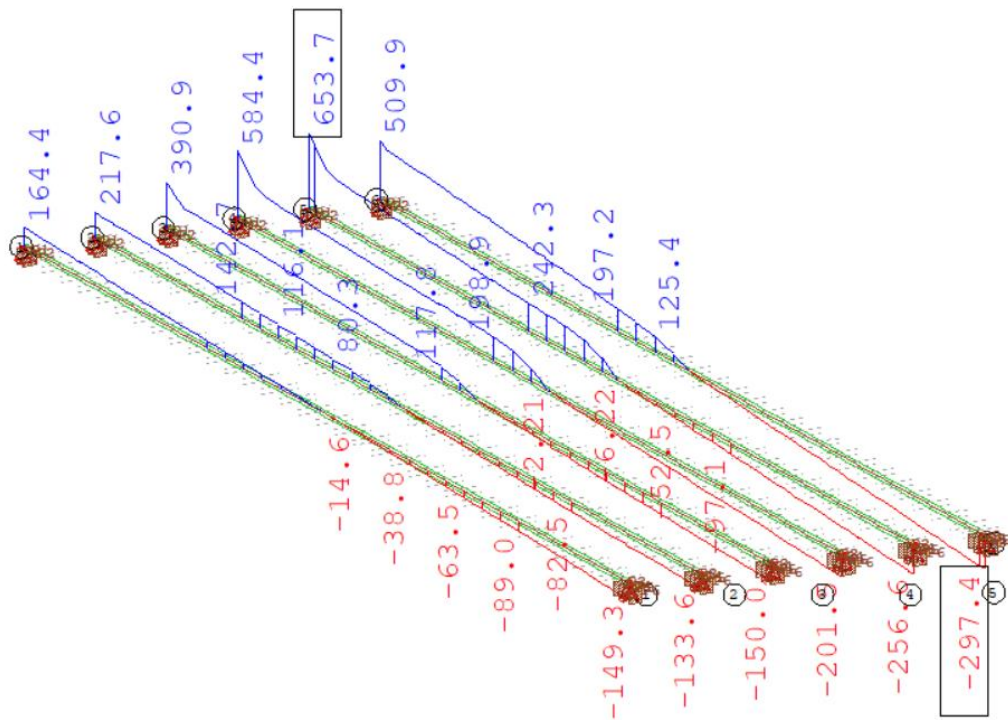
2. $A_c = 4708 \text{ cm}^2$
3. $b_{\text{eff}} = 220 \text{ cm}$
4. $z_c = 10,88 \text{ cm}$
5. $A_{1G} = 851,996 \text{ cm}^2$
6. $z_{1G} = 79,56 \text{ cm}$
7. $I_{1G} = 3777713 \text{ cm}^4$
8. $S_{1G} = (4708/20,12) \cdot (79,56 - 10,88) = 16070 \text{ cm}^3$

$$\Rightarrow V_{\text{Ed,G}} = 277.4 \text{ kN/m}$$

8.4.2 Μεταβλητά Φορτία

Για τα μεταβλητά φορτία λαμβάνεται ο συνδυασμός $1.35Q_1 + 0.9T$, όπου Q_1 περιλαμβάνει τα TS, UDL και $q_{f,\text{comb}}$ με τις χαρακτηριστικές τιμές τους, και ύστερα υπολογίζεται η περιβάλλουσα τεμνουσών όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.5.

$$V_{\text{Ed,G}} = 509,9 \text{ kN}$$



Σχήμα 8.4 - $V_{\text{max}} (Q)$

Ιδιότητες Διατομής :

1. $n_G = 6,176$
2. $A_c = 4708 \text{ cm}^2$
3. $b_{\text{eff}} = 220 \text{ cm}$
4. $z_c = 10,88 \text{ cm}$
5. $A_{1G} = 1380,24 \text{ cm}^2$
6. $z_{1G} = 53,27 \text{ cm}$

$$7. I_{IG} = 5311092 \text{ cm}^4$$

$$8. S_{IG} = (4708/6,176) * (53,27 - 10,88) = 32315,27 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow V_{Ed,Q} = 310,25 \text{ kN/m}$$

Η δρώσα διατμητική προκύπτει από το άθροισμα των διατμητικών ροών λόγω μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και συγκρίνεται με την αντοχή σε διατμητική ροή στην ΟΚΑ, όπως αυτή υπολογίστηκε στην Παράγραφο 8.3. Συγκεκριμένα:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,Q} = 277,40 + 310,25 = 587,6 \text{ kN/m} < V_{L,Rd}(\text{ΟΚΑ}) = 1088,75 \text{ kN/m}$$

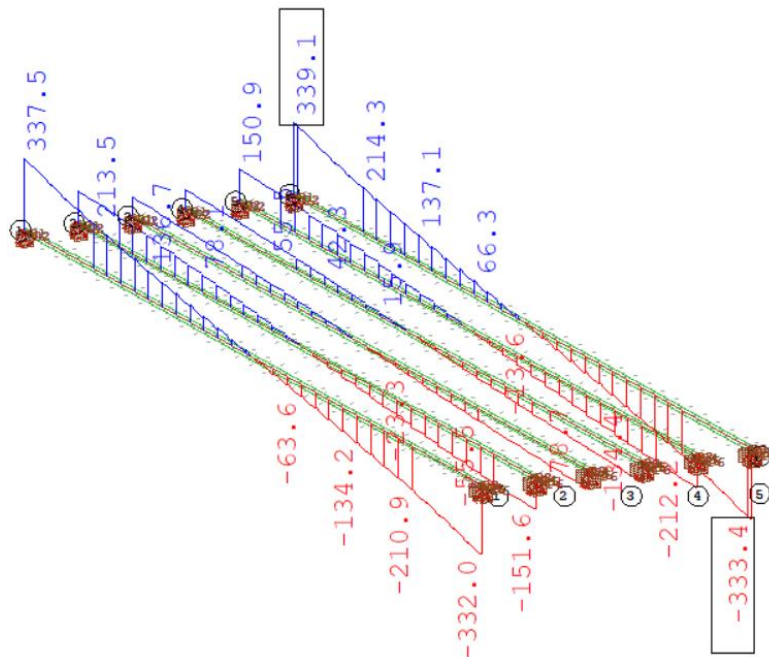
Επομένως η σύνδεση επαρκεί.

8.5 Έλεγχος Στην ΟΚΑ

Ο έλεγχος επαναλαμβάνεται για τους συντελεστές ασφαλείας της ΟΚΑ, με τη μειωμένη αντοχή των διατμητικών ήλων.

8.5.1 Μόνιμα Φορτία

$$\text{Συνδυασμός } 1 * G_2 \rightarrow V_{Ed,G_2} = 339,1 \text{ kN}$$



Σχήμα 8.5 - $V_{max}(G_2)$

Ιδιότητες Διατομής :

$$1. n_G = 20,12$$

$$2. A_c = 4708 \text{ cm}^2$$

$$3. b_{eff} = 220 \text{ cm}$$

$$4. z_c = 10,88 \text{ cm}$$

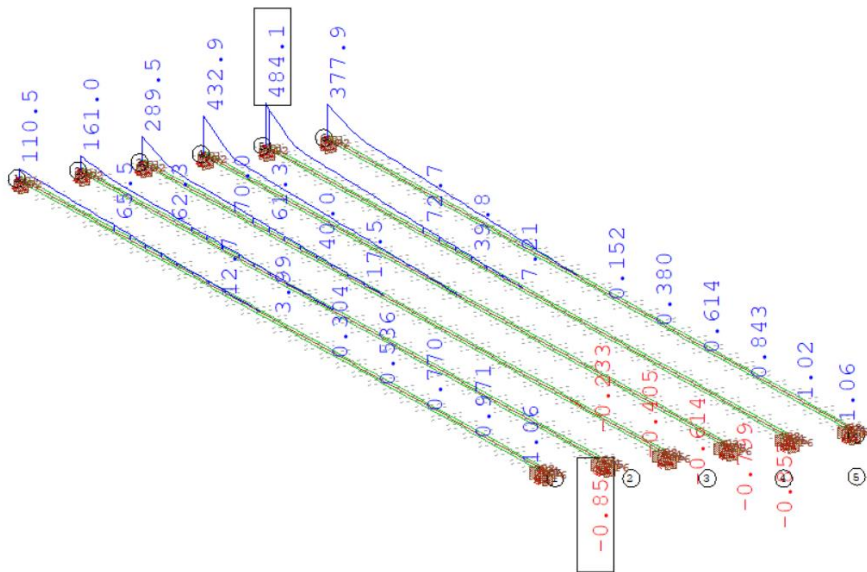
$$5. A_{IG} = 851,996 \text{ cm}^2$$

6. $z_{1G} = 79,56 \text{ cm}$
7. $I_{1G} = 3777713 \text{ cm}^4$
8. $S_{1G} = (4708/20,12) \cdot (79,56 - 10,88) = 16070 \text{ cm}^3$

$$\Rightarrow V_{Ed,G} = 144,25 \text{ kN/m}$$

8.5.2 Μεταβλητά Φορτία

$$\text{Συνδυασμός } 1Q + 0.6T \rightarrow V_{Ed,Q} = 484,1 \text{ kN}$$



Σχήμα 8.6 - V_{\max} (Q)

Ιδιότητες Διατομής :

1. $n_G = 6,176$
2. $A_c = 4708 \text{ cm}^2$
3. $b_{\text{eff}} = 220 \text{ cm}$
4. $z_c = 10,88 \text{ cm}$
5. $A_{1G} = 1380,24 \text{ cm}^2$
6. $z_{1G} = 53,27 \text{ cm}$
7. $I_{1G} = 5311092 \text{ cm}^4$
8. $S_{1G} = (4708/6,176) \cdot (53,27 - 10,88) = 32315,27 \text{ cm}^3$

$$\Rightarrow V_{Ed,G} = 484,1 \text{ kN/m}$$

Όπως και στον έλεγχο σε ΟΚΑ, η δρώσα διατμητική ροή σχεδιασμού προκύπτει από το άθροισμα των διατμητικών ροών λόγω μόνιμων και μεταβλητών φορτίων και συγκρίνεται με την αντοχή σε διατμητική ροή στην ΟΚΛ, όπως υπολογίστηκε στη Παράγραφο 8.3.

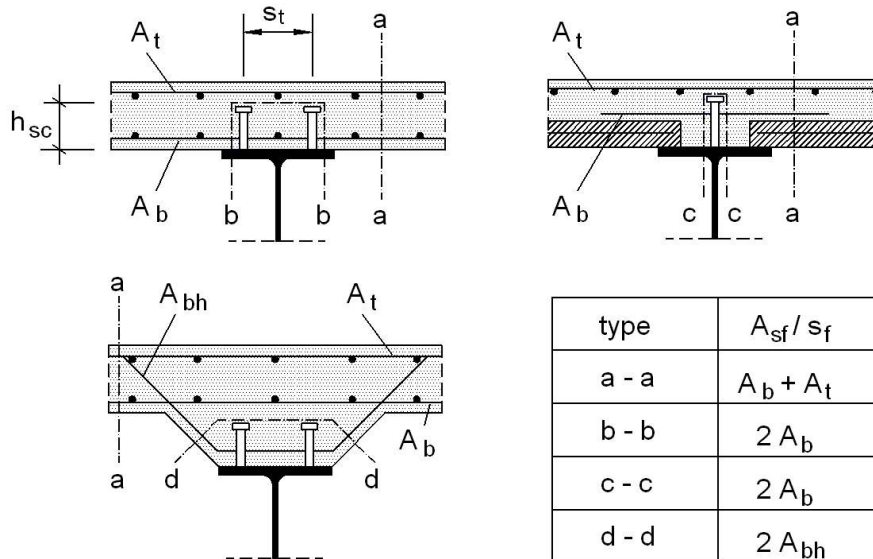
Δρώσα Διατμητική Ροή Σχεδιασμού:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,Q} = 144,25 + 484,1 = 438,8 \text{ kN/m} < V_{L,Rd} (\text{ΟΚΛ}) = 816,56 \text{ kN/m}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

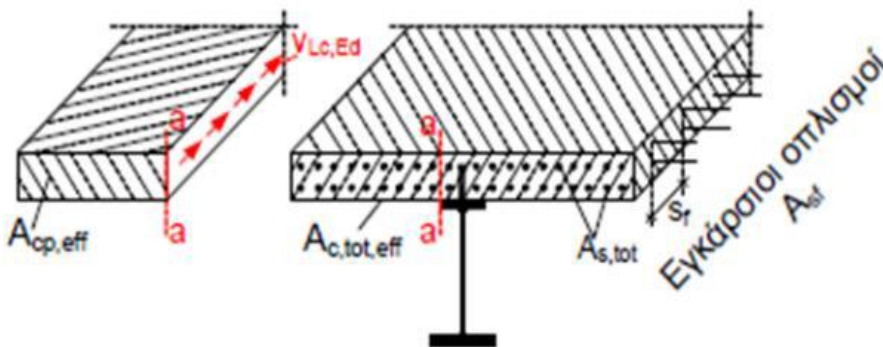
8.6 Διατμητική Κάλυψη Πλάκας

Η διαμήκης διατμητική δύναμη της διεπιφάνειας σκυροδέματος – χάλυβα μεταφέρεται από την πλάκα στη χαλύβδινη δοκό μέσω των ήλων. Η παραλαβή της διατμητικής αυτής δύναμης από την ίδια την πλάκα σκυροδέματος γίνεται μέσω ενός συστήματος θλιπτήρων ελκυστήρων. Κατά τη μεταφορά από την πλάκα στους ήλους αναπτύσσεται διαμήκης διάτμηση σε διάφορες τομές όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.7. Η ασφαλής παραλαβή της ανωτέρω διάτμησης ελέγχεται στην οριακή κατάσταση αστοχίας.



Σχήμα 8.7– Τυπικές δυνατές επιφάνειες διατμητικής αστοχίας

Δρώσα διατμητική ροή $v_{Lc,Ed}$



Σχήμα 8.8- Δρώσα Διατμητική Ροή Στη Πλάκα Σκυροδέματος

Η διατμητική ροή για το θλιβόμενο και εφελκυσμένο πέγμα ορίζεται ως εξής:

Σκυρόδεμα υπό θλίψη:

$$v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed} * \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}} \quad (8.4)$$

Σκυρόδεμα υπό εφελκυσμό:

$$v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed} * \frac{A_{sp}}{A_{s,tot}} \quad (8.5)$$

$$\text{Η μέγιστη διατμητική ροή δίνεται από τη σχέση: } v_{L,Ed} = (n * P_{rd}) / e_L \quad (8.6)$$

Όπου:

$A_{cp,eff}$ → Εμβαδόν της μερικής διατομής της πλάκας που κόβεται από την τομή a-a

$A_{c,tot,eff}$ → Συνολικό εμβαδόν της πλάκας σκυροδέματος εντός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας

$A_{sp,eff}$ → Εμβαδόν του οπλισμού εντός της πλάκας που κόβεται από την τομή a-a

$A_{s,tot,eff}$ → Συνολικό εμβαδόν του οπλισμού εντός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας

n → Αριθμός διατμητικών ήλων στη διατομή

P_{Rd} → Διατμητική αντοχή ενός διατμητικού ήλου

e_L → Διαμήκης απόσταση διατμητικών ήλων

Απλοποιητικά επιτρέπεται να ληφθεί ως δρώσα διατμητική ροή η μέγιστη για τις τομές b-b, c-c ή d-d και το 50 % αυτής για την τομή a-a.

8.6.1 Έλεγχος θλιπτήρων Ελκυστήρων

Η δρώσα διατμητική ροή παραλαμβάνεται από ένα σύστημα θλιπτήρων και ελκυστήρων, όπου οι θλιπτήρες είναι το σκυρόδεμα και οι ελκυστήρες οι εγκάρσιοι οπλισμοί. Η αντοχή τους δίνεται ακολούθως:

$$V_{c,Rd} = v * f_{cd} * L_v * \left(\frac{1}{\cot\theta + \tan\theta} \right) \quad (8.7)$$

$$\text{με } v = 0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (8.8)$$

$$V_{s,Rd} = \left(\frac{A_{sf}}{s_f} \right) * f_{sd} * \cot\theta, \quad (8.9)$$

όπου

$\left(\frac{A_{sf}}{s_f} \right)$ δίνεται στο Σχήμα 8.7 ανάλογα με την τομή που εξετάζουμε

L_v μήκος πιθανής επιφάνειας αστοχίας ως ακολούθως

$L_{v,(a-a)} = 200 \text{ mm}$, το πάχος της πλάκας

$$L_{v,(c-c)} = 2h_{cs} + s_t + d_{head,sc} = 432 \text{ mm} \quad (8.10)$$

όπου $h_{cs} = 150 \text{ mm}$, το ύψος των ήλων

$s_t = 100 \text{ mm}$, εγκάρσια απόσταση ήλων

$d_{head,sc} = 32 \text{ mm}$ (διάμετρος κεφαλής ήλων)

Δρώσα Διατμητική ροή για (2Φ19/15) σε όλο το μήκος :

$$V_{Lc,Ed(c-c)} = \max(V_{Ed}, V_{Rd,ser}) = 816,56 \text{ kN/m} \quad (8.11)$$

$$V_{Lc,Ed(a-a)} = 0.5 * V_{Lc,Ed(b-b)} = 408,3 \text{ kN/m} \quad (8.12)$$

Τελικά οι απαιτούμενοι έλεγχοι καλύπτονται από τις 2 παρακάτω ανισώσεις ασφαλείας:

$$V_{Lc,Ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$V_{Lc,Ed} \leq V_{s,Rd}$$

- Αντοχή θλιπτήρα σκυροδέματος:

$$V_{c,Rd}^{(a-a)} = 0.52 * \left(\frac{35}{1.50} \right) * 200 * \left(\frac{1}{1.2 + 1.2^{-1}} \right) = 1184.26 \text{ kN/m} > V_{Lc,Ed}^{(a-a)} = 408,3 \text{ kN/m}$$

$$V_{c,Rd}^{(c-c)} = 2558 \text{ kN/m} > V_{Lc,Ed}^{(c-c)} = 816,56 \text{ kN/m}$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

- Αντοχή εγκάρσιου οπλισμού:

Ελέγχεται η τομή c-c η οποία διατέμνει οπλισμό $2 \cdot A_b$ με την πλήρη διατμητική ροή, ως κρισιμότερη. Η τομή a-a διατέμνει οπλισμό $A_b + A_t$ με τη μισή διατμητική ροή, επομένως ο οπλισμός A_b που θα προκύψει από τον πρώτο έλεγχο, επαρκεί και για το δεύτερο. Παρόλα αυτά, τοποθετείται άνω οπλισμός $A_t = 0.5 \cdot A_b$ για κατασκευαστικούς λόγους.

Υπολογίζεται ο απαιτούμενος εγκάρσιος οπλισμός με $v_{Lc,Ed}^{(c-c)} = 816,56 \text{ kN/m}$

$$\frac{A_{sf}}{s_f} (c-c) \geq \frac{v_{Lc,Ed}}{\cot\theta \cdot f_{sd}} = 15,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τελικά ο ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός που απαιτείται για τη διατμητική κάλυψη χάλυβα

και πλάκα σκυροδέματος είναι $A_{b(\text{κάτω})} = \frac{A_{sf}}{s_f} / 2 = 7,82 \text{ cm}^2/\text{m}$ και $A_{t(\text{άνω})} = 3,91 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Επισημαίνεται ότι ο οπλισμός $\frac{A_{sf}}{s_f}$ που προκύπτει, αφορά τη διατμητική σύνδεση μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος και είναι ανεξάρτητος από τον οπλισμό που ενδεχομένως απαιτείται λόγω της κάμψης της πλάκας σκυροδέματος μεταξύ των χαλύβδινων δοκών. Σε περίπτωση συνδυασμένης διαμήκου διάτμησης και εγκάρσιας κάμψης, ο τοποθετούμενος οπλισμός πρέπει να είναι μεγαλύτερος από τον απαιτούμενο λόγω διαμήκου διάτμησης ή το 50% του απαιτούμενου λόγω διαμήκου διάτμησης συν τον απαιτούμενο λόγω εγκάρσιας κάμψης. Τα προαναφερθέντα συνοψίζονται στην εξίσωση (8.13).

$$A_{req} = \max \left\{ \frac{A_{sf}}{s_f} ; A_{bending} + 0.5 \frac{A_{sf}}{s_f} \right\} \quad (8.13)$$

Με βάση τα παραπάνω παρουσιάζονται οι τελικές απαιτήσεις οπλισμών της πλάκας καταστρώματος για το τυπικό φάτνωμα του ανοίγματος.

- Άνω Οπλισμός
Διαμήκης $\rightarrow 1,68 \text{ cm}^2/\text{m}$. Τιθενται $\Phi 10/25$
Εγκάρσιος $\rightarrow \max \{ 3,91 ; 0.5 \cdot 3,91 + 8,4 \} = 10,4 \text{ cm}^2/\text{m}$. Τιθενται $\Phi 14/14$
- Κάτω Οπλισμός
Διαμήκης $\rightarrow 0.7 \text{ cm}^2/\text{m}$. Τιθενται $\Phi 10/25$
Εγκάρσιος $\rightarrow \max \{ 7,82 ; 0.5 \cdot 7,82 + 3,6 \} = 7,82 \text{ cm}^2/\text{m}$. Τιθενται $\Phi 14/18$

9 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας, Ι., Ηλιόπουλος, Ά., & Θανόπουλος, Π. (2016). Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα. 2016: Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Ερμόπουλος Ι. (2004). «Σιδηρές και Σύμμικτες Γέφυρες, Ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 έως 8», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι.(2016). «Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
6. Ερμόπουλος Ι., (2005). «Ευρωκώδικας 1, 2η έκδοση» , Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
7. Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Τομέας Δομοστατικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών , ΕΜΠ, Παρουσιάσεις Μαθήματα Γεφυροποιΐα Ι (2019)
8. Chorqa A., (2010). «Δυναμική των κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
9. EN1990, Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
10. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
11. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
12. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις – Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
13. EN1991-1-6, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-6: Γενικές Δράσεις – Δράσεις Κατά Τη Διάρκεια Κατασκευής, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
14. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
15. EN1992-1-1, Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός των Κατασκευών από Σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
16. EN1992-1-1, Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός των Κατασκευών από Σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Υλικά
17. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
18. EN1993-1-5, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-5: Μέλη από επίπεδα ελάσματα, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
19. EN1993-1-8, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
20. EN1993-1-9, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-9: Κόπωση
21. EN1993-1-11, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-11: Σχεδιασμός κατασκευών με εφελκυσόμενα στοιχεία

22. EN1993-2, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
23. EN1994-2, Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών από Χάλυβα και Σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για Γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005
24. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 6th edition, 2012