ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη σύμμικτης γέφυρας με χαλύβδινο κάτω πέλμα ενσωματωμένο στο σκυρόδεμα και διατμητικό σύνδεσμο από σκυρόδεμα-χάλυβα

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ευφημία Α. Ρουγγέρη

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Μάρτιος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021 3

Ρουγγέρη Ε.Α. (2021).
Μελέτη σύμμικτης γέφυρας με χαλύβδινο κάτω πέλμα ενσωματωμένο στο σκυρόδεμα και διατμητικό σύνδεσμο από σκυρόδεμα-χάλυβα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021 3
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Roungeri E. A. (2021).
Design of a bridge using the VFT-WIB technology
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021 3
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη 3

Abstract 4

Ευχαριστίες 5

1 Εισαγωγή 6
1.1 Σύμμικτες γέφυρες 6
1.2 Γέφυρες από μερικώς προκατασκευασμένες δοκούς 6
1.2.1 Γέφυρες τύπου VFT 6
1.2.2 Γέφυρες τύπου VFT - WIB 7

2 Μόρφωση φορέα 11
2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά 11
2.2 Δομικά υλικά 14
2.3 Παρουσίαση προγράμματος προσομοίωσης (SOFiSTiK) 16

3 Δράσεις σχεδιασμού 18
3.1 Εισαγωγή 18
3.2 Μόνιμες δράσεις 18
3.2.1 Ίδια βάρη 18
3.2.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία 19
3.3 Μεταβλητές δράσεις 19
3.3.1 Κατακόρυφα φορτία 19
3.3.2 Οριζόντια φορτία 20
3.4 Δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών 20
3.4.1 Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_N 21
3.4.2 Συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς ΔT_M 22
3.5 Άνεμος 23
3.5.1 Βασική ταχύτητα ανέμου v_b 23
3.5.2 Συντελεστής έκθεσης c_e 23
3.5.3 Συντελεστής δύναμης $c_{f\psi}$ 24
3.5.4 Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,y}$ 24
3.5.5 Υπολογισμός δύναμης ανέμου 24
3.6 Σεισμικές δράσεις 25

4 Συνδυασμοί δράσεων 26
4.1 Γενικά 26
4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας 27
4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας 27

5 Έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α) 29
5.1 Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος 29
5.2 Ιδιότητες διατομών 29
5.2.1 Φάση I – Φάση κατασκευής 30
5.2.2 Φάση II 31
5.3 Έλεγχος τάσεων 33
5.3.1 Φάση κατασκευής 33
5.3.2 Φάση λειτουργίας 35
5.4 Πλαστική ροπή αντοχής της διατομής 37
5.5 Αντοχή σε διάτμηση 38
5.6 Διαστασιολόγηση πλάκας καταστρώματος 42

5.6.1 Έλεγχοι έναντι κάμψης συνδυασμών Ο.Κ.Α....43
5.6.2 Έλεγχοι έναντι διάτμησης συνδυασμών Ο.Κ.Α....44

6 Έλεγχοι σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ)....46
6.1 Εισαγωγή....46
6.2 Έλεγχος τάσεων....46
6.3 Έλεγχος ρηγμάτωσης – Ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός....46
6.4 Έλεγχος βελών και εφαρμογή προπαραμορφώσεων....47

7 Διατμητική σύνδεση....50
7.1 Εισαγωγή....50
7.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά....52
7.3 Έλεγχοι σε Ο.Κ.Α....54
7.3.1 Διαμήκης διάτμηση....54
7.3.2 Διατμητική αντοχή....56
7.3.2.1 Γενικά....56
7.3.2.2 Υπολογισμός διατμητικής αντοχής....60
7.3.2.3 Λεπτομέρειες όπλισης....61
7.4 Έλεγχοι σε Ο.Κ.Λ....61
7.5 Διατμητική σύνδεση των δύο πλακών....67

8 Κόπωση....69
8.1 Εισαγωγή....69
8.2 Αντοχή σε κόπωση....69
8.3 Πρότυπη φόρτιση κόπωσης....71
8.4 Εύρος τάσεων....72
8.5 Έλεγχος δομικού χάλυβα....72
8.6 Έλεγχος σκυροδέματος....73
8.7 Έλεγχος διατμητικού συνδέσμου από σκυρόδεμα – χάλυβα....74

9 Φάση κατασκευής – Ανέγερση φορέα....77
9.1 Έλεγχοι στη φάση κατασκευής....77
9.2 Ανέγερση φορέα – κατασκευή χαλύβδινης διατομής....77
9.3 Ποσότητες....78

10 Εφέδρανα....79
10.1 Εισαγωγή....79
10.2 Επιλογή τύπου εφεδράνων....80
10.3 Διαστασιολόγηση εφεδράνων....82
10.3.1 Στατικές φορτίσεις....85
10.3.2 Σεισμικές φορτίσεις....85
10.4 Επιλογή διαστάσεων....85

11 Βιβλιογραφία....86

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2021/3

Μελέτη σύμμικτης γέφυρας με χαλύβδινο κάτω πέλμα ενσωματωμένο στο σκυρόδεμα και διατμητικό σύνδεσμο από σκυρόδεμα-χάλυβα

Ρουγγέρη Ε. Α. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Στις μέρες μας, όπου οι σύμμικτες γέφυρες κατέχουν διεθνώς εξέχουσα θέση, παρουσιάζεται έντονο ενδιαφέρον προς την εξέταση καινοτόμων και πιο αποτελεσματικών λύσεων. Μετά την επιτυχημένη εφαρμογή των σύμμικτων γεφυρών όπου η πλάκα καταστρώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα εδράζεται σε χαλύβδινες δοκούς συνδεόμενη διατμητικά μαζί τους με διατμητικούς ήλους κεφαλής, ένας νέος τύπος γεφυρών χρησιμοποιεί χαλύβδινες διατομές μορφής διπλού ταυ, υψηλής αντοχής, οι οποίες κόβονται κατά μήκος του κορμού τους με συγκεκριμένη γεωμετρία. Οι διατομές μορφής ταυ που προκύπτουν ενσωματώνονται στη βάση των δοκών της γέφυρας από σκυρόδεμα. Η γεωμετρία κοπής του κορμού της χαλύβδινης διατομής εξασφαλίζει τη διατμητική σύνδεση μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα εκτός από αυτά αναφορικά με την οικονομία και τον μεγάλο βαθμό προκατασκευής που επιτυγχάνεται, είναι η κατασκευή γεφυρών με λεπτότερη εμφάνιση λόγω της αύξησης του μοχλοβραχίονα των εσωτερικών δυνάμεων της διατομής, συγκριτικά με άλλες διατομές από σκυρόδεμα. Ακόμα, η υψηλή αντοχή σε κόπωση που παρατηρείται, καθιστούν την εφαρμογή της κατάλληλη σε κατασκευές όπως είναι οι γέφυρες.

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται τη μελέτη και το σχεδιασμό μιας οδικής γέφυρας με τον τρόπο που αναφέρθηκε παραπάνω. Συγκεκριμένα, στο πρώτο και στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια γενική αναφορά για τον τύπο της γέφυρας και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της. Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση των δράσεων του φορέα κατά το σχεδιασμό και στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι συνδυασμοί δράσεων. Στα ακόλουθα δύο γίνεται ο έλεγχος των διατομών σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Στη συνέχεια στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διατμητική σύνδεση και στο όγδοο πραγματοποιείται έλεγχος σε κόπωση της γέφυρας. Στο ένατο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στον τρόπο ανέγερσης. Τέλος, πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση των εφεδράνων.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2021/3

Design of a bridge using the VFT-WIB technology

Roungeri E. A. (supervised by Vayas I.)

Abstract

Nowadays, where composite bridges are gaining more and more importance all over the world, there is a strong interest in developing innovative and more efficient solutions in this construction method. After the successful implementation of the VFT-Girder technology a further improvement, VFT-WIB technology, integrates high quality rolled sections cut into two halved T-sections. These sections are embedded to the bottom of a concrete beam using composite dowels. The unique pattern of the cut allows the shear transmission between the steel T-sections and concrete.

This innovative system enables very slender constructions because the internal level arm of the reinforcement increases, compared to conventional massive constructions or prestressed concrete. Considerable economic benefits result as well. Due to high fatigue resistance of composite dowels VFT-WIB construction can favourably be applied for bridges.

The diploma thesis discusses the study and the design of a road bridge using the VFT-WIB technology. More specifically, at the first and second chapter the type and the geometrical characteristics of the bridge are presented. In chapter three all the actions that were taken into consideration in the analysis are described and in the forth chapter the action combinations are presented. In the following two chapters the checks of Ultimate Limit State and of the Serviceability Limit State are presented. Shear connection is presented in chapter seven. In chapter eight all the members are checked against fatigue and in chapter nine the erection method of the bridge is described, while some structural details are given. The final chapter is dedicated to bearings.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή μου κ. Βάγια για την επιστημονική καθοδήγηση και που μου έδωσε τη δυνατότητα να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Θανόπουλο για τη συνεχή διάθεση και προθυμία που είχε να με βοηθήσει στην εκμάθηση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων SOFiSTiK που χρησιμοποιήθηκε στην διπλωματική εργασία.

Τέλος δεν θα μπορούσε να λείπει όλη μου η οικογένεια για την στήριξη που μου παρείχε κατά τη διάρκεια όλης της φοιτητικής μου σταδιοδρομίας.

1 Εισαγωγή

1.1 Σύμμικτες γέφυρες

Η χρήση σύμμικτων γεφυρών εφαρμόζεται διεθνώς εδώ και αρκετά χρόνια. Με τον όρο σύμμικτες γέφυρες χάλυβα – σκυροδέματος, καλούμε εκείνους τους φορείς γεφυρών που συνδυάζουν τα δύο αυτά υλικά, δηλαδή το χάλυβα και το σκυρόδεμα, συνδεόμενα μεταξύ τους με τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η συνεργασία τους. Συνήθως αποτελούνται από χαλύβδινες δοκούς πάνω στις οποίες εδράζεται η πλάκα καταστρώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η σύνδεση των δύο επιμέρους στοιχείων – της πλάκας σκυροδέματος και της χαλύβδινης δοκού – γίνεται με τη βοήθεια διατμητικών ήλων κεφαλής οι οποίοι παραλαμβάνουν τη διατμητική ροή μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος με αποτέλεσμα το μηδενισμό της διολίσθησης μεταξύ των δύο στοιχείων και την κοινή σύμμικτη λειτουργία.

Τα πλεονεκτήματα των σύμμικτων γεφυρών οφείλονται κυρίως στη συνεργασία των δύο υλικών. Αφορούν κυρίως στην επίτευξη διατομών υψηλών αντοχών, οι οποίες όντας λεπτότερες, εξασφαλίζουν μικρότερα ίδια βάρη σε σχέση με τις γέφυρες οπλισμένου σκυροδέματος και κατά συνέπεια είναι μειωμένες οι σεισμικές απαιτήσεις και οι απαιτήσεις της υποδομής (θεμελιώσεις, βάθρα). Επίσης, ένα σημαντικό πλεονέκτημα είναι η μεγάλη ταχύτητα ανέγερσης, η οποία αυξάνεται ακόμη περισσότερο λόγω της ανάπτυξης και της υιοθέτησης της προκατασκευής. Μεγάλο μέρος από τα χαλύβδινα τμήματα, αλλά και τμήματα της πλάκας σκυροδέματος προκατασκευάζονται σε εργοστασιακούς χώρους, με αποτέλεσμα να φθάνουν έτοιμα στο εργοτάξιο και έτσι ο χρόνος κατασκευής να μειώνεται σημαντικά.

Ωστόσο, μειονέκτημα του χάλυβα στη γεφυροποιία είναι η κλίση προς διάβρωση, η οποία διορθώνεται με κατάλληλες προστατευτικές επιστρώσεις ή με τη χρήση ειδικών χαλύβων, ανθεκτικών στη διάβρωση, καθώς και με την κατάλληλη συντήρηση.

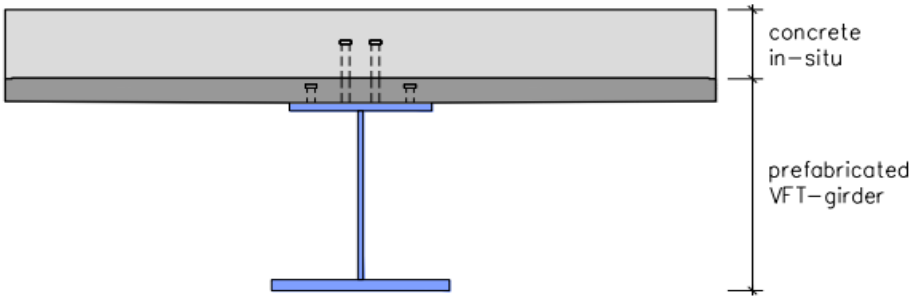
1.2 Γέφυρες από μερικώς προκατασκευασμένες δοκούς

1.2.1 Γέφυρες τύπου VFT

Μια πολύ πετυχημένη λύση για γέφυρες επιτυγχάνεται με τη χρήση χαλύβδινων δοκών I, των οποίων το άνω πέλμα είναι συνδεδεμένο με μια πρόπλακα οπλισμένου σκυροδέματος. Η πρόπλακα έχει πάχος 100-120mm, σκυροδετείται στο εργοστάσιο και συνδέεται με τη χαλύβδινη δοκό μέσω διατμητικών ήλων που έχουν τοποθετηθεί πριν από τη σκυροδέτηση. Πριν από τη σκυροδέτηση τοποθετούνται επίσης ψηλότεροι διατμητικοί ήλοι, οι οποίοι χρησιμεύουν για τη σύνδεση της πρόπλακας με το έγχυτο σκυρόδεμα (Σχήμα 1.1). Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής είναι οι μόνοι που καλύπτονται από τις διατάξεις του EN 1994-2. Αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής και της πλεονεκτικής συμπεριφοράς τους. Αποτελούνται από την κεφαλή, η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος, τον κορμό και το περιλαίμιο συγκόλλησης.

Οι γέφυρες αυτού του τύπου με την ονομασία VFT (Verbund Fertigteil Träger, Prefabricated Composite Element) έχουν χρησιμοποιηθεί ευρέως στη Γερμανία τα τελευταία 15 χρόνια. Με τη χρήση τους επιτυγχάνεται η εξασφάλιση πλευρικής

ευστάθειας του άνω πέλματος της χαλύβδινης δοκού κατά τη μεταφορά και τη φάση κατασκευής, λόγω του μεγάλου πλάτους της προκατασκευασμένης πλάκας. Επίσης, η πρόπλακα χρησιμεύει ως τύπος για την τελική στρώση σκυροδέματος με αποτέλεσμα να αποφεύγεται η χρήση ικριωμάτων ή φορείων. Ακόμα συντομεύονται οι χρόνοι ανέγερσης και ελαττώνεται το κόστος.



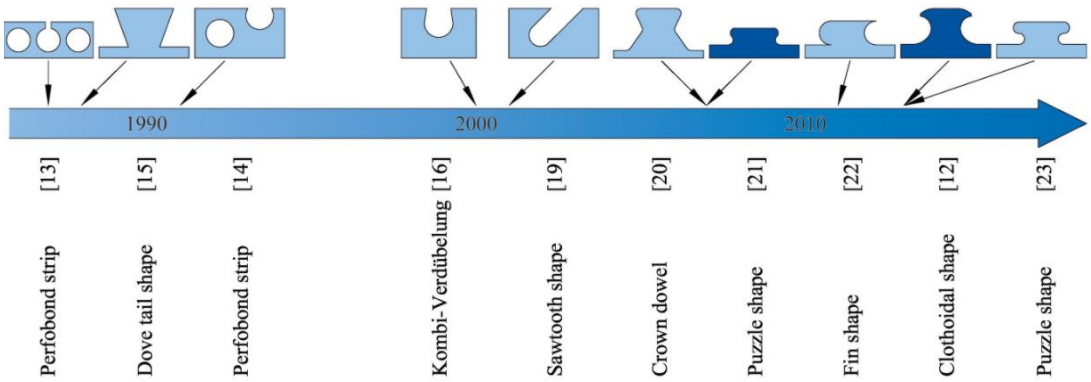
Σχήμα 1.1: Μερικώς προκατασκευασμένη σύμμικτη δοκός τύπου VFT.

1.2.2 Γέφυρες τύπου (mono) VFT-WIB

Λόγω των γενικότερων πλεονεκτημάτων τους , οι σύμμικτες γέφυρες βρίσκουν ευρεία εφαρμογή και κατασκευάζονται ολοένα και περισσότερο. Αυτή η αύξηση στη ζήτηση σηματοδοτεί την εύρεση καινοτόμων και πιο αποτελεσματικών λύσεων. Οι σημαντικότεροι παράγοντες που καθορίζουν την εξέλιξη των σύμμικτων γεφυρών είναι:

1. η μέγιστη παραλαβή φορτίων
2. η αύξηση της ανθεκτικότητας
3. η μείωση της ποσότητας του χάλυβα
4. και ο μέγιστος βαθμός προκατασκευής (υψηλή ταχύτητα κατασκευής)

Στις σύμμικτες κατασκευές η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος μπορεί να γίνει αντί με διατμητικούς ήλους κεφαλής, με διατμητικούς συνδέσμους από σκυρόδεμα – χάλυβα. Η ανάπτυξη διατμητικών συνδέσμων αυτού του τύπου με την ονομασία composite dowels ξεκίνησε τη δεκαετία του 80. Αρχικά αναπτύχθηκαν διατμητικοί σύνδεσμοι οι οποίοι αποτελούνται από ένα συνεχές διάτρητο έλασμα που συγκολλάται στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού. Από τις οπές του ελάσματος διέρχεται ο οπλισμός της πλάκας, ενισχύοντας έτσι τη διατμητική σύνδεση και εμποδίζοντας την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος (Σχήμα1.2) [13,14].

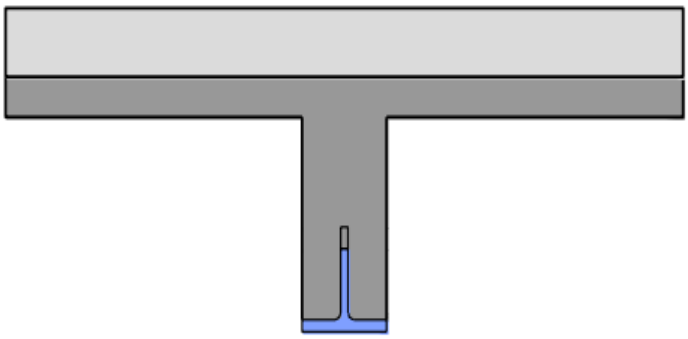


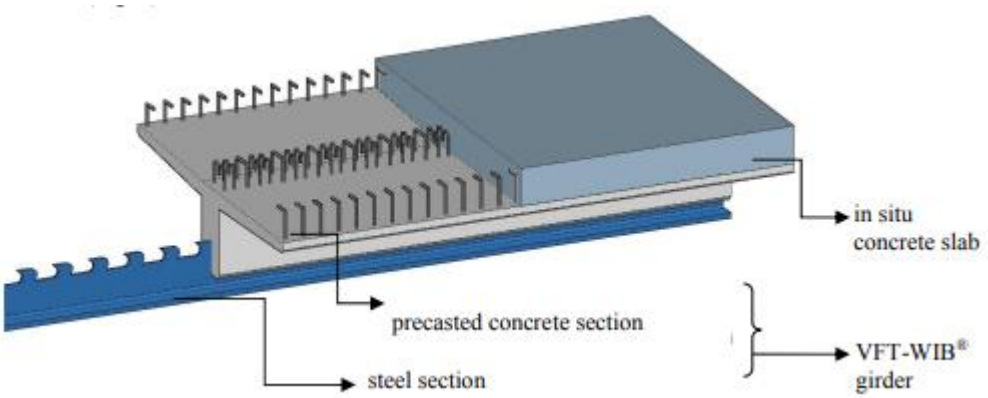
Σχήμα 1.2: Πορεία εξέλιξης διατμητικών συνδέσμων από σκυρόδεμα- χάλυβα (composite dowels)

Τελευταία αναπτύχθηκε μια λίγο πιο εξελιγμένη μορφή διατμητικών συνδέσμων από σκυρόδεμα – χάλυβα (Σχήμα 1.2) [12,22,23]. Για το σκοπό αυτό χαλύβδινες διατομές μορφής διπλού ταυ κόβονται κατά μήκος του κορμού με συγκεκριμένη γεωμετρία με αποτέλεσμα τη δημιουργία του διατμητικού συνδέσμου (Σχήμα 1.3). Ο διατμητικός σύνδεσμος αποτελείται από ένα συνεχές έλασμα με την ονομασία steel dowel, το οποίο αποτελεί μέρος του κορμού της χαλύβδινης διατομής, αποφεύγοντας έτσι κάθε διαδικασία συγκόλλησης. Από τις εσοχές που δημιουργούνται από τη γραμμή κοπής της χαλύβδινης διατομής διέρχεται το σκυρόδεμα (concrete dowel), το οποίο είναι οπλισμένο, ενισχύοντας έτσι τη διατμητική σύνδεση. Η αντοχή του διατμητικού συνδέσμου (composite dowel) εξαρτάται τόσο από την αντοχή του χάλυβα (steel dowel) όσο κι από αυτή του σκυροδέματος (concrete dowel).

Σχήμα 1.3:Χαλύβδινες διατομές πριν και μετά την κοπή.

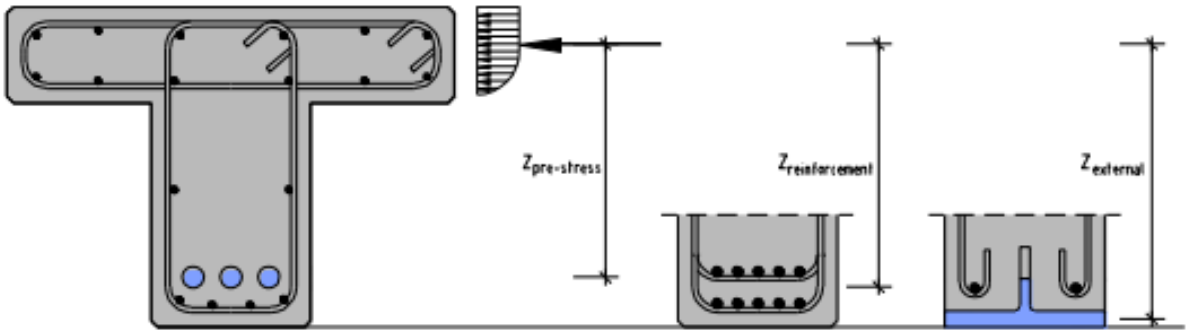
Μετά την κοπή κάθε διατομής μορφής διπλού ταυ δημιουργούνται δύο ανεξάρτητες όμοιες διατομές μορφής ταυ. Μια πολύ πετυχημένη λύση για γέφυρες αποτελεί η ενσωμάτωση κάθε μιας διατομής μορφής ταυ στη βάση των προκατασκευασμένων δοκών από σκυρόδεμα της γέφυρας, ενισχύοντας έτσι το σκυρόδεμα στο οποίο ενσωματώνονται (Σχήμα 1.4).Γέφυρες αυτού του τύπου με την ονομασία (mono) VFT – WIB (VFT-WIB Technology, VFT-girder implementing halved filler beam) χαρακτηρίζονται από μεγάλο βαθμό προκατασκευής. Για την τελική στρώση σκυροδέματος, με την οποία επιτυγχάνεται το τελικό πάχος της πλάκας, αποφεύγεται η χρήση ικριωμάτων ή φορείων εξασφαλίζοντας ευκολία στην κατασκευασιμότητα και υψηλή ταχύτητα ανέγερσης.





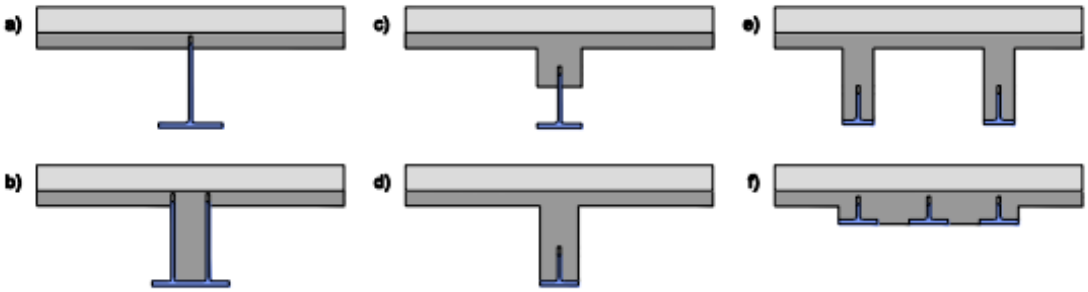
Σχήμα 1.4: Μερικώς προκατασκευασμένη σύμμικτη δοκός τύπου (mono) VFT-WIB.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των γεφυρών αυτού του τύπου, εκτός από αυτά που προαναφέρθηκαν σχετικά με τον μεγάλο βαθμό προκατασκευής και την απουσία κάθε διαδικασίας συγκόλλησης, είναι η κατασκευή γεφυρών με λεπτότερη εμφάνιση λόγω της αύξησης του μοχλοβραχίονα των εσωτερικών δυνάμεων της διατομής, συγκριτικά με άλλες διατομές από σκυρόδεμα (Σχήμα 1.5). Παρατηρείται ακόμα υψηλή αντοχή σε κόπωση, γεγονός που καθιστά κατάλληλη την εφαρμογή της σε γέφυρες που υποβάλλονται σε επαναληπτική φόρτιση. Επίσης, ο εγκιβωτισμός της χαλύβδινης διατομής στο σκυρόδεμα, αυξάνει την ανθεκτικότητα της δοκού σε διάρκεια, σε αντίθεση με τις περιπτώσεις όπου η χαλύβδινη διατομή (συνήθως διπλού ταυ) βρίσκεται εκτεθειμένη στο περιβάλλον και χρειάζεται κατάλληλη επεξεργασία και συντήρηση για τη προστασία από τη διάβρωση.



Σχήμα 1.5: Σύγκριση διατομών με προένταση, με ράβδους οπλισμού και με χαλύβδινη διατομή

Εκτός από τη διατομή αυτού του τύπου με την ονομασία (mono) VFT-WIB (Σχήμα 1.5d), υπάρχει ένα πλήθος διαφορετικών διατομών που χρησιμοποιούν διατμητικό σύνδεσμο από σκυρόδεμα – χάλυβα (Σχήμα 1.5). Οι διατομές αυτές είναι γνωστές με την ονομασία VFT-WIB. Σε κάποιες διατομές η χαλύβδινη δοκός είναι ενσωματωμένη στο σκυρόδεμα, ενώ σε άλλες όχι. Ανάλογα με τις απαιτήσεις κάθε φορά, χρησιμοποιείται η κατάλληλη διατομή.



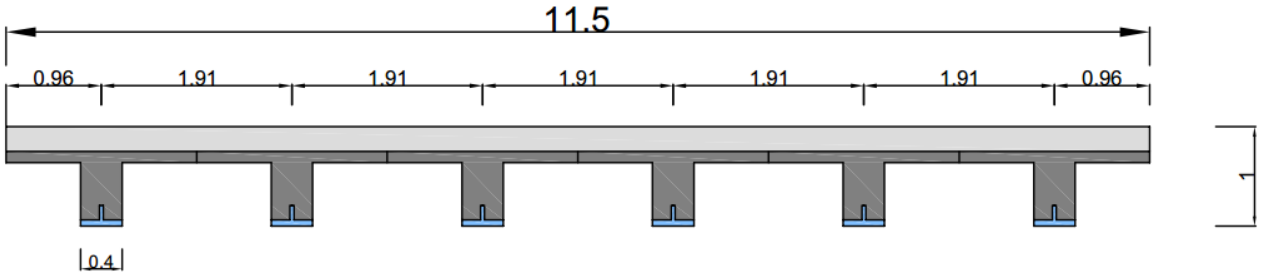
Σχήμα 1.5: Διατομές με διατμητικό σύνδεσμο από σκυρόδεμα – χάλυβα (VFT-WIB).

2 Μόρφωση φορέα

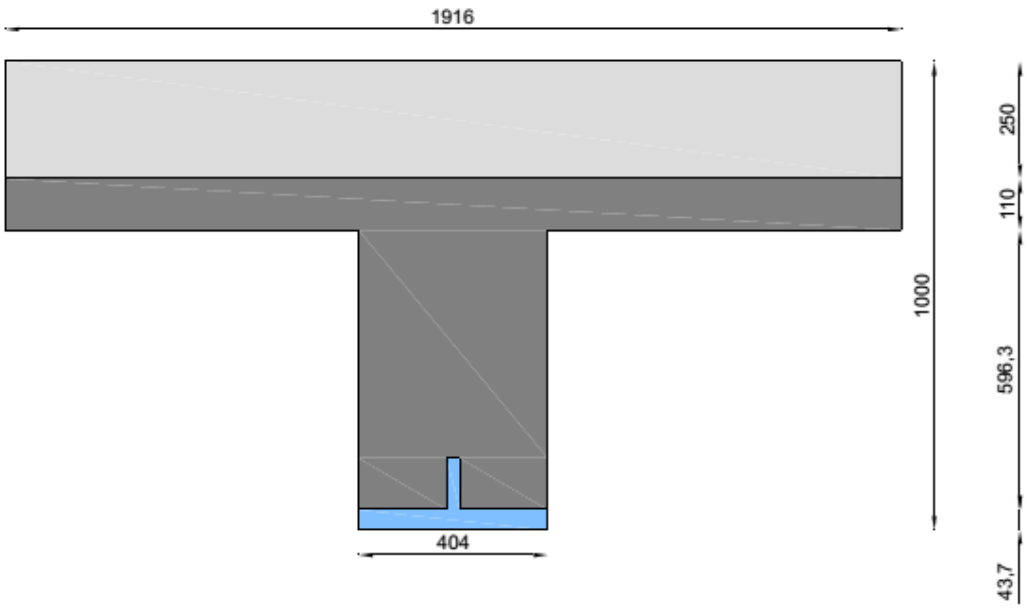
2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Η οδική γέφυρα είναι αμφιέρειστη με μήκος 20m και πλάτος 11.5m. Είναι μορφής πλακοδοκού και αποτελείται από έξι κύριες δοκούς. Η κύρια δοκός αποτελείται από την πλάκα άνω πέλματος που είναι μέρος της πλάκας καταστρώματος και από τον κορμό σταθερού πάχους 404mm. Ιδιαίτερο χαρακτηριστικό της γέφυρας είναι η παρουσία χαλύβδινου κάτω πέλματος ενσωματωμένο στο σκυρόδεμα. Για το σκοπό αυτό, τρεις χαλύβδινες διατομές HD 400×347 κόβονται κατά μήκος του κορμού με συγκεκριμένη γεωμετρία, με αποτέλεσμα τη δημιουργία έξι όμοιων διατομών κάθε μια από τις οποίες ενσωματώνεται στο κάτω μέρος του κορμού.

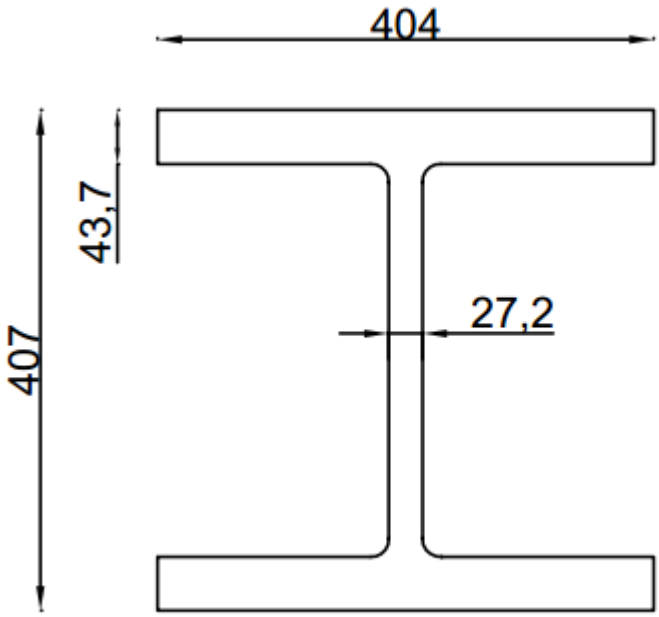
Η γέφυρα αυτού του τύπου με την ονομασία VFT – WIB χαρακτηρίζεται ακόμα από μεγάλο βαθμό προκατασκευής. Συγκεκριμένα αποτελείται από έξι διαμήκεις προκατασκευασμένες κύριες δοκούς που συνδέονται εγκάρσια μεταξύ τους με επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα, πάχους 25cm.



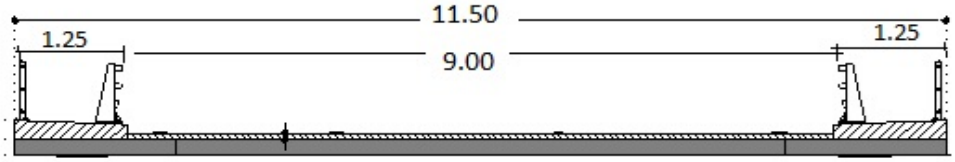
Σχήμα 2.1: Διατομή γέφυρας



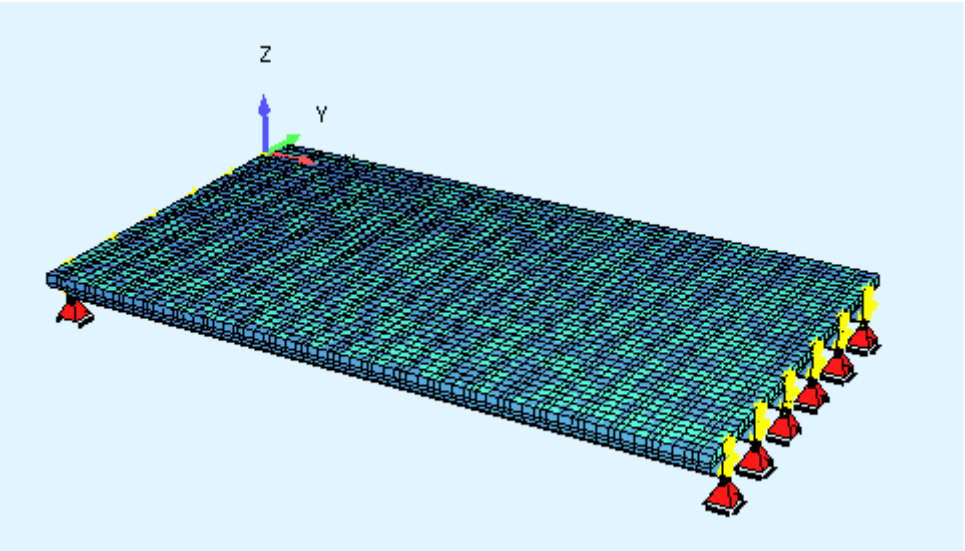
Σχήμα 2.3: Διατομή κύριας δοκού στη φάση λειτουργίας.



Σχήμα 2.2: Διατομή HD 400×347.



Σχήμα 2.4: Εγκάρσια τομή της οδού.



Σχήμα 2.5: Τρισδιάστατο μοντέλο στη φάση λειτουργίας.

2.2 Δομικά υλικά

Δομικός χάλυβας S355
Σύμφωνα με EN 10025 και EN 1993 και EN 1994

$t_w \leq 40$ mm	f_{yk}	355 N/mm²
	f_{yd}	355 N/mm²
$t_w > 40$ mm	f_{yk}	355 N/mm²
	f_{yd}	355 N/mm²

Μέτρο ελαστικότητας	E_a	210000 N/mm²
Ειδικό βάρος	γ_a	78.5 KN/m³
Λόγος Poisson	ν_a	0.3
Μέτρο διάτμησης	G_a	$E_a/2(1+\nu_a)$ 81000 N/mm²
Συντελεστής θερμικής διαστολής	α_t	10^{-5} [ανά °C]
ή	α_t	$12 \cdot 10^{-6}$ [ανά °C]

Η πρώτη τιμή του α_t, που είναι ίδια με αυτή του σκυροδέματος, χρησιμοποιείται στις σύμμικτες κατασκευές, όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας 4.

Σκυρόδεμα C50/60
Σύμφωνα με EN 1992, στον οποίο στηρίζεται ο EN 1994

	f_{ck}	50 N/mm²
	f_{cd}	28.333 N/mm²

Μέτρο ελαστικότητας:	E_c	37000 N/mm²
Ειδικό βάρος:	γ_c	25 KN/m³
Λόγος Poisson:	ν_c	0.2
Συντελεστής θερμικής διαστολής:	α_t	10^{-5} [ανά °C]

Λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα - σκυροδέματος: n_o E_a/E_{CM}
210000 N/mm² / 37000 N/mm²
5.676

Σκυρόδεμα C35/45 (για την έγχυτη πλάκα σκυροδέματος)
Σύμφωνα με EN 1992, στον οποίο στηρίζεται ο EN 1994

	f_{ck}	35 N/mm²
	f_{cd}	19.833 N/mm²
Μέτρο ελαστικότητας	E_C	34000 N/mm²
Ειδικό βάρος	γ_c	25 N/mm²
Ειδικό βάρος νωπού σκυροδέματος	$\gamma_{c,wet}$	26 KN/m³
Λόγος Poisson	ν_c	0.2
Συντελεστής θερμικής διαστολής	α_t	10^{-5} [ανά °C]

Λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα-σκυροδέματος: n_o E_a/E_{CM}

210000 N/mm² / 34000 N/mm²
6.17

Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος: B500C
Σύμφωνα με EN 10080

f_{ck}	500 N/mm²
f_{cd}	434.78 N/mm²

2.3 Παρουσίαση προγράμματος προσομοίωσης (SOFiSTiK)

Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK είναι ένα δυναμικό και αξιόπιστο πακέτο ανάλυσης και διαστασιολόγησης, γερμανικής καταγωγής, στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και διατίθεται στην ελληνική αγορά από το 1990. Λόγω της αξιοπιστίας του και των πολλών δυνατοτήτων του είναι πλέον ευρέως γνωστό στους Έλληνες μηχανικούς. Σήμερα μεγάλο ποσοστό των μελετών εφαρμογής των προεντεταμένων γεφυρών στην Ελλάδα έχει γίνει με τα προγράμματα SOFiSTiK. Παρέχονται απεριόριστες δυνατότητες για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που συναντά ο μελετητής στο μεγαλύτερο φάσμα εφαρμογών και ειδικά στη γεφυροποιία. Πρόκειται για μία σειρά προγραμμάτων που συνεργάζονται όλα μεταξύ τους κάτω από μία κοινή βάση δεδομένων.

Υπάρχουν προγράμματα γραφικής επεξεργασίας και εισαγωγής δεδομένων (preprocessing), προγράμματα γραφικής αξιολόγησης αποτελεσμάτων και διαχείρισης εκτυπώσεων (post-processing) και προγράμματα σχεδίασης κατασκευαστικών σχεδίων (εφαρμογές σε περιβάλλον AutoCAD).

Στο πρόγραμμα υπάρχει βιβλιοθήκη υλικών σκυροδέματος, χάλυβα και ξύλου, σύμφωνα με πολλούς κανονισμούς: παλιούς γερμανικούς (DIN 1045,4227) νέους (DIN 1045-1, Fachberichte), ευρωκώδικες (EC2), ελβετικούς, αυστριακούς, βρετανικούς, γαλλικούς, ισπανικούς, ιταλικούς, ινδικούς, αμερικανικούς κ.α. Τα διαγράμματα τάσεωνπαραμορφώσεων των υλικών μπορούν να είναι διαφορετικά για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας και να εξαρτώνται από τη θερμοκρασία.

Δεν υπάρχει περιορισμός στον αριθμό των υλικών σε ένα φορέα ή στην ίδια διατομή. Μη γραμμικές ιδιότητες υλικών μπορούν να ληφθούν κατ' ευθείαν από τους κανονισμούς ή να δοθούν ιδιαίτερες από τον χρήστη.

Περιλαμβάνονται τυπικές διατομές, όπως ορθογωνικές, πλακοδοκοί, κυκλικές καθώς και κιβωτοειδείς, σύμμικτες, λεπτότοιχες. Υπολογίζονται ελαστικά και πλαστικά μεγέθη της διατομής, καθώς και μεγέθη για τον υπολογισμό των αξονικών και διατμητικών τάσεων. Ιδιαίτερα, οι σύμμικτες διατομές μπορούν να αποτελούνται από οποιοδήποτε συνδυασμό τμημάτων οπλισμένου σκυροδέματος, προεντεταμένου σκυροδέματος και χάλυβα. Πρακτικά δεν υπάρχει κανένας περιορισμός στον αριθμό των διατομών που δέχεται το πρόγραμμα.

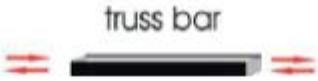
Γενικά, για την ανάλυση γεφυρών, χρησιμοποιούνται τα συστήματα:

- Γραμμικοί φορείς με χρήση ραβδωτών στοιχείων
- Επιφανειακοί φορείς (πλάκες) με χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων
- Μικτά συστήματα ραβδωτών και επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων
- Σύμμικτοι φορείς

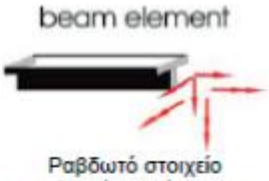
Για τη μόρφωση των πιο πάνω συστημάτων, παρέχονται από το πρόγραμμα διάφορα είδη στοιχείων, τα οποία παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα:

Πίνακας 5.1: Είδη στοιχείων που υποστηρίζει το Sofistik

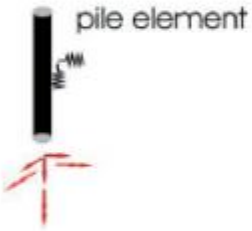
Στοιχείο σχοινιού (καλώδιο) με εσωτερική κρέμαση. Σε μη γραμμική ανάλυση είναι στοιχείο που δέχεται μόνο εφελκυσμό.



Στοιχείο ράβδου δικτυώματος με δυνατότητα αξονικής καταπόνησης.



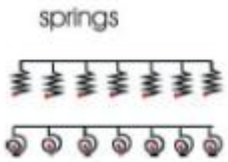
Ραβδωτό στοιχείο μεταβλητής και έκκεντρης διατομής με δυνατότητα προέντασης. Μπορεί να παραλάβει στρέβλωση. Μπορεί να εδράζεται ελαστικά και να αποτελείται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες.



Στοιχείο πασσάλου με μεταβλητή έδραση κατά τη περίμετρο και καθ' ύψος. Δυνατότητα περιγραφής διαφόρων εδαφικών προφίλ. Μπορεί να ληφθεί υπόψη μαζί με την ανωδομή.

Επιφανειακό πεπερασμένο στοιχείο τρίκομβο ή τετράκομβο. Πρόκειται για στοιχείο δίσκου, πλάκας ή κελύφους. Μπορεί να έχει μεταβλητό πάχος, να εδράζεται ελαστικά, να αποτελείται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες και διαφορετικές στρώσεις, να φέρει προένταση και να έχει ορθότροπη συμπεριφορά.

Χωρικό πεπερασμένο στοιχείο. Μπορεί να είναι από τετράκομβο έως οκτάκομβο. Μπορεί να αποτελείται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες ή να έχει ορθότροπη συμπεριφορά.



Ελαστικές εδράσεις σε τυχαίες διευθύνσεις με μη γραμμικές ιδιότητες.

Καθορισμός συνθηκών εξαρτήσεων κόμβων για την δημιουργία διαφόρων στηρίξεων, συνθηκών συμμετρίας, αντιμετρίας και κινηματικών εξαρτήσεων.

3 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

3.1 Εισαγωγή

Ένας φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις που είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και την διάρκεια ζωής του. Οι δράσεις επί του φορέα, προκειμένου να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη του, ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου. Συγκεκριμένα, οι αριθμητικές τιμές που δίδονται για τις διάφορες δράσεις, έχουν προκύψει μετά από συστηματικές μετρήσεις ή μακρόχρονες μετεωρολογικές παρατηρήσεις και αντιστοιχούν σε μικρή και εκ των προτέρων καθοριζόμενη πιθανότητα υπέρβασής τους. Ιδιαίτερα για τα φορτία γεφυρών, οδικών, σιδηροδρομικών και πεζογεφυρών, ορίζεται το EN 1991 – Μέρος 2.

Οι δράσεις ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο κατατάσσονται σύμφωνα με το EN 1990 στις ακόλουθες κατηγορίες:

1. Μόνιμες (G), οι οποίες υφίστανται μικρές μεταβολές κατά την περίοδο αναφοράς.
2. Μεταβλητές (Q), οι οποίες έχουν μικρή διάρκεια και μεταβάλλονται σημαντικά κατά τη διάρκεια ζωής του έργου.
3. Τυχηματικές (A), οι οποίες εμφανίζονται σπάνια και έχουν σύντομη διάρκεια αλλά μεγάλο μέγεθος.
4. Σεισμικές (A_E), οι οποίες εμφανίζονται κατά την εμφάνιση ενός σεισμικού γεγονότος.

Οι δράσεις κατηγοριοποιούνται επίσης σε:

1. Άμεσες, στις οποίες ανήκουν τα επιβαλλόμενα φορτία, όπως τα ίδια βάρη, τα φορτία κυκλοφορίας ή ο άνεμος.
2. Έμμεσες, οι οποίες προκαλούνται από επιβαλλόμενες παραμορφώσεις, όπως οι θερμοκρασιακές μεταβολές.

Στη συνέχεια περιγράφονται οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη για το σχεδιασμό της ανωδομής, σύμφωνα με τις προβλέψεις του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991).

3.2 Μόνιμες δράσεις

3.2.1 Ίδια βάρη

Στις μόνιμες δράσεις λαμβάνονται το ίδιο βάρος του δομικού χάλυβα με ειδικό βάρος 78.5 kN/m^3 και το ίδιο βάρος του σκυροδέματος. Το ειδικό βάρος του ξηρού σκυροδέματος είναι 25 kN/m^3, ενώ στη φάση σκυροδέτησης κατά την οποία το σκυρόδεμα είναι νωπό λαμβάνεται 26 kN/m^3 και θεωρείται μεταβλητή δράση με γ_q=1.5 ώστε να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες και ο δυναμικός χαρακτήρας της φόρτισης. Οι παραπάνω δράσεις εισάγονται αυτόματα μέσω του λογισμικού Sofistik, αφού πρώτα ορίσουμε υλικά (Materials) και διατομές (Cross Sections) σε κάθε δομικό στοιχείο. Στο λογισμικό θα οριστεί ως συντελεστής του ίδιου βάρους το 1.10, σύμφωνα με την απαίτηση του Ευρωκώδικα 1.

3.2.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία

Στα πρόσθετα μόνιμα λαμβάνονται τα πεζοδρόμια πλάτους 1.25m και πάχους 25cm, τα οποία είναι στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος με ειδικό βάρος 25 kN/m^3. Επίσης λαμβάνονται ασφαλτικές στρώσεις πάχους 10cm σε πλάτος 9m ανάμεσα στα δύο πεζοδρόμια. Το ίδιο βάρος τους λαμβάνεται ίσο με 24 kN/m^3. Το βάρος των συστημάτων αναχαίτισης και διαχωριστικού οχημάτων λαμβάνεται 1.0 kN/m ενώ του κιγκλιδώματος για τους πεζούς 0.5 kN/m. Τέλος λαμβάνεται ένα πρόσθετο φορτίο εξομάλυνσης 0.5 kN/m^2 σε όλη την επιφάνεια της πλάκας.

3.3 Μεταβλητές δράσεις

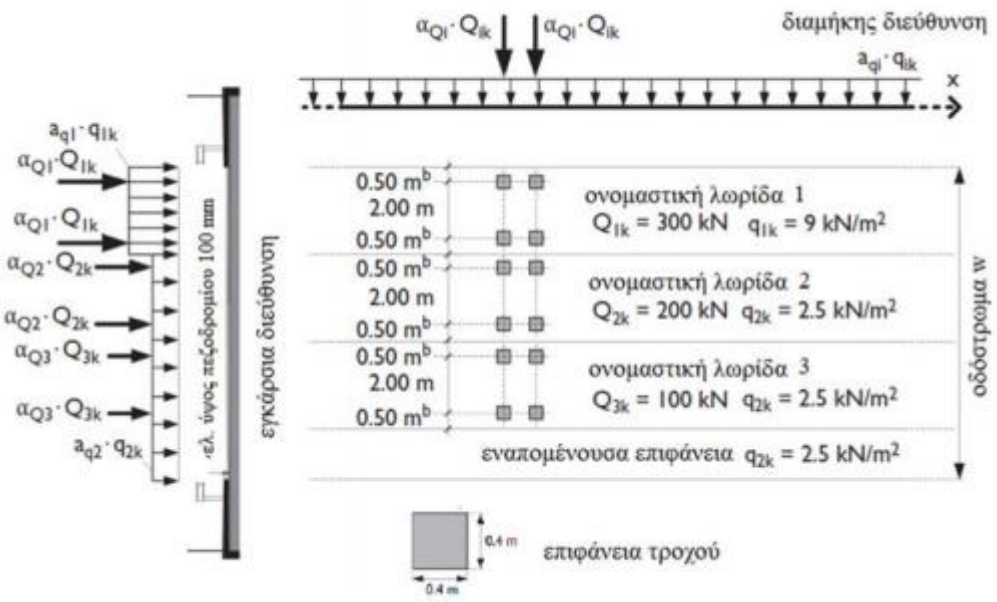
3.3.1 Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας οδικών γεφυρών βασίζονται στην πρώτη φόρτιση LM1 (Load Models – LM), όπως προδιαγράφεται από το EN 1991 – 2. Η εφαρμογή αυτών των φορτίων γίνεται βάση των ονομαστικών λωρίδων κυκλοφορίας (Πίνακας 3.1). Συγκεκριμένα το κατάστρωμα δε φέρει κάποιο μόνιμο διαχωριστικό, επομένως το πλάτος του οδοστρώματος λαμβάνεται ίσο με την απόσταση μεταξύ των συστημάτων αναχαίτισης: $w = 9\ m$. Κατά συνέπεια ορίζονται τρεις λωρίδες κυκλοφορίας πλάτους 3 m.

Πίνακας 3.1: Αριθμός και πλάτος ονομαστικών λωρίδων.

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

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η φόρτιση LM1 αποτελείται από διαξονικά συγκεντρωμένα φορτία TS (οχήματα) μεγέθους $a_{Qi} \cdot Q_\kappa(a_{Qi} = 0.9)$ ανά άξονα και ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία UDL μεγέθους $a_{qi} \cdot q_\kappa(a_{qi} = 1.0)$ (Σχήμα 3.1).



Σχήμα 3.1 : Χαρακτηριστικές τιμές πρότυπης φόρτισης I (LM I)

Τα τρία οχήματα συνολικού βάρους 540, 360 και 180 kN τοποθετούνται σε όλες τις πιθανές θέσεις κατά μήκος και πλάτος της γέφυρας. Επίσης, το φορτίο πεζοδρομίων περιλαμβάνει ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $q_{fk,comb} = 3kN/m^2$, το οποίο λαμβάνεται σε όλο το πλάτος του πεζοδρομίου και συνδυάζεται με τα φορτία κυκλοφορίας.

3.3.2 Οριζόντια φορτία

Η οριζόντια δύναμη πέδησης επιτάχυνσης που λαμβάνεται, είναι μια διαμήκης δύναμη που δρα στο επίπεδο της επίστρωσης του οδοστρώματος και μεταφέρεται στα εφέδρανα. Η χαρακτηριστική τιμή της για ολόκληρο το πλάτος του οδοστρώματος είναι ίση με:

$$Q_{lk} = 0.6 \cdot a_{Q1} \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot a_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 378\ kN, \qquad (3.1)$$

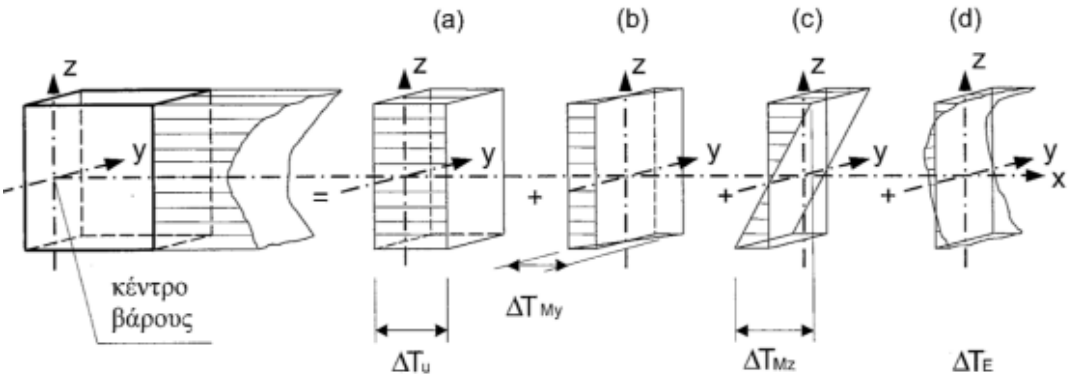
όπου: $162kN \leq Q_{lk} \leq 900kN$

Επειδή οι επιρροές της κατά πλάτος εκκεντρότητας δεν είναι σημαντικές, η δύναμη αυτή μπορεί να αντικατασταθεί από ένα ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο $\frac{Q_{lk}}{L} = 18.9kN/m$ που ασκείται στον άξονα του οδοστρώματος.

3.4 Δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1.5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα σε μια διατομή ενός στοιχείου οδηγεί στην παραμόρφωση του στοιχείου και η παρεμπόδιση της παραμόρφωσης αυτής οδηγεί στην ανάπτυξη τάσεων που πρέπει να ληφθούν υπόψη. Στην περίπτωση της γέφυρας, όπου πρόκειται για έναν ισοστατικό φορέα, οι μετατοπίσεις και οι στροφές λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών δεν παρεμποδίζονται με αποτέλεσμα να μην προκαλείται ένταση. Οι θερμοκρασιακές μεταβολές επηρεάζουν τις παραμορφώσεις του φορέα (βέλη), καθώς και τη

διαστασιολόγηση των εφεδράνων στα άκρα της. Ο κανονισμός αντιμετωπίζει την πραγματική θερμική δράση ως την επαλληλία τεσσάρων συνιστωσών: μια ομοιόμορφη (ΔT_N), μια γραμμική περί τον z-z (ΔT_{MY}), μια γραμμική περί τον y-y (ΔT_{MZ}) και μια μη γραμμική (ΔT_E), όπως φαίνεται στο σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.2: Υποδιαίρεση του θερμοκρασιακού προφίλ σε τέσσερις συνιστώσες.

Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών θερμοκρασιακών μεταβολών , τα καταστρώματα των γεφυρών κατατάσσονται σε τρεις ομάδες :

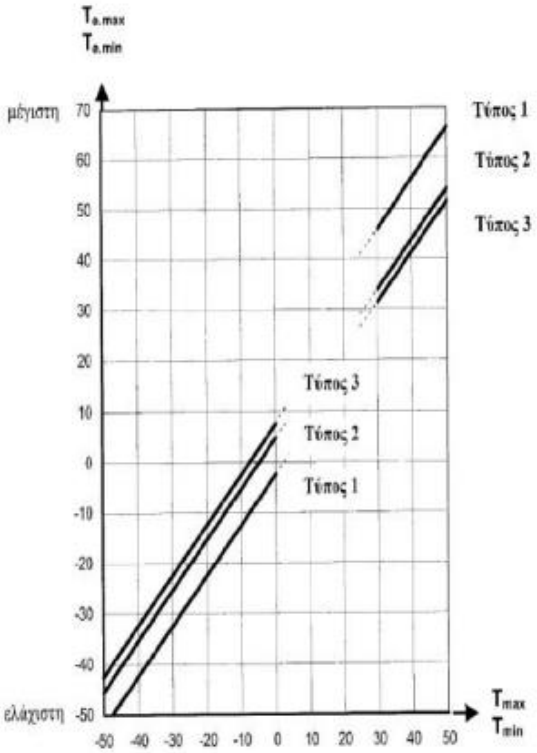
Ομάδα 1 : Χαλύβδινο δάπεδο επί κιβωτιοειδών ή ανοιχτών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα.

Ομάδα 2 : Δάπεδο από σκυρόδεμα επί κιβωτιοειδών ή ανοιχτών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα.

Ομάδα 3 : Δάπεδο από σκυρόδεμα επί ανοιχτών ή κιβωτιοειδών δοκών από σκυρόδεμα.

3.4.1 Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_N

Η ΔTN εκφράζει μία καθολική αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας, που οφείλεται σε αντίστοιχες αυξομειώσεις του περιβάλλοντος. Οι θερμοκρασίες του περιβάλλοντος σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα το EN 1991-1-5 στην επιφάνεια της θάλασσας και θεωρώντας ότι η γέφυρα βρίσκεται στην Αττική είναι $T_{max} = 45°C$ και $T_{min} = -15°C$. Στη συνέχεια προσδιορίζονται η ελάχιστη ($T_{e,min}$) και η μέγιστη ($T_{e,max}$) ενεργός θερμοκρασία της γέφυρας ανάλογα με την ομάδα στην οποία ανήκει το κατάστρωμα (Σχήμα 3.3) και υιοθετείται μια ρεαλιστική τιμή της θερμοκρασίας της γέφυρας στη φάση μελέτης $T_0 = 15°C$.



Σχήμα 3.3: Σχέση μεταξύ $T_{e,min}$, $T_{e,max}$, T_{min}, T_{max}.

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -15 + 8 = -7C \quad (3.2)$$
$$T_{e,max} = T_{max} + 2 = 45 + 2 = 47 \quad (3.3)$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω οι ομοιόμορφες μεταβολές προκύπτουν:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 15 - (-7) = 22°C \quad (3.4)$$
$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 47 - 15 = 32°C \quad (3.5)$$

Για το σχεδιασμό των εφεδράνων οι πιο πάνω τιμές αυξάνονται κατά 20°C, επομένως λαμβάνονται:

$\Delta T_{N,con} = 42°C$

$\Delta T_{N,exp} = 52°C$

3.4.2 Συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς ΔTM

Η ΔTM εκφράζει τη γραμμική διαφορά μεταξύ της άνω και κάτω επιφάνειας του φορέα. Εξετάζονται δύο τιμές, η $\Delta T_{M,heat}$, αν είναι η άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω και η $\Delta T_{M,cool}$, αν συμβαίνει το αντίθετο. Οι χαρακτηριστικές τιμές της γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνεται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 3.2: Χαρακτηριστικές τιμές γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας για γέφυρες.

Ομάδα καταστρώματος		Θετική διαφορά θερμοκρασίας	Αρνητική διαφορά θερμοκρασίας
		$\Delta T_{M,pos}$ (C)	$\Delta T_{M,neg}$ (C)
1		18	-13
2		15	-18
3	Κιβωτοειδής δοκός	10	-5
	Λοιπές μορφές	15	-8

$\Delta T_{M,heat} = 15°C$
$\Delta T_{M,cool} = -8°C$

3.5 Άνεμος

Η ανεμοφόρτιση επί της γέφυρας έγινε βάση των κανονισμών EN 1991-4. Η κύρια διεύθυνση ανεμοφόρτισης στις γέφυρες είναι η εγκάρσια y. Η δύναμη του ανέμου προσδιορίζεται ως συνάρτηση της βασικής ταχύτητας του ανέμου v_b, του συντελεστή έκθεσης c_e, του συντελεστή δύναμης c_f ($c = c_e \cdot c_f$) και της επιφάνειας αναφοράς A_{ref}. Η δύναμη ανέμου δίνεται από τη σχέση:

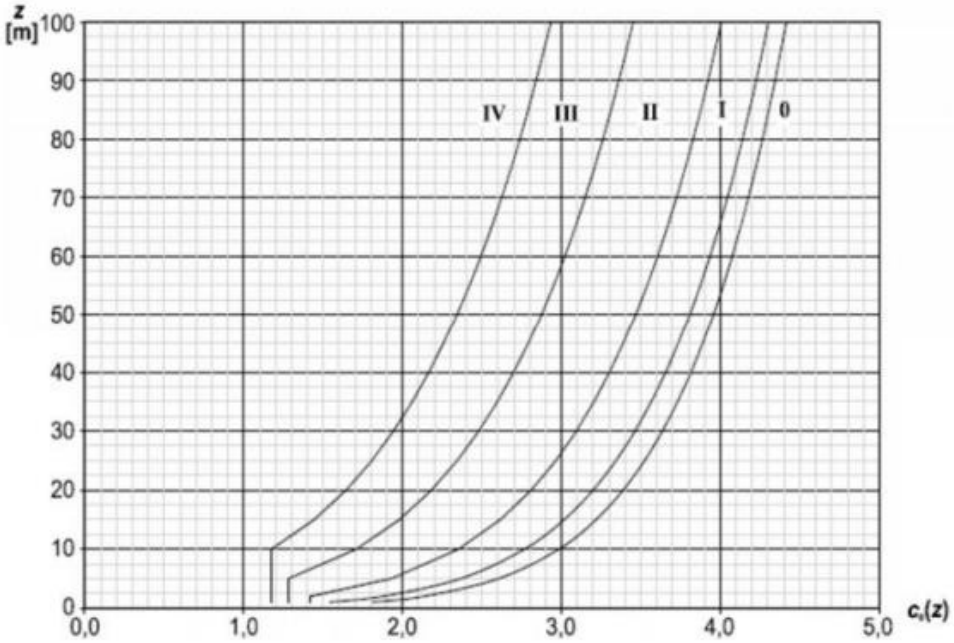
$$F_{wyk} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot {v_b}^2 \cdot c \cdot A_{ref,y} \text{ (kN)} \quad (3.6)$$

3.5.1 Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

Η βασική ταχύτητα ανέμου δίνεται από τη σχέση $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$. Επειδή οι τιμές των συντελεστών διεύθυνσης και εποχής c_{dir} και c_{season} αντίστοιχα , λαμβάνονται ίσοι με 1.0, η βασική ταχύτητα ανέμου λαμβάνεται συνήθως ίση με τη θεμελιώδη τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0}$. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα για οδικές γέφυρες που βρίσκονται σε νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή, ορίζεται $v_{b,0} = 33m/s$ ενώ για την υπόλοιπη ενδοχώρα ορίζεται $v_{b,0} = 27m/s$.

3.5.2 Συντελεστής έκθεσης c_e

Ο συντελεστής έκθεσης c_e είναι συνάρτηση της κατηγορίας του εδάφους και της απόσταση z μεταξύ του άξονα του καταστρώματος από το έδαφος. Θεωρώντας υψόμετρο $z = 21m$ και κατηγορία εδάφους I προκύπτει από το σχήμα 3.4 του μέρους 2.4 του Ευρωκώδικα $c_e = 3.24$



Σχήμα 3.4: Συντελεστής έκθεσης c_e

3.5.3 Συντελεστής δύναμης c_{fy}

Για συνήθεις γέφυρες λαμβάνεται $c_{fy} = 1.3$, για $b/d_{tot} \geq 4$. Για $b/d_{tot} = 0$ είναι $c_{fy} = 2.4$. Για ενδιάμεσες τιμές γίνεται γραμμική παρεμβολή.

$b/d_{tot} = 3.71 \leq 4$
όπου:
$b = 11.5m$ πλάτος καταστρώματος
$d_{tot} = 3.1$ συνολικό ύψος καταστρώματος συμπεριλαμβανομένου το μέγιστο ύψος των οχημάτων +2m
Επομένως $c_{fy} = 1.38$

3.5.4 Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,y}$

Η επιφάνεια αναφοράς δίνεται από $A_{ref,y} = L \cdot d_{ref} = 62m^2$
όπου:
$L = 20m$ συνολικό μήκος γέφυρας
$d_{ref} = d_{tot} = 3.1$ για οδικές γέφυρες

3.5.5 Υπολογισμός δύναμης ανέμου

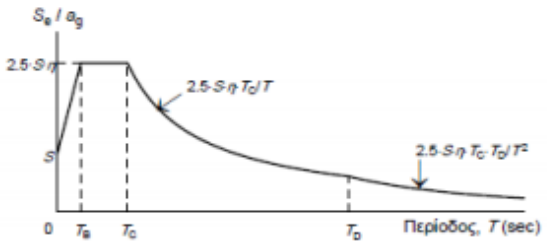
Με πυκνότητα αέρα ίση με 1.25 kg/m^3 , η δύναμη ανέμου γράφεται ως:

$$F_{wyk} = \frac{1}{1600} \cdot {v_b}^2 \cdot c \ \cdot A_{ref,y} = \frac{1}{1600} \cdot 27^2 \cdot 3.24 \cdot 1.38 \ \cdot 62 = 126.3 \ kN \qquad (3.7)$$

Σε μια γέφυρα με κυκλοφορία, ο άνεμος συνδυάζεται με τα φορτία κυκλοφορίας, έτσι ώστε η δύναμη ανέμου στη γέφυρα να λαμβάνεται με την τιμή συνδυασμού της η οποία ισούται με: $\psi_0 \cdot F_{wyk} = 0.6 \cdot 126.3 = 75.78\, kN$. Η δύναμη αυτή πρέπει να είναι μικρότερη από: $F_W{}^* = 91.65\, kN$.

3.6 Σεισμικές δράσεις

Οι σεισμικές δράσεις προσδιορίζονται βάση του κανονισμού EN1998-1. Με την εφαρμογή του ελαστικού φάσματος του Ευρωκώδικα υπολογίζονται οι σεισμικές δράσεις (δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη) στο κατάστρωμα. Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού περιγράφεται από το σχήμα 3.5. Λαμβάνεται ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, κατηγορία σπουδαιότητας II , κατηγορία εδάφους B και ξ=5%. Χρησιμοποιήθηκε διαφορετικό φάσμα απόκρισης για την κατακόρυφη διεύθυνση, το οποίο προέκυψε από το φάσμα οριζόντιων συνιστωσών με πολλαπλασιασμό των τεταγμένων του επί 0.9, όπως προτείνει ο Ευρωκώδικας.



$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1)\right] \quad \text{για} \quad 0 \le T \le T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για} \quad T_B \le T \le T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για} \quad T_C \le T \le T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για} \quad T_D \le T \le 4\ \text{sec}$$

όπου:

$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$

$\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}} \ge 0.55$ = συντελεστής απόσβεσης (το ζ τίθεται επί τοις εκατό)

S = συντελεστής εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR} (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_I
I	0.80
II	1.00
III	1.20
IV	1.40

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

Σχήμα 3.5 : Ελαστικό φάσμα απόκρισης.

4 Συνδυασμοί δράσεων

4.1 Γενικά

Η ανάλυση μιας κατασκευής έχει άμεση σχέση με τις καταστάσεις φόρτισης και τις συνθήκες λειτουργίας σε όλη τη διάρκεια ζωής της. Η διάρκεια ζωής σχεδιασμού των γεφυρών ορίζεται συμβατικά στα 100 χρόνια. Ο σχεδιασμός, η κατασκευή, η ανέγερση και η συντήρηση της γέφυρας πρέπει να γίνεται με τρόπο ώστε κατά τη διάρκεια ζωής της να ικανοποιεί βασικές απαιτήσεις ασφάλειας, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας. Σε ότι αφορά το σχεδιασμό γίνεται διάκριση μεταξύ των οριακών καταστάσεων αστοχίας και των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας.

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ultimate limit state, ULS) που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (serviceability limit states, SLS) που σχετίζονται με τη λειτουργία του φορέα υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση του έργου

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ενός φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις είναι οι ακόλουθες:

- Καταστάσεις διαρκείας (persistent situations), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις (transient), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- 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.

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής. Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

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

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{Gj}\, G_{k,j} \quad + \quad \gamma_{Q1}\, Q_{k1} \quad + \quad \sum_{i\geq 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki} \tag{4.1}$$

- Για καταστάσεις σεισμού

Για οδικές γέφυρες με συνήθη κυκλοφορία

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} \quad + \gamma_i \cdot A_{Ed} \tag{4.2}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων). Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

"+" σημαίνει "επαλληλία με"
G_{kj} χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
Q_{k1} χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
Q_{ki} χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν
A_{Ed} τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
γ_{Gj} επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_{Qi} επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
ψ_{oi} , ψ_{1i}, ψ_{2i} συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

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

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

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} \quad + \quad Q_{k1} \quad + \quad \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \tag{4.3}$$

- Συχνός συνδυασμός (frequent combination)

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} \;+\; \psi_{1,1} \cdot Q_{k1} \;+\; \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \tag{4.4}$$

- Ημιμόνιμος συνδυασμός (quasi-permanent situation)

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} \;+\; \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \tag{4.5}$$

5 Έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α)

5.1 Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος

Από τα πρώτα βήματα της μελέτης αποτελεί ο υπολογισμός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας σκυροδέματος. Ο υπολογισμός γίνεται σύμφωνα με το EN 1992.

$$b_{eff1} = b_{eff2} = \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, b_2) = 75.63\ cm \quad (5.1)$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w = 191.66\ cm \quad (5.2)$$

όπου:
$b_1 = b_2 = 75.63\ cm$, η μισή εγκάρσια απόσταση δοκού από παράλληλη δοκό
$l_0 = 20\ m$, το μήκος μηδενισμού του διαγράμματος ροπής κατά το μήκος της δοκού που εξετάζω (αμφιέρειστη)
$b_w = 40.4\ cm$, το πλάτος της νεύρωσης

5.2 Ιδιότητες διατομών

Η μελέτη σύμμικτων δοκών αυτού του τύπου με την ονομασία VFT – WIB στηρίζεται σε μεγάλο μέρος στο EN 1994, το οποίο καλύπτει θέματα μελέτης σύμμικτων δοκών με έμφαση σε αυτές που αποτελούνται από τη χαλύβδινη δοκό και την πλάκα σκυροδέματος εντός του συνεργαζόμενου πλάτους.

Σύμφωνα με τη μέθοδο της ισοδύναμης διατομής, η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται σε ισοδύναμη διατομή από χάλυβα. Ο προσδιορισμός της ισοδύναμης διατομής γίνεται με την παρακάτω διαδικασία. Αν εφαρμοσθεί μια ανηγμένη θλιπτική παραμόρφωση ε, τότε οι τάσεις και οι αξονικές δυνάμεις στο σκυρόδεμα και στο χάλυβα είναι διαφορετικές.

Σκυρόδεμα : $\sigma_c = \varepsilon \cdot E_{c,} \qquad N_c = \sigma_c \cdot A_c = \varepsilon \cdot E_c \cdot A_c$ (5.3)

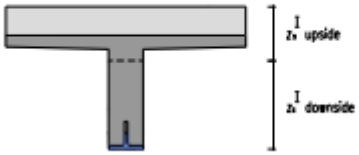
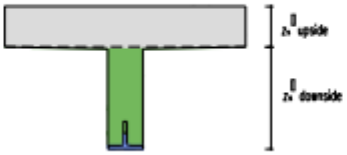
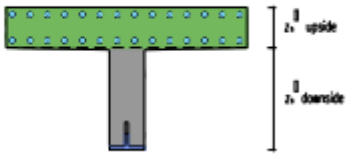
Χάλυβας : $\sigma_a = \varepsilon \cdot E_{a,} \qquad N_a = \sigma_a \cdot A_a = \varepsilon \cdot E_a \cdot A_a$ (5.4)

Εξισώνοντας τις δυνάμεις των εξισώσεων (5.3) και (5.4) φαίνεται ότι η διατομή σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη διατομή χάλυβα εμβαδού:

$$A_{ce} = A_c \cdot \frac{E_c}{E_a} = \frac{A_c}{n} \quad (5.5)$$

Η ισοδύναμη διατομή της σύμμικτης δοκού αποτελείται λοιπόν από τη χαλύβδινη διατομή και την ισοδύναμη διατομή του σκυροδέματος. Αγνοείται απλοποιητικά η συνεισφορά του θλιβόμενου οπλισμού της πλάκας σκυροδέματος.

Ιδιαίτερα σημαντικό είναι ο υπολογισμός των ιδιοτήτων της διατομής να γίνει τόσο για ρηγματωμένο σκυρόδεμα όσο και για αρηγμάτωτο σκυρόδεμα (Σχήμα 5.1).

Required Cross sectional values			
Uncracked Concrete		Cracked Concrete	
Midspan	Abutment	Midspan	Abutment
I_y^{I}		I_y^{II} Midspan	I_y^{II} Abutment
S_y^{I}		S_y^{II} Midspan	S_y^{II} Abutment
z_s^{I}		z_{ys}^{II} Midspan	z_{ys}^{II} Abutment
			

Σχήμα 5.1: Χαρακτηριστικά διατομών για ρηγματωμένο και αρηγμάτωτο σκυρόδεμα.

Οι ιδιότητες της διατομής συνοψίζονται παρακάτω ξεχωριστά για τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας.

5.2.1 Φάση I / Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής προ της σκυροδέτησης της πλάκας πάχους 0.25 m και ποιότητας σκυροδέματος C35/45, η διατομή του στοιχείου αποτελείται μόνο από τη προκατασκευασμένη πλακοδοκό με πλάκα πάχους 0.11m και ποιότητα σκυροδέματος C50/60. Για τη διατομή αυτή διακρίνονται οι ιδιότητές της για ρηγματωμένο και αρηγμάτωτο σκυρόδεμα.

1. Αρηγμάτωτο σκυρόδεμα

Χαλύβδινη διατομή ½(HD 400×347)
$b_f = 404\ mm,\ t_f = 43.7\ mm,\ t_w = 27.2\ mm,\ h_w = 109.8\ mm$
$A_a = 206.41\ cm^2,\quad z_a = 71.7\ cm$ (από άνω ίνα διατομής), $\quad I_\alpha = 2085.72\ cm^2$

Διατομή σκυροδέματος C50/60
$A_{C50/60} = 4487.51\ cm^2,\ \ z_{C50/60} = 24.06\ cm,\quad I_{C50/60} = 2086944.18\ cm^4$

Λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα – σκυροδέματος C50/60
$n_1 = \frac{E_a}{E_{C50/60}} = \frac{210}{37} = 5.675$

Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής
$A_e{}^{I} = A_a + \frac{A_{C50/60}}{n_1} = 997.16\ cm^2$

Κέντρο βάρους ισοδύναμης διατομής (από άνω ίνα διατομής)
$z_a{}^{I} = (A_a \cdot z_a + A_{\frac{C50}{60}} \cdot z_{\frac{C50}{60}}/n_1)/A_e = 33.92\ cm$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής
$I_e{}^I = I_a + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + I_{\frac{C50}{60}}/n_1 + (A_{\frac{C50}{60}}/n_1) \cdot (z_{\frac{C50}{60}} - z_e)^2 = 741374.41\ cm^4$

2. Ρηγματωμένο σκυρόδεμα

(Μετά από δοκιμές)
Έστω $z_e = 27cm$

Χαλύβδινη διατομή ½(HD 400×347)
$b_f = 404\ mm,\ t_f = 43.7\ mm,\ t_w = 27.2\ mm,\ h_w = 109.8\ mm$
$A_a = 206.41\ cm^2,\quad z_a = 71.7\ cm$ (από άνω ίνα διατομής), $I_\alpha = 2085.72\ cm^2$

Διατομή σκυροδέματος C50/60
$A_{C50/60} = 2754.73\ cm^2,\ \ z_{C50/60} = 8.67\ cm,\quad I_{C50/60} = 125211.8\ cm^4$

Λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα – σκυροδέματος
$n_1 = \frac{E_a}{E_{C50/60}} = \frac{210}{37} = 5.675$

Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής
$A_e{}^{II} = A_a + \frac{A_{C50/60}}{n_1} = 691.83\ cm^2$

Κέντρο βάρους ισοδύναμης διατομής (από άνω ίνα διατομής)
$z_a{}^{II} = (A_a \cdot z_a + A_{C50/60} \cdot z_{C50/60}/n_1)/A_e = 27.48\ cm \cong 27\ cm$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής
$I_e{}^{II} = I_a + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + I_{\frac{C50}{60}}/n_1 + (A_{\frac{C50}{60}}/n_1) \cdot (z_{\frac{C50}{60}} - z_e)^2 = 599642.54\ cm^4$

5.2.2 Φάση ΙΙ

Στη φάση ΙΙ η σύμμικτη διατομή έχει ολοκληρωθεί με την τελική στρώση πλάκας σκυροδέματος πάχους 0.25m και ποιότητας σκυροδέματος C35/45, το οποίο έχει σκληρυνθεί και αποκτήσει την θλιπτική του αντοχή. Για τη διατομή αυτή διακρίνονται οι ιδιότητές της για ρηγματωμένο και αρηγμάτωτο σκυρόδεμα, οι οποίες φαίνονται παρακάτω.

1. Αρηγμάτωτο σκυρόδεμα

Χαλύβδινη διατομή ½(HD 400×347)
$b_f = 404\ mm,\ t_f = 43.7\ mm,\ t_w = 27.2\ mm,\ h_w = 109.8\ mm$
$A_a = 206.41\ cm^2,\quad z_a = 96.7\ cm$ (από άνω ίνα διατομής), $I_\alpha = 2085.72\ cm^2$

Διατομή σκυροδέματος C50/60
$A_{C50/60} = 4487.51\ cm^2,\ \ z_{C50/60} = 49.06\ cm,\quad I_{C50/60} = 2086944.18\ cm^4$

Διατομή σκυροδέματος C35/45

$A_{C35/45} = 4791.65cm^2$, $z_{C35/45} = 12.5\ cm$, $I_{C35/45} = 249565.104\ cm^4$

Λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα – σκυροδέματος C50/60
$n_1 = \frac{E_a}{E_{C50/60}} = \frac{210}{37} = 5.675$

Λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα – σκυροδέματος C35/45
$n_2 = \frac{E_a}{E_{C35/45}} = \frac{210}{34} = 6.17$

Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής
${A_e}^I = A_a + \frac{A_{C50/60}}{n_1} + \frac{A_{C35/45}}{n_2} = 1773.75\ cm^2$

Κέντρο βάρους ισοδύναμης διατομής (από άνω ίνα διατομής)
${z_e}^I = (A_a \cdot z_a + A_{\frac{C50}{6}} \cdot z_{\frac{C50}{60}}/n_1 + A_{\frac{C35}{45}} \cdot z_{\frac{C35}{45}}/n_2)/A_e = 38.6\ cm$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής
${I_e}^I = I_a + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{\frac{C50}{60}}}{n_1} + \left(\frac{A_{\frac{C50}{60}}}{n_1}\right) \cdot (z_{\frac{C50}{60}} - z_e)^2 + I_{\frac{C35}{45}}/n_2 + (A_{\frac{C35}{45}}/n_2) \cdot (z_{\frac{C35}{45}} - z_e)^2 = 1722728.71cm^4$

2. Ρηγματωμένο σκυρόδεμα

(Μετά από δοκιμές)
Έστω $z_e = 30cm$

Χαλύβδινη διατομή ½(HD 400×347)
$b_f = 404\ mm,\ t_f = 43.7\ mm,\ t_w = 27.2\ mm,\ h_w = 109.8\ mm$
$A_a = 206.41\ cm^2$, $z_a = 96.7\ cm$ (από άνω ίνα διατομής), $I_\alpha = 2085.72\ cm^2$

Διατομή σκυροδέματος C50/60
$A_{C50/60} = 958.33\ cm^2$, $z_{C50/60} = 27.5\ cm$, $I_{C50/60} = 1996.52\ cm^4$

Διατομή σκυροδέματος C35/45
$A_{C35/45} = 4791.65cm^2$, $z_{C35/45} = 12.5\ cm$, $I_{C35/45} = 249565.10\ cm^4$

Λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα – σκυροδέματος C50/60
$n_1 = \frac{E_a}{E_{C50/60}} = \frac{210}{37} = 5.675$

Λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα – σκυροδέματος C35/45
$n_2 = \frac{E_a}{E_{C35/45}} = \frac{210}{34} = 6.17$

Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής

$$A_e^{II} = A_a + \frac{A_{C50/60}}{n_1} + \frac{A_{C35/45}}{n_2} = 1151.87\ cm^2$$

Κέντρο βάρους ισοδύναμης διατομής (από άνω ίνα διατομής)

$$z_e^{II} = (A_a \cdot z_a + A_{C50/6} \cdot z_{C50/60}/n_1 \ + A_{C35/45} \cdot z_{C35/45}/n_2)/A_e = 29.79\ cm \cong 30\ cm$$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής

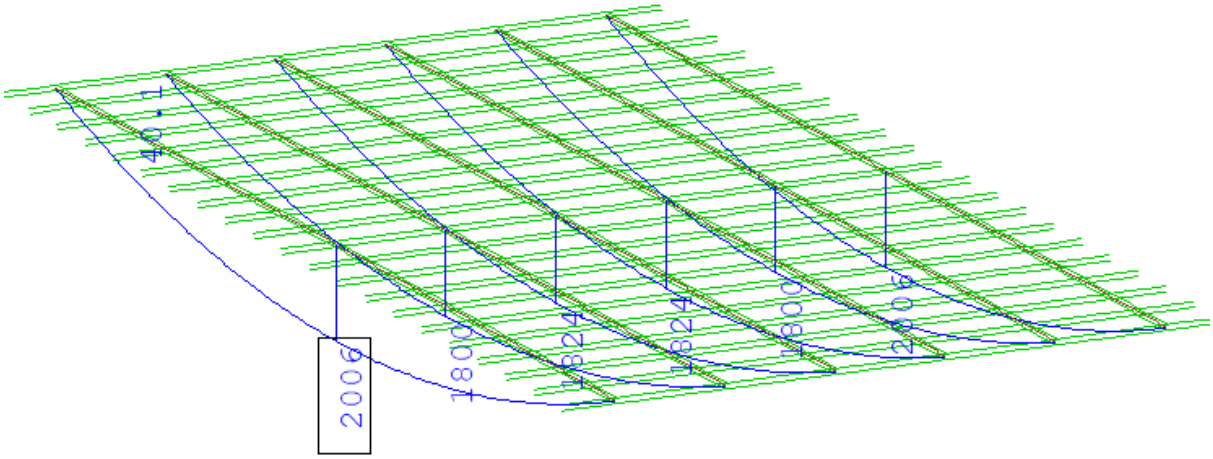
$$I_e^{II} = I_a + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{\frac{C50}{60}}}{n_1} + \left(\frac{A_{\frac{C50}{60}}}{n_1}\right) \cdot (z_{\frac{C50}{60}} - z_e)^2 + I_{\frac{C35}{45}}/n_2 + (A_{\frac{C35}{45}}/n_2) \cdot (z_{\frac{C35}{45}} - z_e)^2 \ = 1200212.08\ cm^4$$

5.3 Έλεγχος τάσεων

5.3.1 Φάση κατασκευής

Τα φορτία που επιβάλλονται στο φορέα στη φάση κατασκευής είναι τα ίδια βάρη της διατομής στη φάση αυτή και το βάρος του νωπού σκυροδέματος με ειδικό βάρος 26KN/m³, το οποίο θεωρείται μεταβλητή δράση με $\gamma_q = 1.5$.

Ροπή σχεδιασμού: $M_{Ed} = 2006\ kNm$

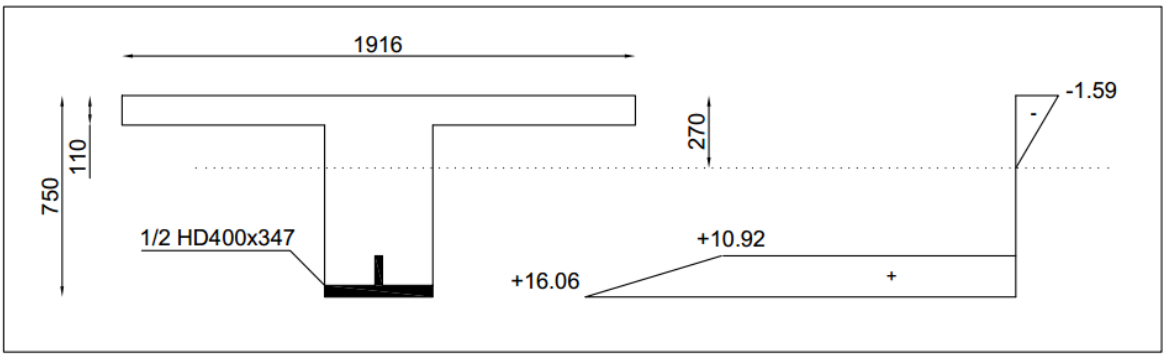


Σχήμα 5.2: Διαγράμματα ροπών στη φάση κατασκευής.

Υπολογισμός ροπών αντίστασης και τάσεων της σύμμικτης διατομής. Για τον έλεγχο θα πρέπει να ισχύει ότι οι τάσεις δεν είναι μεγαλύτερες των οριακών τάσεων με βάση τις παρακάτω ανισότητες.

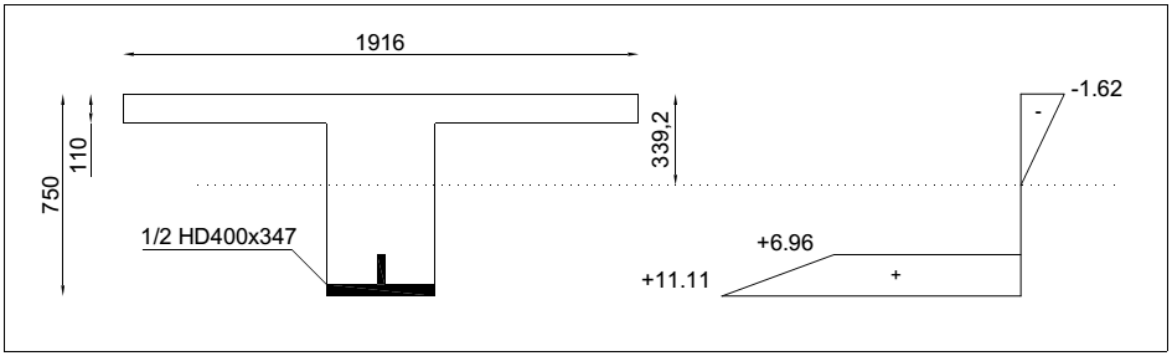
1. Ρηγματωμένο σκυρόδεμα

Εξεταζόμενη ίνα	W_i (cm³)	σ_i (kN/cm²)
Άνω ίνα σκυροδέματος :	-126035.98	$-1.59 < 0.85 \cdot f_{cd}$
Άνω ίνα χάλυβα :	18365.77	$10.92 < f_{yd}$
Κάτω ίνα χάλυβα :	12492.55	$16.06 < f_{yd}$



2. Αρηγμάτωτο σκυρόδεμα

Εξεταζόμενη ίνα	W_i (cm³)	σ_i (kN/cm²)
Άνω ίνα σκυροδέματος :	-124023.00	$-1.62 < 0.85 \cdot f_{cd}$
Άνω ίνα χάλυβα :	28817.59	$6.96 < f_{sd}$
Κάτω ίνα χάλυβα :	18048.65	$11.11 < f_{sd}$



Η διατομή επαρκεί με τον έλεγχο των τάσεων στην ΟΚΑ.

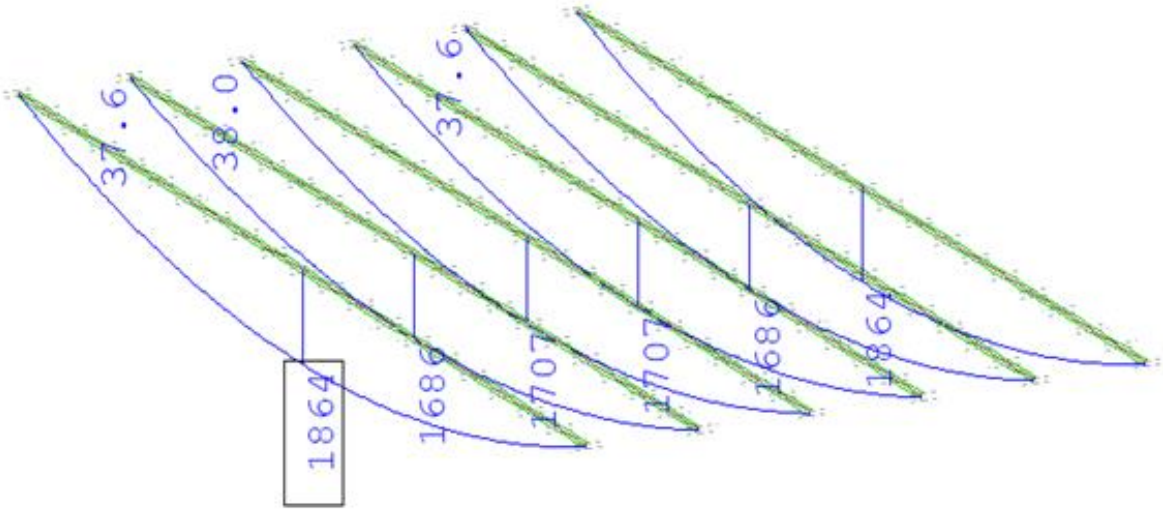
5.3.2 Φάση λειτουργίας

Ορίζονται δύο φάσεις φόρτισης της κατασκευής :

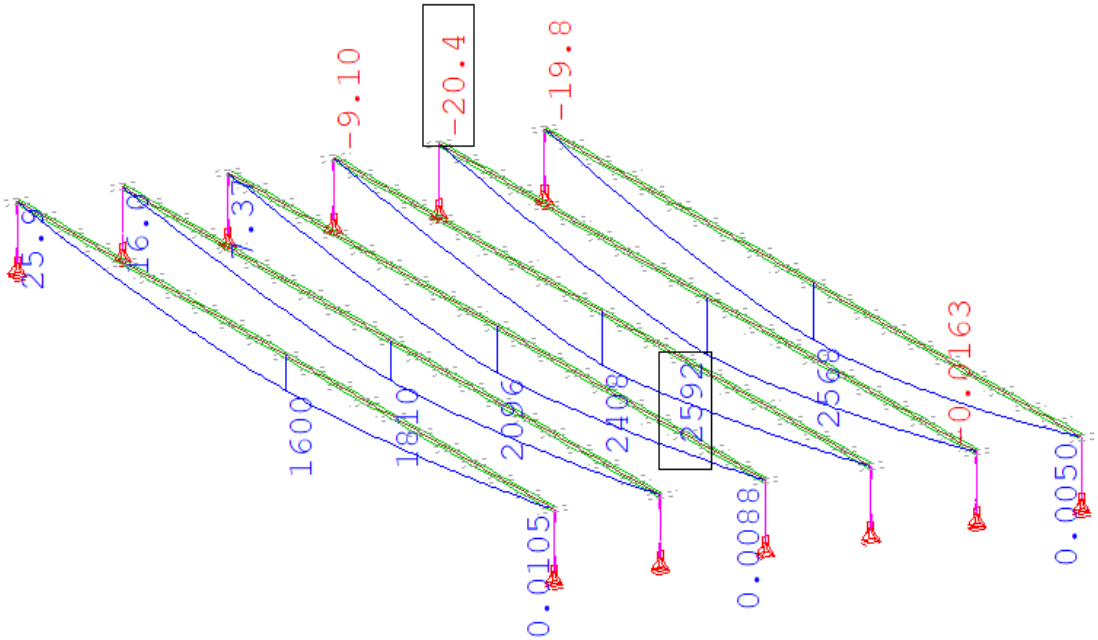
- Φάση I : Ίδια βάρη (σύμμικτη διατομή πριν την τελική στρώση πλάκας σκυροδέματος πάχους 0.25m και ποιότητας C35/45)
- Φάση II : Πρόσθετα μόνιμα φορτία και κινητά φορτία (τελική σύμμικτη διατομή μετά την τελική στρώση πλάκας σκυροδέματος πάχους 0.25m και ποιότητας C35/45)

Ροπή σχεδιασμού φάσης I: $M_{Ed} = 1864\ kNm$
Ροπή σχεδιασμού φάσης II: $M_{Ed} = 2592\ kNm$

Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών για τη φόρτιση που προκαλεί τη μεγαλύτερη τάση.



Σχήμα 5.3: Διαγράμματα ροπών στη φάση I.



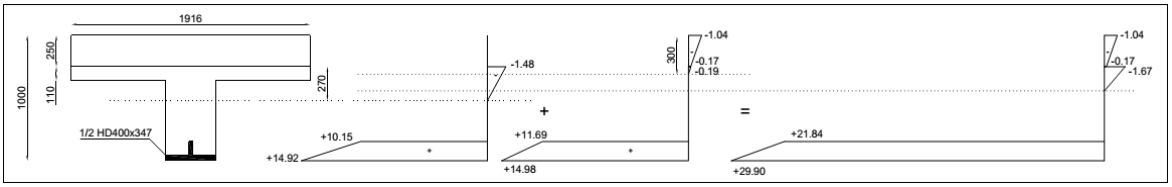
Σχήμα 5.4: Διαγράμματα ροπών στη φάση ΙΙ.

Τάσεις σύμμικτης διατομής :

1. Ρηγματωμένο σκυρόδεμα

Τάσεις σύμμικτης διατομής:

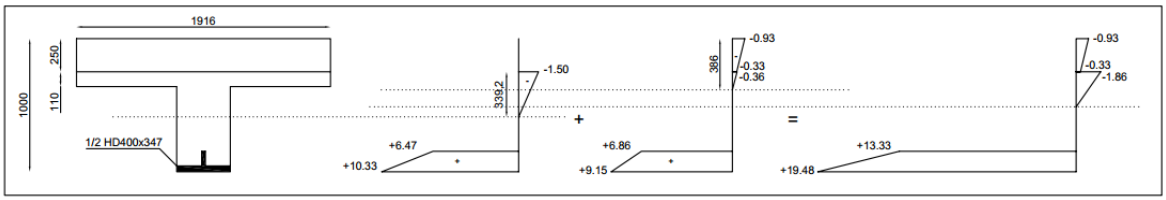
	Φάση Ι		Φάση ΙΙ		Σύνολο	
Εξεταζόμενη ίνα	Wi (cm³)	σi (Kn/cm²)	Wi (cm³)	σi (kN/cm²)	σi (kN/cm²)	
Άνω ίνα C35/45:	-	-	-246843.62	-1.04	-1.04	< 0.85 fcd
Κάτω ίνα C35/45:	-	-	-1481061.70	-0.17	-0.17	<0.85 fcd
Άνω ίνα C50/60:	-126035.98	-1.48	-1362240.71	-0.19	-1.67	<0.85 fcd
Άνω ίνα S355:	18365.77	10.15	21961.79	11.69	21.84	<fsd
Κάτω ίνα S355:	12492.55	14.92	17145.89	14.98	29.9	<fsd



2. Αρηγμάτωτο σκυρόδεμα

Τάσεις σύμμικτης διατομής:

	Φάση I		Φάση II		Σύνολο	
Εξεταζόμενη ίνα	Wi (cm³)	σi (Kn/cm²)	Wi (cm³)	σi (kN/cm²)	σi (kN/cm²)	
Άνω ίνα C35/45:	-	-	-275382.72	-0.93	-0.93	<0.85 fcd
Κάτω ίνα C35/45:	-	-	-781673.49	-0.33	-0.33	<0.85fcd
Άνω ίνα C50/60:	-124023	-1.50	-718962.25	-0.36	-1.86	<0.85fcd
Άνω ίνα S355:	28817.59	6.47	37408.38	6.86	13.33	<fsd
Κάτω ίνα S355:	18048.65	10.33	28056.58	9.15	19.48	<fsd

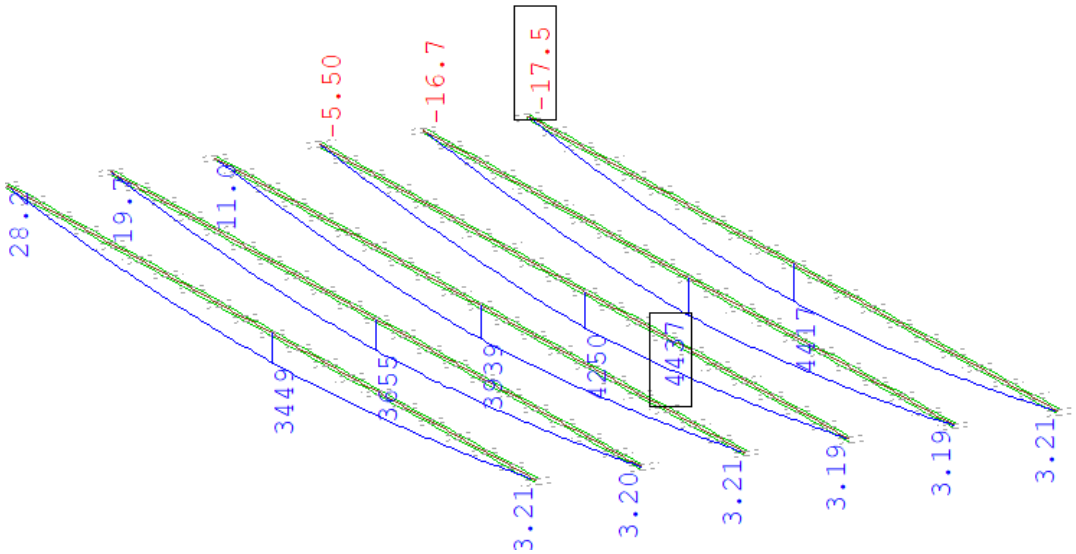


Η διατομή επαρκεί με τον έλεγχο των τάσεων στην ΟΚΑ.

5.4 Πλαστική ροπή αντοχής της διατομής

Τα φορτία που επιβάλλονται στο φορέα στη φάση λειτουργίας είναι τα ίδια βάρη, τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας.

Ροπή σχεδιασμού: $M_{Ed} = 4437\ kNm$



Σχήμα 5.5: Διάγραμμα ροπών.

Υπολογίζεται η πλαστική ροπή αντοχής της διατομής.

Έστω ότι ο ΟΑ βρίσκεται εντός του σκυροδέματος ποιότητας C35/45.

Απόσταση ΟΑ από την άνω ίνα της πλάκας σκυροδέματος:
$z_0 = f_{ad} \cdot \frac{A_a}{b \cdot f_{cd}} = 19.28\ cm\ \leq 25\ cm$

Επομένως ισχύει η υπόθεση για τη θέση του ΟΑ και η πλαστική ροπή αντοχής είναι:
$M_{pl,Rd^+} = f_{ad} \cdot A_a \cdot \left(z_a - \frac{z_o}{2}\right) = 6379.37\ KNm$

Έλεγχος:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd^+}} = \frac{4437\ kNm}{6379.37\ KNm} = 0.69 < 1$$

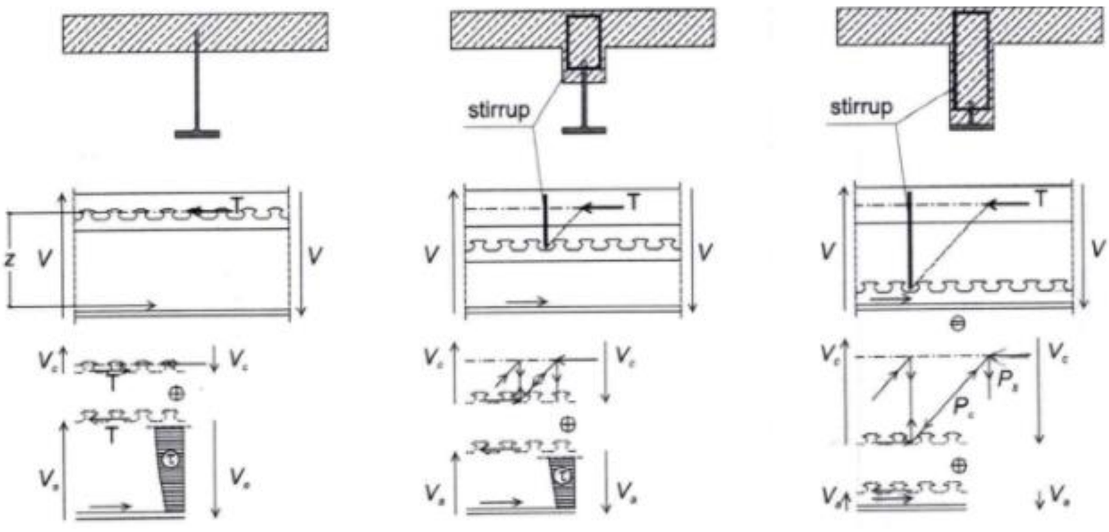
5.5 Αντοχή σε διάτμηση

Η βασική αρχή που περιγράφει την παραλαβή της κατακόρυφης διάτμησης σε μια σύμμικτη διατομή περιγράφεται με την παρακάτω εξίσωση:

$$V_{ed} = V_{ed,a} + V_{ed,c} \tag{5.6}$$

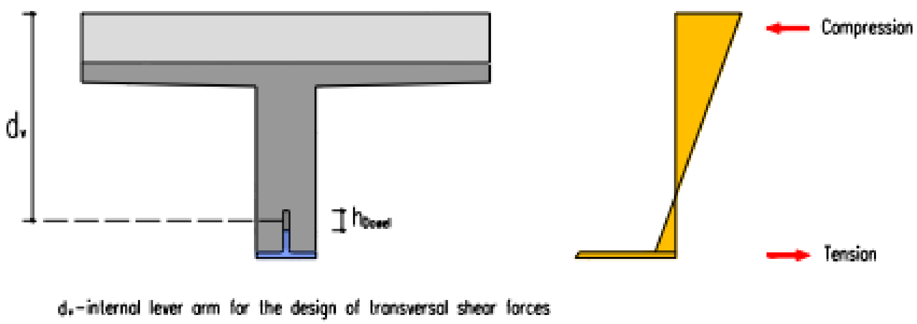
όπου:
V_{ed} η κατακόρυφη διάτμηση στη σύμμικτη διατομή
$V_{ed,a}$ μέρος της κατακόρυφης διάτμησης της σύμμικτης διατομής που παραλαμβάνεται από τα χαλύβδινα στοιχεία.
$V_{ed,c}$ μέρος της κατακόρυφης διάτμησης της σύμμικτης διατομής που παραλαμβάνεται από τα στοιχεία σκυροδέματος.

Όταν μια σύμμικτη διατομή αποτελείται από μια λεπτή πλάκα σκυροδέματος τότε, σύμφωνα με το EN 1994, η κατακόρυφη διάτμηση της διατομής παραλαμβάνεται μόνο από τα χαλύβδινα στοιχεία, αμελώντας την συνεισφορά του σκυροδέματος. Αντίθετα στην περίπτωση σύμμικτων δοκών με την ονομασία (mono) VFT – WIB, η κατακόρυφη διάτμηση θεωρείται πως παραλαμβάνεται από το σκυρόδεμα της διατομής, ενώ αμελείται η συνεισφορά της χαλύβδινης διατομής (Σχήμα 5.).



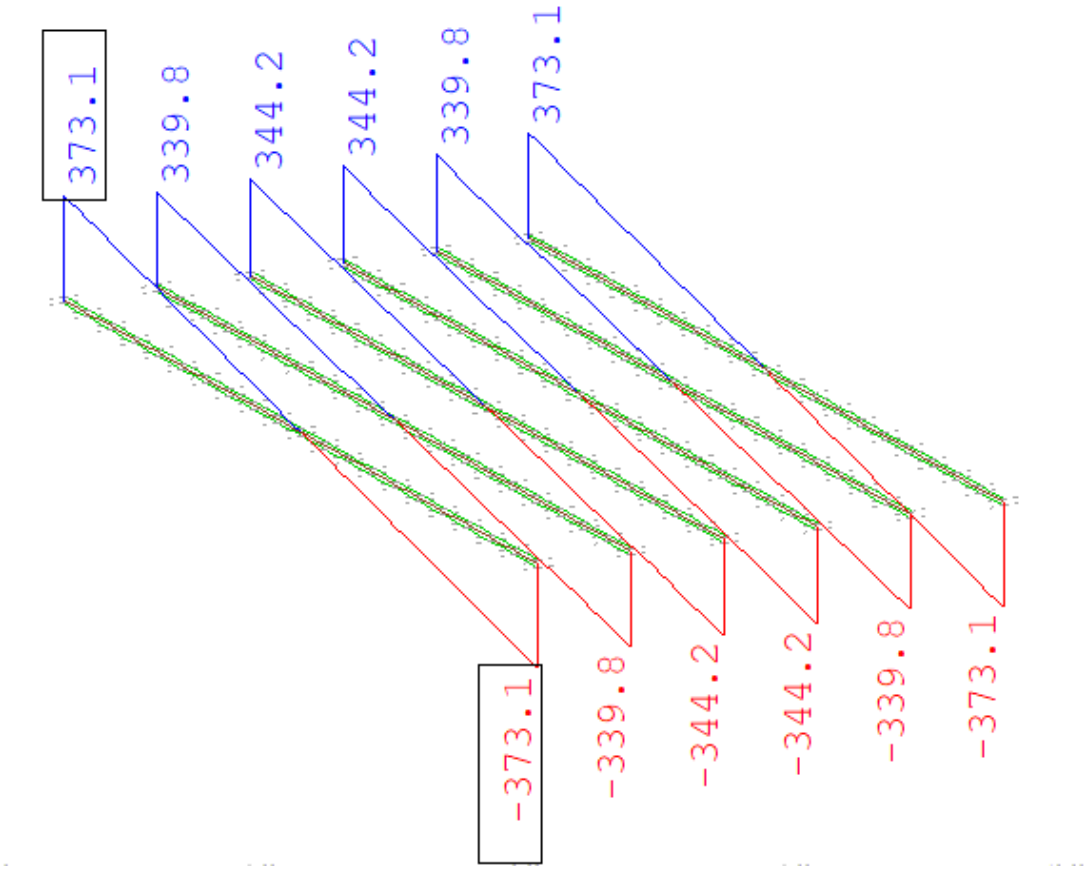
Σχήμα 5. : Παραλαβή της κατακόρυφης διάτμησης από σύμμικτες δοκούς.

Η κατακόρυφη διάτμηση παραλαμβάνεται από τον κορμό σκυροδέματος της σύμμικτης διατομής, σύμφωνα με το EN 1992. Για τον υπολογισμό των απαιτούμενων συνδετήρων υπολογίζεται ένας μειωμένος μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων της διατομής (Σχήμα 5.6).

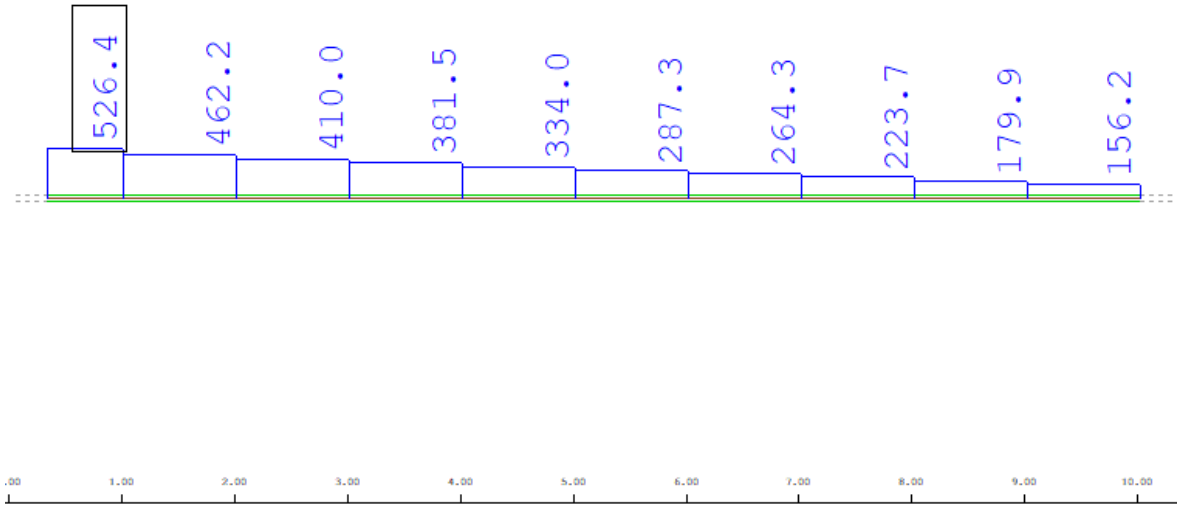


Σχήμα 5.6 : Μειωμένος μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων της σύμμικτης διατομής για την κατακόρυφη διάτμηση.

Τέμνουσα σχεδιασμού: $Q_{ed} = Q_{ed_{\Phi A\Sigma H\ I}} + Q_{ed_{\Phi A\Sigma H\ II}} = 339.8 + 526.4 = 866.2\ kN$.



Σχήμα 5.7 : Διαγράμματα τεμνουσών στη φάση Ι.



Σχήμα 5.8 : Περιβάλλουσα τεμνουσών της δυσμενέστερης δοκού στη φάση ΙΙ.

$Req.A_s = Q_{ed} \cdot s_w/(f_{sd} \cdot z \cdot cot\theta)$

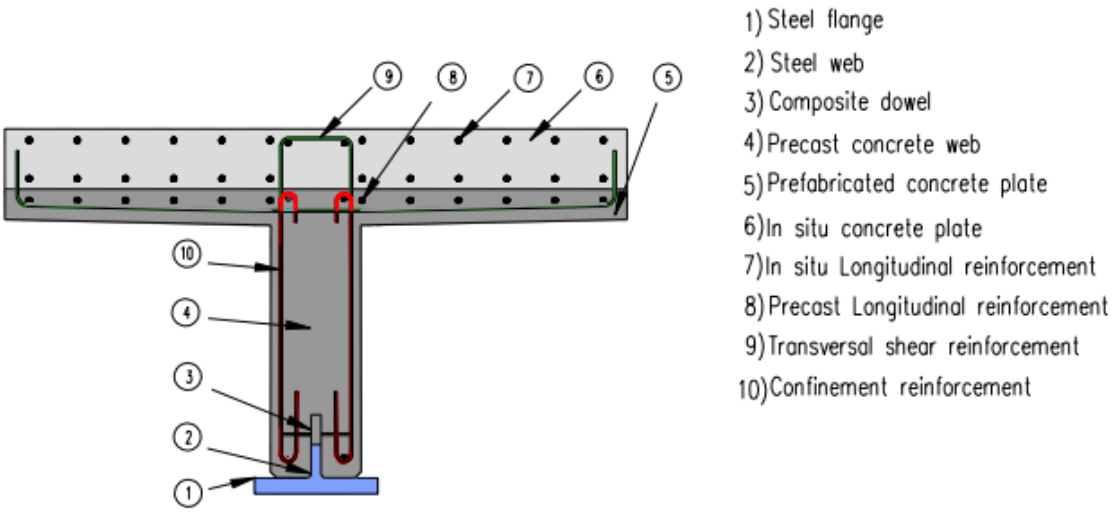
όπου:
$z = h - h_a - \frac{h_D}{2} = 79.65\ cm$
$cot\theta = 1$
$f_{sd} = 435\ N/mm^2$
$s_w = 100\ cm$
$Q_{ed} = 866.2\ kN$

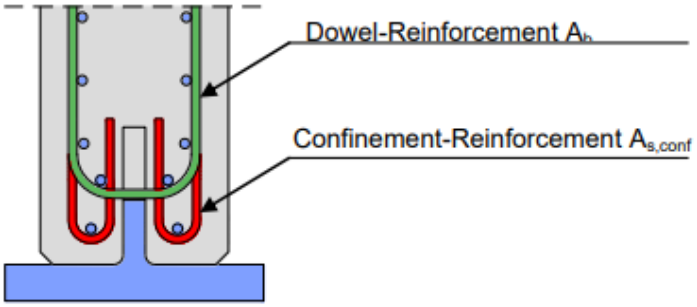
$Req.A_s = 866.2\ kN \cdot 100cm/(1 \cdot 43.5\ kN/cm^2 \cdot 79.65\ cm) = 25.00\ cm^2/m$

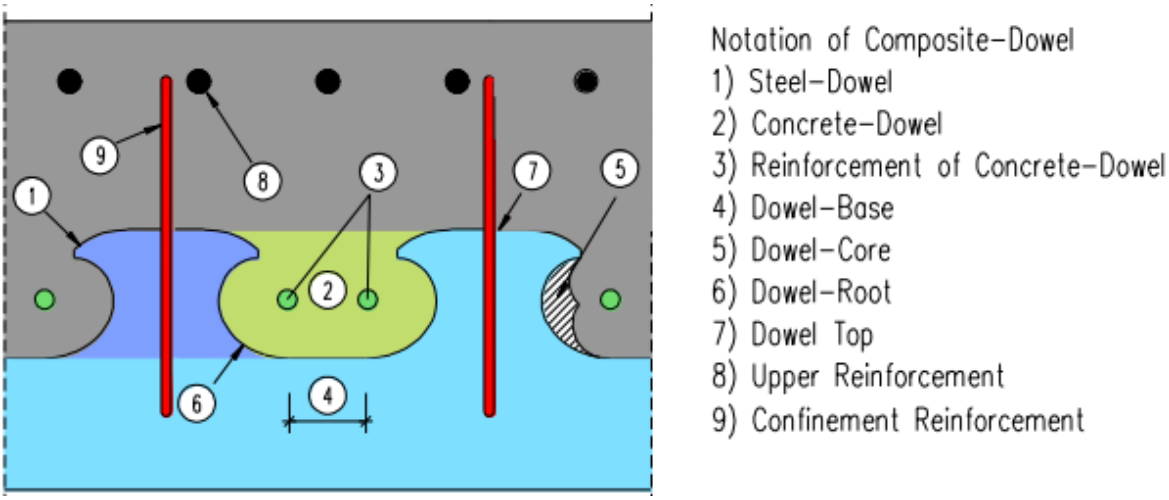
Στη διατομή παραλαμβάνουν την τέμνουσα (Σχήμα 5.9):

- A_b $(Dowel\ reinforcement)$ (πράσινος): 2Ø16 / ανά 0.25m
  $32.16\ cm^2/m$
- $A_{s,conf}$ $(Confinement\ reinforcement)$(κόκκινος): 2Ø12 / ανά 025m
  $9.04cm^2/m$

$A_s = 32.16 + 9.04 = 41.2cm^2/m > req.A_s = 25.00cm^2/m$







Σχήμα 5.9 : Οπλισμοί έναντι τέμνουσας.

5.6 Διαστασιολόγηση πλάκας καταστρώματος

Η πλάκα καταστρώματος είναι μια πλάκα σκυροδέματος που καταπονείται από ροπές και τέμνουσες οι οποίες προέρχονται από τα ίδια βάρη, τα πρόσθετα μόνιμα και τα φορτία κυκλοφορίας. Αποτελείται από προκατασκευασμένες πλάκες και έγχυτο σκυρόδεμα, ώστε να αποφευχθεί η χρήση ικριωμάτων ή φορείων. Οι προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος ποιότητας C50/60 και πάχους 0.11m συνδέονται μεταξύ τους με την τελική στρώση σκυροδέματος ποιότητας C35/45 και πάχους 0.25m, με την οποία επιτυγχάνεται το τελικό πάχος της πλάκας 0.36m. Η διαστασιολόγηση της πλάκας γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2. Υπολογίζονται οι απαιτήσεις σε οπλισμό κάμψης και διάτμησης, αλλά τα τοποθετούμενα σίδερα υπολογίζονται σε συνδυασμό με τις απαιτήσεις για διαμήκη διάτμηση μεταξύ των δύο πλακών στο *Κεφάλαιο 7* και κατακόρυφη διάτμηση στο *Κεφάλαιο 5*.4.

5.6.1 Έλεγχοι έναντι κάμψης συνδυασμών ΟΚΑ

Στη φάση κατασκευής οι προκατασκευασμένες πλάκες λειτουργούν ως πρόβολοι και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος τους και το βάρος του νωπού σκυροδέματος με ειδικό βάρος 26 KN/m³ και πάχους 0.25m.

Επιλέγεται οπλισμός διαμέτρου Ø10 ποιότητας B500C και επικάλυψη $c_{nom} = 30mm$, Επομένως:

- $d = h - (c_{nom} + \emptyset/2) = 0.075m$
- $\mu_{sd} = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0245$, $M_{ed} = 3.9kNm/m$
- $\omega = 0.0245$ για $\mu_{sd} = 0.0245$

όπου ω από EN1992-1-1 πίνακα 2.1, προκύπτει ο απαιτούμενος οπλισμός κάμψης:

Κύριος οπλισμός κάμψης

$A_{s,req} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right) = 1.2cm^2/m \ < A_{smin} = 1.6cm^2/m$

- Αποστάσεις μεταξύ κύριων ράβδων οπλισμού:
  $s \leq \min(2h, 250mm) = 220mm$

  Δευτερεύων οπλισμός
  Ελάχιστο ποσοστό δευτερεύοντος οπλισμού: $0.2 \cdot A_{s,req} = 0.24\ cm^2/m$

- Αποστάσεις μεταξύ ράβδων δευτερεύοντα οπλισμού:
  $s \leq \min(3h, 400mm) = 330mm$

Επομένως τοποθετώ:
κύριο οπλισμό Ø10/20 άνω και
δευτερεύων Ø10/30 (σε εσωτερική στρώση).

Στη φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα ποιότητας C35/45 έχει σκληρυνθεί και αποκτήσει την θλιπτική του αντοχή με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται το τελικό πάχος της πλάκας 0.36m. Η πλάκα πάχους 0.36m παραλαμβάνει το ίδιο βάρος, τα πρόσθετα μόνιμα και τα φορτία κυκλοφορίας. Η διαστασιολόγηση γίνεται με ένα πλέγμα διαμήκων και εγκάρσιων ράβδων, τοποθετημένων στην άνω και κάτω επιφάνεια της πλάκας σκυροδέματος, λαμβανομένης υπόψη της ελάχιστης επικάλυψης.
Επιλέγεται οπλισμός διαμέτρου Ø16 ποιότητας B500C και επικάλυψη $c_{nom} = 35mm$, Επομένως:

- $d = h - (c_{nom} + \emptyset/2) = 0.317m$ (για εφελκυόμενο άνω οπλισμό)
- $d = h - (0.11m + c_{nom} + \emptyset/2) = 0.207m$ (για εφελκυόμενο κάτω οπλισμό)
- $\mu_{sd} = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.018$, όπου $M_{ed} = 36.63KNm/m$ μέγιστη ροπή στη στήριξη
- $\mu_{sd} = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.04$, όπου $M_{ed} = 32.5KNm/m$ μέγιστη ροπή στο άνοιγμα
- $\omega = 0.018$ για $\mu_{sd} = 0.018$
- $\omega = 0.041$ για $\mu_{sd} = 0.04$

όπου ω από EN1992-1-1 πίνακα 2.1, προκύπτει απαιτούμενος οπλισμός κάμψης:

$$A_{s,reqtop} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right) = 2.6cm^2/m \ < A_{smin} = 5.3cm^2/m$$
$$A_{s,reqbot} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right) = 3.9cm^2/m \ > A_{smin} = 3.45cm^2/m$$

- Αποστάσεις μεταξύ κύριων ράβδων οπλισμού:
  $s \leq \min(2h, 250mm) = 250mm$

Δευτερεύων οπλισμός

Ελάχιστο ποσοστό δευτερεύοντος οπλισμού: $0.2 \cdot A_{s,reqtop} = 0.52cm^2/m$
$0.2 \cdot A_{s,reqbot} = 0.78cm^2/m$

- Αποστάσεις μεταξύ ράβδων δευτερεύοντα οπλισμού:
  $s \leq \min(3h, 400mm) = 330mm$

Επομένως τοποθετώ :
Άνω : κύριο οπλισμό Ø16/18
δευτερεύων Ø16/25 (σε εσωτερική στρώση)
Κάτω : κύριο οπλισμό Ø16/18
δευτερεύων Ø16/25 (σε εσωτερική στρώση)

5.6.2 Έλεγχοι έναντι διάτμησης συνδυασμών ΟΚΑ

Η παραλαβή της τέμνουσας γίνεται από το σκυρόδεμα μόνο χωρίς προσθήκη εγκάρσιων οπλισμών.

$V_{Rd,c} = C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \geq v_{min} b_w d$

$V_{Rd,c} = 158.5$

όπου:

$C_{Rd,c} = 0.12$

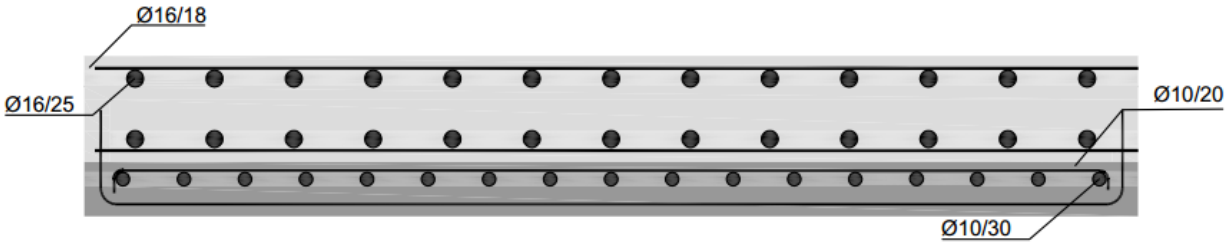
$k = 1.8 \leq 2$

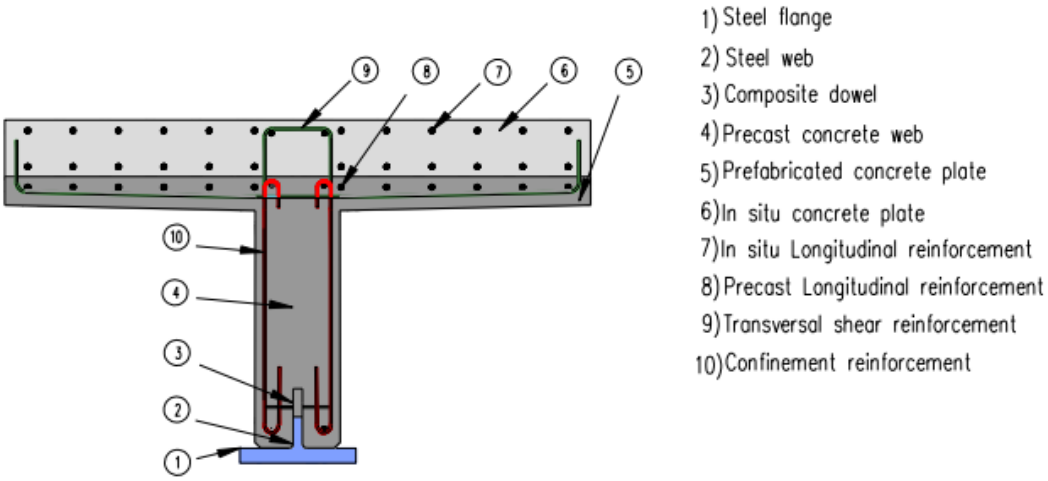
$\rho_l = 0.00352 \leq 0.02$

$f_{ck} = 35MPa$

$v_{min} = 0.5$

$V_{Ed} = 112.023KN < V_{Rd,c} = 158.5KN$





Σχήμα 5.10: Οπλισμός της πλάκας.

6 Έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

6.1 Εισαγωγή

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.) αφορούν τη σωστή λειτουργία του φορέα και των μελών του υπό κανονικές συνθήκες λειτουργίας, την άνεση των χρηστών και την εμφάνιση της κατασκευής υπό την έννοια των υπερβολικών παραμορφώσεων ή της υπερβολικής ρηγμάτωσης και όχι της αισθητικής.

Οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για γέφυρες αυτού του τύπου με την ονομασία VFT – WIB, γίνονται σύμφωνα με το EN 1994. Ορισμένες τροποποιήσεις και προσθήκες προβλέπονται ιδιαίτερα σε ότι αφορά τους ελέγχους του διατμητικού συνδέσμου από σκυρόδεμα – χάλυβα. Προβλέπονται οι παρακάτω έλεγχοι στην ΟΚΛ :

- έλεγχοι περιορισμού τάσεων δομικού χάλυβα και σκυροδέματος
- έλεγχος διατμητικών συνδέσμων (κεφάλαιο 7)
- έλεγχος ρηγμάτωσης πλάκας σκυροδέματος
- έλεγχος βελών

6.2 Έλεγχος τάσεων

Ο δομικός χάλυβας και το σκυρόδεμα έχουν ελεγχθεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας σε επίπεδο τάσεων και έχει εξασφαλιστεί ότι θα παραμείνουν στην ελαστική περιοχή. Επομένως, δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

6.3 Έλεγχος ρηγμάτωσης – Ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός

Η ύπαρξη ελάχιστου οπλισμού είναι απαραίτητη ώστε τη στιγμή της ρηγμάτωσης να υπάρχει οπλισμός που να παραλάβει την εφελκυστική δύναμη του σκυροδέματος. Για πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος λαμβάνεται μέγιστο άνοιγμα ρωγμής $w_k = 0.3mm$. Ακολουθούν αναλυτικές σχέσεις ελάχιστου οπλισμού και οι πίνακες προσδιορισμού των απαιτήσεων για τον περιορισμό της ρωγμής σύμφωνα με το EN 1992-1-1.

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 4.38\ cm^2/m \tag{6.1}$$

όπου :

$k_c = 0.4$ για καθαρή κάμψη
$k = 0.95$ με $h = 360\ mm$
$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3.2\ MPa$
$A_{ct} = 0.18\ m^2$ το εμβαδόν του σκυροδέματος της εφελκυόμενης ζώνης αμέσως πριν την εμφάνιση της ρηγμάτωσης

$\sigma_s = 500\ MPa$ η απόλυτη τιμή της μέγιστης επιτρεπόμενης τάσης του οπλισμού αμέσως μετά την εμφάνιση της ρηγμάτωσης. Αυτή μπορεί να λαμβάνεται ίση με f_{yk}

$$A_{s,prov} = \emptyset\frac{16}{18} > A_{s,min} = 4.38\ cm^2/m$$

Τέλος από τους ακόλουθους πίνακες για περιορισμό των ρωγμών ($w_k = 0.3mm$) προκύπτει μέγιστη επιτρεπόμενη τάση $\sigma_s = 240MPa$ για ράβδους Ø16.

Πίνακας 5.1α : περιορισμός ρωγμών από EN 1992-1-1.

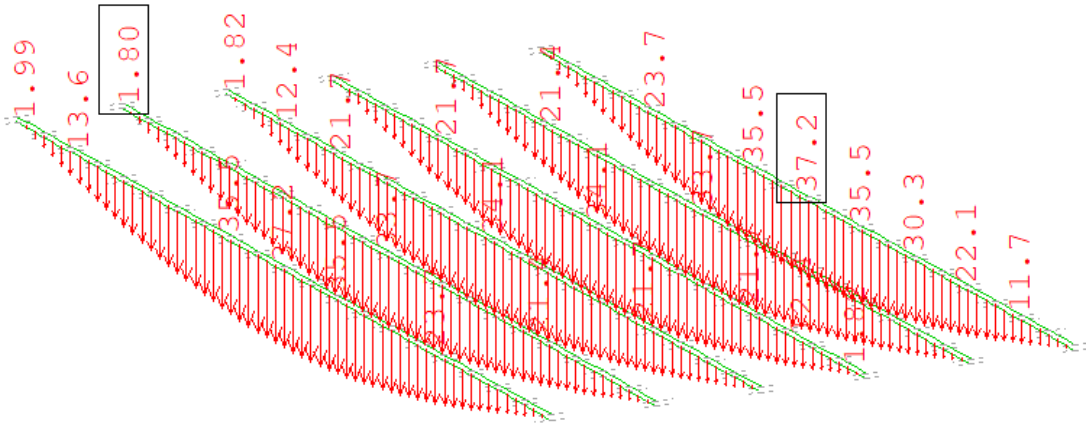
Steel stress[2] [MPa]	Maximum bar size [mm] w_k= 0,4 mm	w_k= 0,3 mm	w_k= 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Πίνακας 5.1β : περιορισμός ρωγμών από EN 1992-1-1.

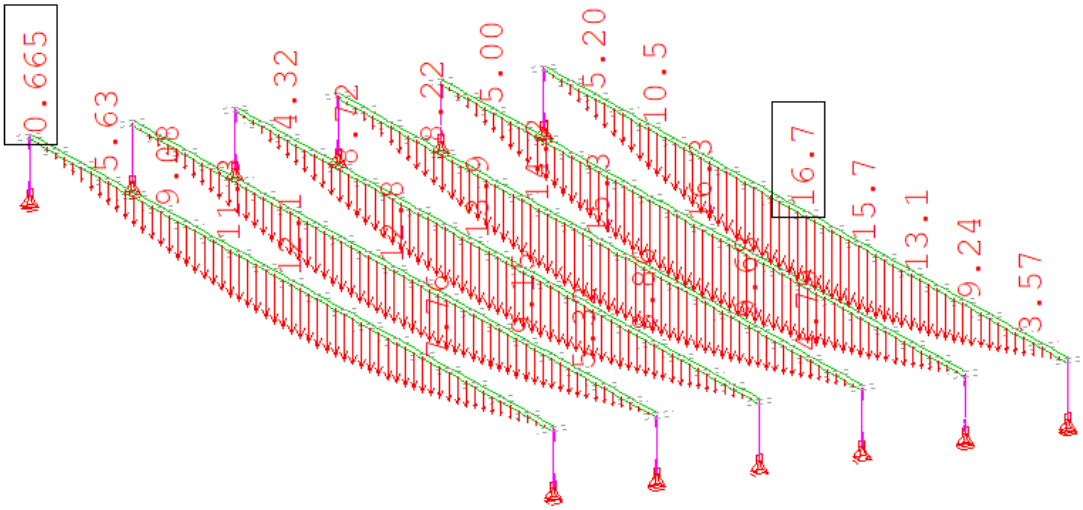
Steel stress[2] [MPa]	Maximum bar spacing [mm] w_k=0,4 mm	w_k=0,3 mm	w_k=0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

6.4 Έλεγχος βελών και εφαρμογή προπαραμορφώσεων

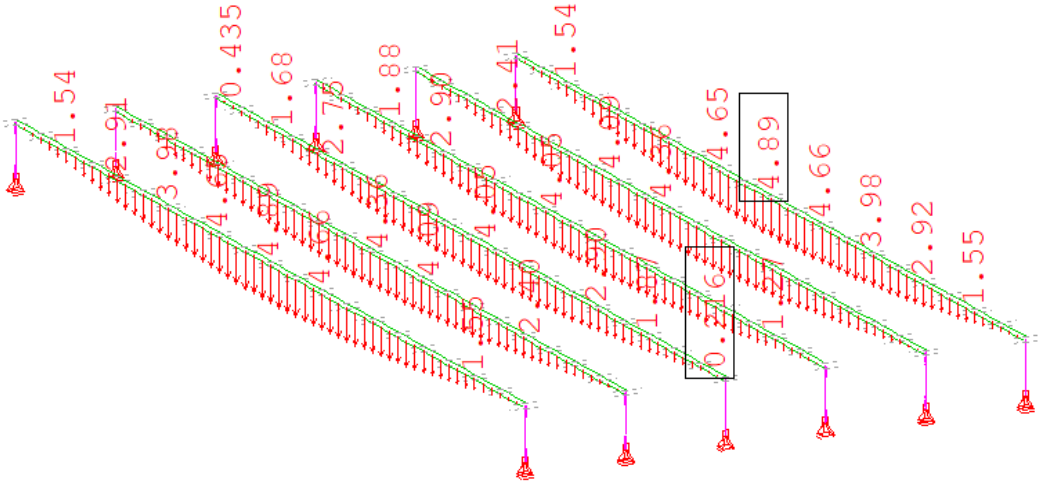
Λόγω των βελών που εμφανίζονται στο φορέα κυρίως από τη φάση της σκυροδέτησης είναι απαραίτητη η εφαρμογή αντιβέλους ώστε στη φάση λειτουργίας με την συμβολή και των άλλων φορτίων να εμφανίζονται σχετικά μικρά βέλη με αποτέλεσμα να μην επηρεάζεται και η αισθητική της γέφυρας. Λαμβάνοντας υπόψη τις φάσεις κατασκευής, τα μέγιστα βέλη προκύπτουν από τον συχνό συνδυασμό και με διάταξη των κινητών φορτίων ώστε η ένταση που προκύπτει να είναι η μέγιστη (Σχήμα 6.1 ,6.2). Για οδικές γέφυρες δίνεται ένα αντιβέλος ίσο με το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων +50% του βέλους λόγω συχνών φορτίων κυκλοφορίας.



Σχήμα 6.1 : βέλη (mm) από 1.0G στη φάση I.



Σχήμα 6.2 : βέλη (mm) από 1.0G + 0.75QTS + 0.4QUDL + 0.5T στη φάση II.



Σχήμα 6.3 : βέλη (mm) από 1.0G στη φάση II.

Οι παραπάνω τιμές προκύπτουν μέσω του λογισμικού SOFiSTiK, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιότητες της διατομής για αρηγμάτωτο σκυρόδεμα. Οι αντίστοιχες τιμές λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιότητες της διατομής για ρηγματωμένο σκυρόδεμα υπολογίζονται από τις σχέσεις :

$$\frac{w_{uncracked}}{w_{cracked}} = \frac{I_{cracked}}{I_{uncracked}} = 0.8 \text{ για τη φάση I} \qquad (6.2)$$

$$\frac{w_{uncracked}}{w_{cracked}} = \frac{I_{cracked}}{I_{uncracked}} = 0.7 \text{ για τη φάση II} \qquad (6.3)$$

Υπολογισμός μέγιστων βελών στην ΟΚΛ για τη δυσμενέστερη δοκό :
Φάση I : $w_{cracked} = 46.5mm$
Φάση II : $w_{cracked}$= 23.86mm
Συνολικό μέγιστο βέλος : $w =$ 46.5mm +23.86mm = 70.36mm

Υπολογισμός προπαραμορφώσεων :
Φάση I : $w_{cracked} = 46.5mm$
Φάση II : $w_{cracked}$= 15.42mm
Συνολικό αντιβέλος : w= 46.5mm +15.42mm = 61.92mm

Για τη δυσμενέστερη δοκό προκύπτει $\delta_{\tau\varepsilon\lambda} = \delta_{\sigma\upsilon\chi\nu o\acute{\upsilon}} - \delta_G = 8.44mm$

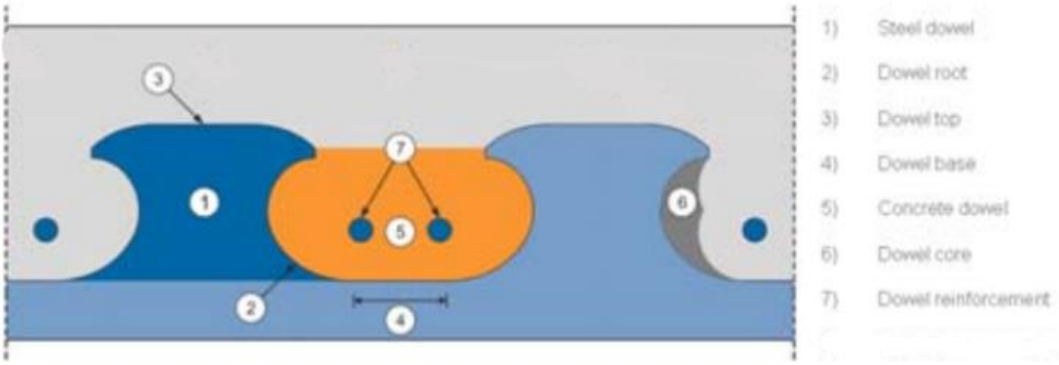
Οι Ευρωκώδικες δεν προδιαγράφουν οριακές τιμές βελών. Το τελικό βέλος που προκύπτει αντιστοιχεί σε ένα λόγο λίγο μικρότερο του L/2000 το οποίο θεωρείται μια αποδεκτή τιμή.

7 Διατμητική σύνδεση

7.1 Εισαγωγή

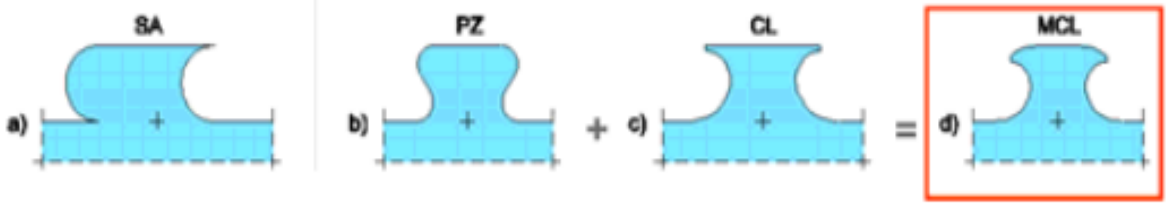
Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διαμήκη διάτμηση που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ του σκυροδέματος και της χαλύβδινης δοκού. Η διαμήκης διάτμηση οφείλεται στις τέμνουσες δυνάμεις, που προκαλούν επίσης κατακόρυφη διάτμηση, η οποία παραλαμβάνεται από τον κορμό της σύμμικτης δοκού.

Οι διατμητικοί σύνδεσμοι από σκυρόδεμα – χάλυβα, με την ονομασία composite dowels, προκύπτουν από την κοπή μιας χαλύβδινης διατομής μορφής διπλού ταυ κατά μήκος του κορμού της με συγκεκριμένη γεωμετρία. Με τον τρόπο αυτό, ο διατμητικός σύνδεσμος αποτελείται από ένα συνεχές έλασμα, με την ονομασία steel dowel, που αποτελεί μέρος του κορμού της χαλύβδινης διατομής μορφής ταυ, αποφεύγοντας έτσι κάθε διαδικασία συγκόλλησης. Από τις εσοχές που δημιουργούνται από τη γραμμή κοπής της χαλύβδνης διατομής διέρχεται το σκυρόδεμα (concrete dowel) το οποίο είναι οπλισμένο, ενισχύοντας έτσι τη διατμητική σύνδεση (Σχήμα 7.1).

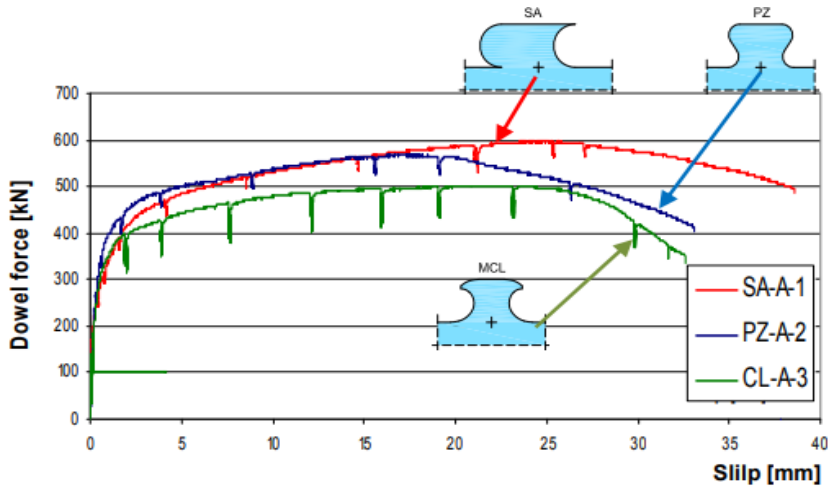


Σχήμα 7.1: Διατμητικός σύνδεσμος από σκυρόδεμα-χάλυβα.

Όπως φαίνεται στο σχήμα 7.2, η γεωμετρία κοπής της χαλύβδινης διατομής ποικίλει. Αποτελεί αντικείμενο μελέτης η εύρεση της γεωμετρίας κοπής με τη μέγιστη δυνατή αντοχή. Η μέγιστη φέρουσα ικανότητα παρατηρείται στην περίπτωση γεωμετρίας κοπής με την ονομασία fin shape (S.A) (Σχήμα 7.3). Αντίθετα, η αντοχή σε κόπωση είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση γεωμετρίας κοπής με τν ονομασία clothoidal shape (CL). Η γεωμετρία κοπής με την ονομασία Modified Clothoidal shape (MCL) αποτελεί έναν συνδυασμό της γεωμετρίας με την ονομασία puzzle shape και αυτής με την ονομασία clothoidal shape και συνδυάζει την μεγάλη αντοχή σε κόπωση με την ευκολία στην κατασκευή (Σχήμα 7.2). Γενικά, οι διατμητικοί σύνδεσμοι από σκυρόδεμα-χάλυβα συνδυάζουν τη μεγάλη φέρουσα ικανότητα με την μεγάλη αντοχή σε κόπωση και με την όλκιμη συμπεριφορά τους.



Σχήμα 7.2: Γεωμετρία κοπής κορμού χαλύβδινης διατομής.

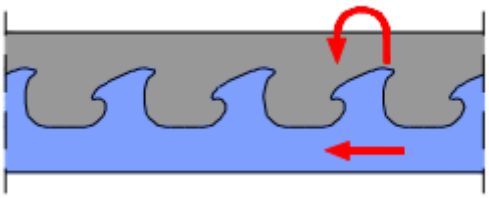


Σχήμα 7.3:Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης για διαφορετικές γεωμετρίες κοπή (Push-Out tests).

Επίσης, είναι σημαντικό να αναφερθεί πως το συνεχές έλασμα (steel dowel) παραλαμβάνει τις τάσεις λόγω της διατμητικής ροής που μεταφέρεται μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος (local dowel action) και τις τάσεις που αναπτύσσονται λόγω της καθολικής κάμψης της σύμμικτης διατομής (global dowel action). Εξαιτίας της απότομης αλλαγής της διατομής πρέπει να ληφθεί υπόψη η συγκέντρωση τάσεων στην περιοχή αυτή. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω των συντελεστών f_G(global) και f_L(local) για τις τάσεις λόγω της καθολικής κάμψης και της διατμητικής ροής, αντίστοιχα. Η τιμή αυτών των συντελεστών εξαρτάται από τη γεωμετρία κοπής του κορμού της χαλύβδινης διατομής.

$$\sigma_s = f_L \cdot \frac{V_L \cdot S_y}{t_w \cdot I_y} + f_G \cdot \frac{M_y}{I_y} \cdot z \qquad (7.1)$$

Οι διατμητικοί σύνδεσμοι από σκυρόδεμα - χάλυβα ελέγχονται σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ), Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) για τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς και σε Κόπωση, όπως θα εξεταστεί σε επόμενο κεφάλαιο. Σχετικά με το συνεχές έλασμα (steel dowel) για τους ελέγχους σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) και Κόπωση λαμβάνονται υπόψη οι τάσεις λόγω της καθολικής κάμψης της σύμμικτης διατομής και της μεταφοράς της διατμητικής ροής. Αντίθετα, στον έλεγχο της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (Ο.Κ.Α) οι τάσεις λόγω της καθολικής κάμψης αμελούνται. Λαμβάνεται υπόψη μόνο η διαμήκης διάτμηση η οποία προκαλεί στο χάλυβα (steel dowel) ένα μηχανισμό ταυτόχρονης κάμψης και διάτμησης (Σχήμα 7.4).



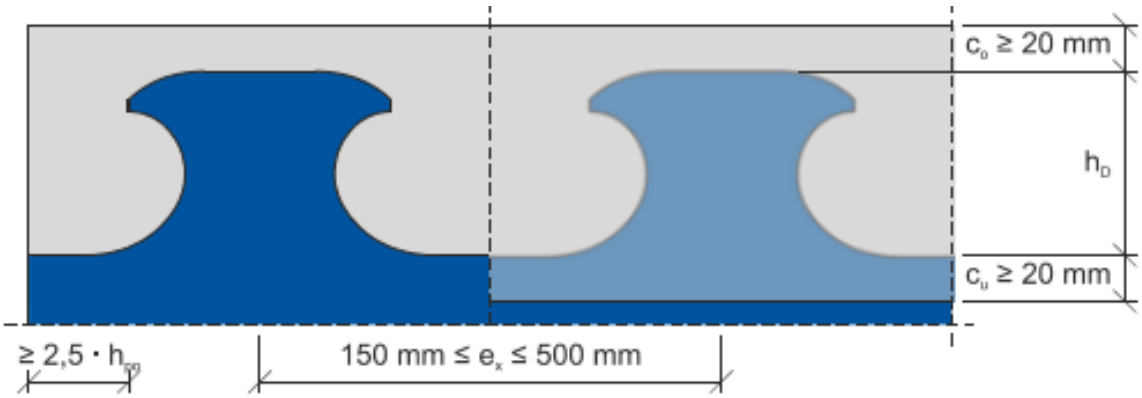
Σχήμα 7.4: Καταπόνηση του χάλυβα στην ΟΚΑ (κάμψη και διάτμηση).

7.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

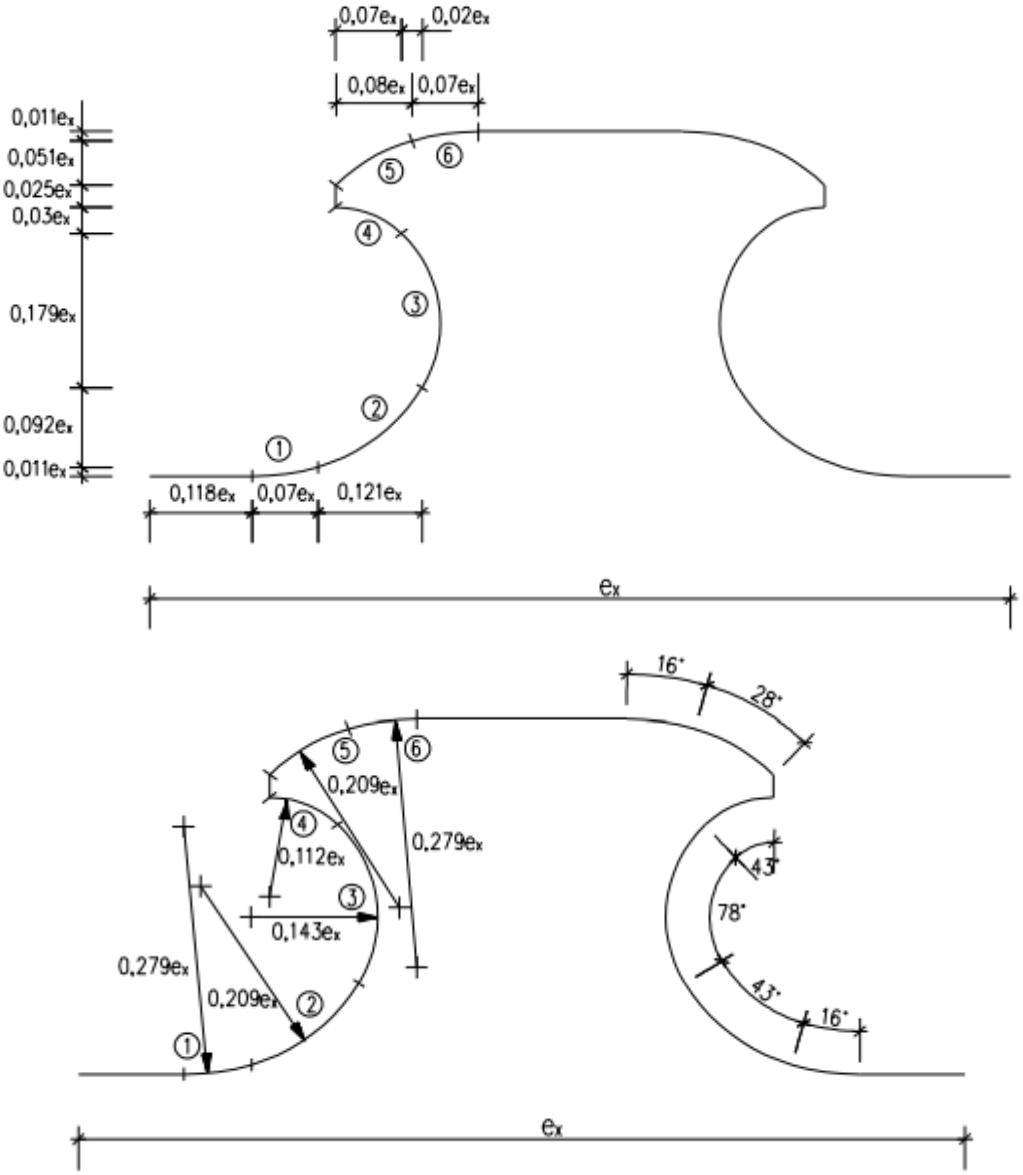
Στην παρούσα μελέτη της οδικής γέφυρας χρησιμοποιήθηκε η γεωμετρία κοπής με την ονομασία Modified Clothoidal - shape (MCL), που αναφέρθηκε παραπάνω. Παρουσιάζονται οι γεωμετρικοί περιορισμοί που πρέπει να ληφθούν υπόψη (Σχήμα 7.5), (Σχήμα 7.6).

- Απόσταση εσοχών στη διαμήκη διεύθυνση: 150mm $\leq e_x$=250mm $\leq$ 500mm
- Πάχος κορμού της χαλύβδινης διατομής: 6mm$\leq t_w$ =27.2mm $\leq$ 60mm
- Ύψος εσοχής (για τη γεωμετρία κοπής MCL): $h_{D,CL}$ = 0.4 · e_x= 100mm

  Περιορισμός: $0.08 \leq t_w/h_{D,CL} = 0.272 \leq 0.5$
- Πλάτος νεύρωσης πλακοδοκού: b_c = 404mm $\geq$ 250mm



Σχήμα 7.5: Διαστάσεις και γεωμετρικοί περιορισμοί.



Σχήμα 7.6: Γεωμετρία κοπής με την ονομασία Modified Clothoidal – shape.

7.3 Έλεγχοι σε ΟΚΑ

7.3.1 Διαμήκης διάτμηση

Η διαμήκης διάτμηση στη διεπιφάνεια σκυροδέματος – χάλυβα προέρχεται από τις τέμνουσες δυνάμεις. Η διαμήκης οριζόντια διατμητική ροή για ελαστική συμπεριφορά υπολογίζεται από τη γνωστή σχέση της Μηχανικής:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I_y} \tag{7.2}$$

όπου :

V_{Ed} Δρώσα τέμνουσα δύναμη
S_y Στατική ροπή της χαλύβδινης διατομής ως προς το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνο ελέγχου
I_y Ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνο ελέγχου

Ο υπολογισμός των ιδιοτήτων της διατομής γίνεται ξεχωριστά για αρηγμάτωτο και για ρηγματωμένο σκυρόδεμα.

Λαμβάνοντας υπόψη τις φάσεις κατασκευής, έχουμε:

1. Αρηγμάτωτο σκυρόδεμα

Φάση I: $S_y = 206.41 \cdot (71.7 - 33.92) = 7798.17cm^3$
Φάση II: $S_y = 206.41 \cdot (96.7 - 38.6) = 11992.42cm^3$

Φάση I: $S_y/I_y = 7798.17cm^3/741374.41cm^4 = 0.011$/cm
Φάση II: $S_y/I_y = 11992.42cm^3/1722728.71cm^4 = 0.007/cm$

2. Ρηγματωμένο σκυρόδεμα

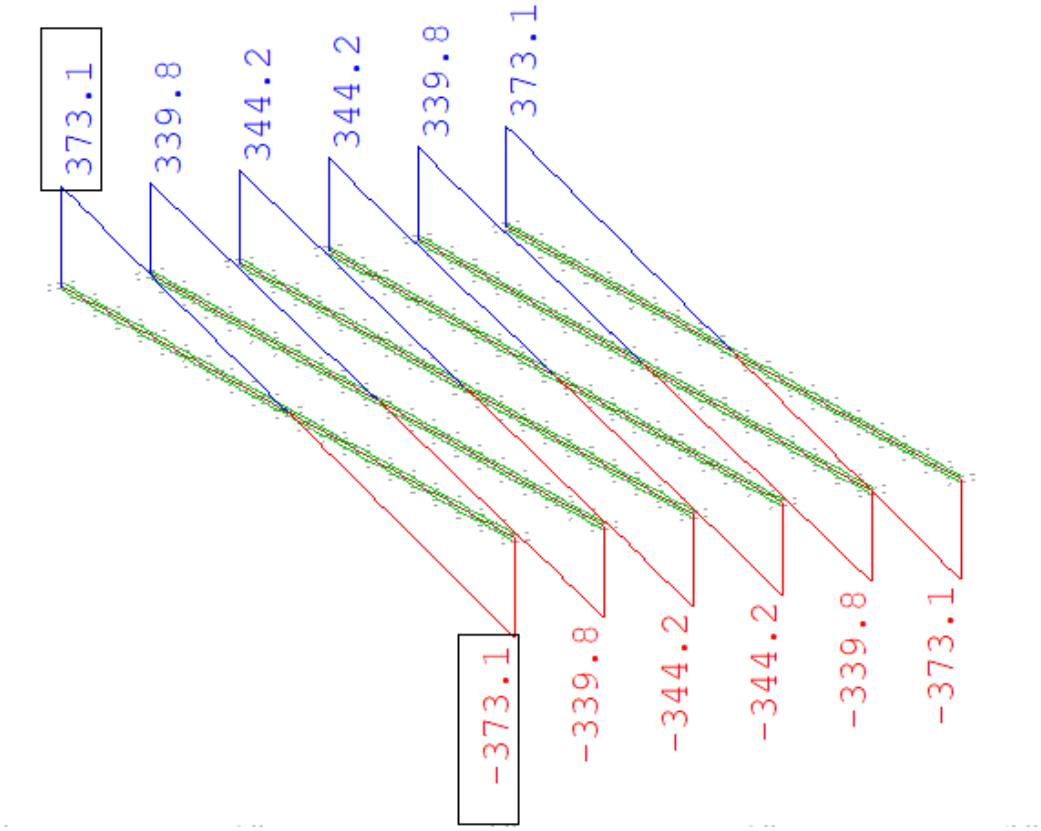
Φάση I: $S_y = 206.41 \cdot (71.7 - 27) = 9226.527cm^3$
Φάση II: $S_y = 206.41 \cdot (96.7 - 30) = 13767.547cm^3$

Φάση I: $S_y/I_y = 9226.527cm^3/599642.538cm^4 = 0.0154$/cm > 0.011/cm
Φάση II: $S_y/I_y = 13767.547cm^3/1200212.077cm^4 = 0.011/cm > 0.007$/cm

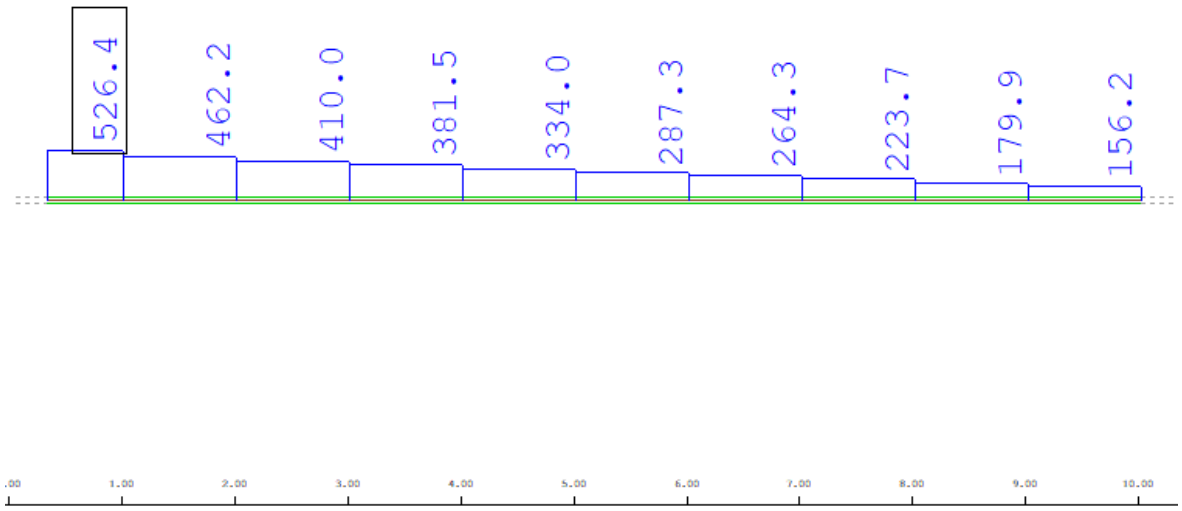
Επομένως κρισιμότερη για τον σχεδιασμό η θεώρηση ρηγματωμένου σκυροδέματος με:

$V_{L,Ed} = V_{L,Ed_I} + V_{L,Ed_{II}} = 11.16kN/cm$

Για τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών τα διαξονικά συγκεντρωμένα φορτία TS τοποθετούνται σε όλες τις πιθανές θέσεις κατά μήκος και πλάτος της γέφυρας. Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα τεμνουσών για τη δυσμενέστερη δοκό με: $Q_{Ed,I} = 339.8\ kN$ και $Q_{Ed,II} = 526.4\ kN$



Σχήμα 7.7: Διαγράμματα τεμνουσών στη φάση I.



Σχήμα 7.8 : Περιβάλλουσα τεμνουσών της δυσμενέστερης δοκού στη φάση II.

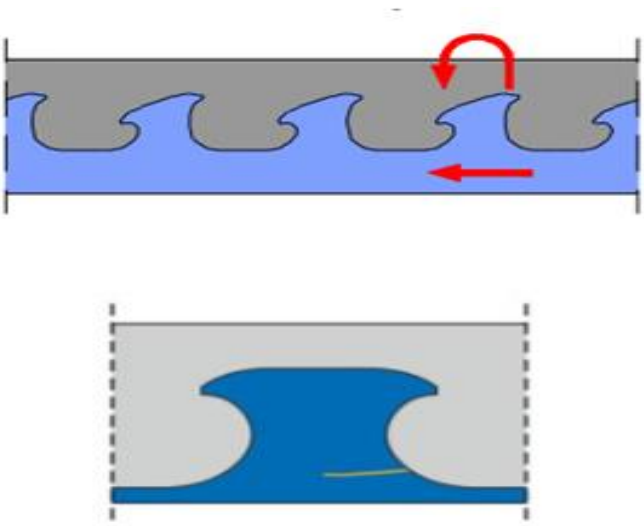
7.3.2 Διατμητική αντοχή

7.3.2.1 Γενικά

Η αντοχή του διατμητικού συνδέσμου από σκυρόδεμα – χάλυβα (composite dowel) εξαρτάται από την αντοχή του συνεχούς ελάσματος (steel dowel) και από αυτή του σκυροδέματος που γεμίζει τις εσοχές (concrete dowel).

Πιο αναλυτικά, το συνεχές έλασμα (steel dowel) αποτελεί μέρος του κορμού της χαλύβδινης διατομής με αποτέλεσμα σε περίπτωση λεπτού κορμού της χαλύβδινης διατομής σε συνδυασμό με χαμηλό όριο διαρροής του χάλυβα και υψηλή ποιότητα σκυροδέματος να είναι πιο πιθανή η αστοχία του ελάσματος. Η αστοχία αυτή προέρχεται από έναν μηχανισμό ταυτόχρονης κάμψης και διάτμησης που προκαλείται στο έλασμα λόγω της μεταφοράς της διατμητικής ροής μεταξύ του χάλυβα και του σκυροδέματος. Αποτέλεσμα είναι η δημιουργία μιας οριζόντιας ρωγμής κατά μήκος του ελάσματος (Σχήμα 7.9). Λόγω της όλκιμης συμπεριφοράς του χάλυβα, η αστοχία αυτή συνοδεύεται από μεγάλες παραμορφώσεις, χαρακτηρίζοντάς την έτσι ως πλάστιμη μορφή αστοχίας. Η αντοχή του ελάσματος περιγράφεται με την παρακάτω σχέση:

$$P_{pl,k} = 0.25 \cdot f_y \cdot e_x \cdot t_w \tag{7.3}$$



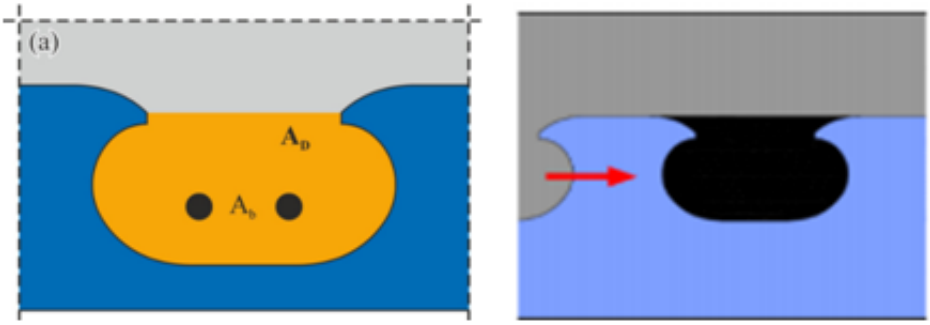
Σχήμα 7.9:Μηχανισμός αστοχίας χάλυβα.

Το σκυρόδεμα που γεμίζει τις εσοχές του ελάσματος είναι οπλισμένο με αποτέλεσμα την ενίσχυση της διατμητικής σύνδεσης. Συγκεκριμένα προτείνεται η τοποθέτηση τουλάχιστον δύο ράβδων οπλισμού. Σε αντίθετη περίπτωση και σε συνδυασμό με μικρή απόσταση μεταξύ των εσοχών τις οποίες γεμίζει το σκυρόδεμα, παρατηρείται διάτμηση του σκυροδέματος (Σχήμα 7.10). Η αντοχή του σκυροδέματος σε διάτμηση περιγράφεται με την παρακάτω σχέση:

$$P_{sh,k} = n_D \cdot {e_x}^2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_D) \tag{7.4}$$

όπου:

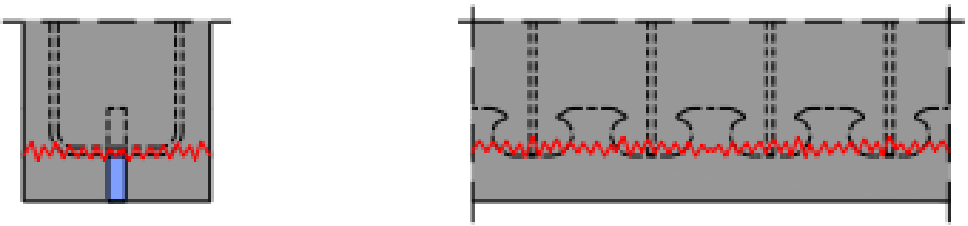
$$\rho_D = E_s \cdot A_b / E_{CM} \cdot A_D \tag{7.5}$$



Σχήμα 7.10: Διάτμηση σκυροδέματος.

Μια ακόμη μορφή αστοχίας του σκυροδέματος η οποία συνοδεύεται με μια οριζόντια ρωγμή στο ύψος του διατμητικού συνδέσμου, μπορεί να συμβεί στην περίπτωση μη επαρκούς ενίσχυσής του κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Αντίθετα, σε περίπτωση επαρκούς ποσότητας οπλισμού, η αστοχία αυτή αγνοείται (Σχήμα 7.11). Η αντοχή του σκυροδέματος περιγράφεται με την παρακάτω σχέση:

$$P_{cov,k} = \frac{1}{e_x} \cdot \frac{0.3 \cdot {f_{ck}}^{2/3}}{\frac{h_2}{4 \cdot l_{cr} \cdot {e_x}^2} + \frac{0.15}{h_{po} \cdot b_c}(1 - \frac{h_D}{2 \cdot h_{po}})} \tag{7.6}$$



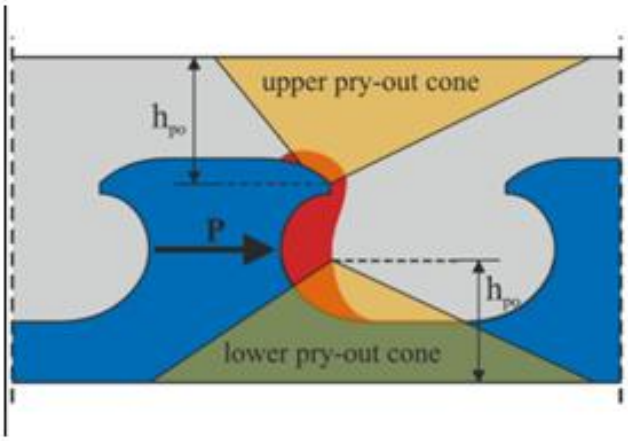
Σχήμα 7.11: Αστοχία σκυροδέματος λόγω οριζόντιας ρωγμής.

Τέλος, η αστοχία λόγω διάτρησης σκυροδέματος μπορεί επίσης να αγνοηθεί χάρη στην παρουσία του κάτω πέλματος της χαλύβδινης διατομής και της επαρκούς ποσότητας οπλισμού (Σχήμα 7.12). Η αντοχή του σκυροδέματος σε διάτρηση περιγράφεται με την παρακάτω σχέση:

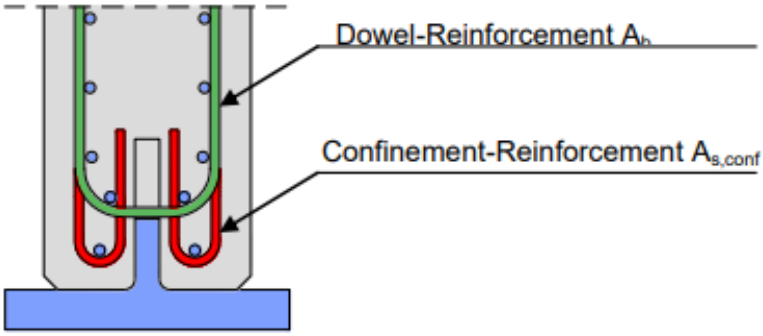
$$P_{po,k} = 90 \cdot {h_{po}}^{1.5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot (1 + \rho_{D,i}) \cdot x_x \cdot x_y \tag{7.7}$$

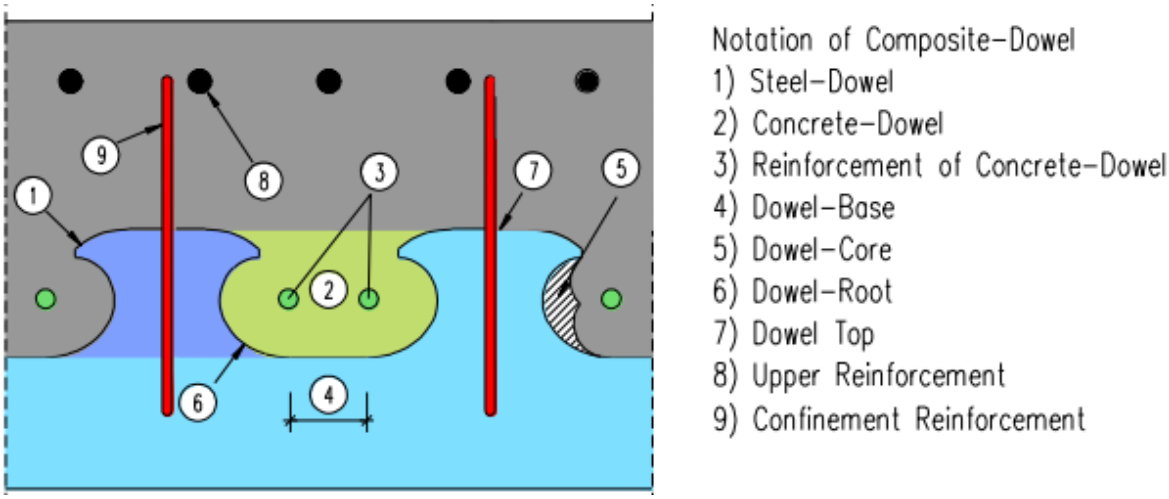
όπου:

$$\rho_{D,i} = E_s \cdot A_{sf} / E_{CM} \cdot A_{D,i} \tag{7.8}$$



Σχήμα 7.12: Διάτρηση σκυροδέματος.





Σχήμα 7.13: Οπλισμοί ενίσχυσης σκυροδέματος.

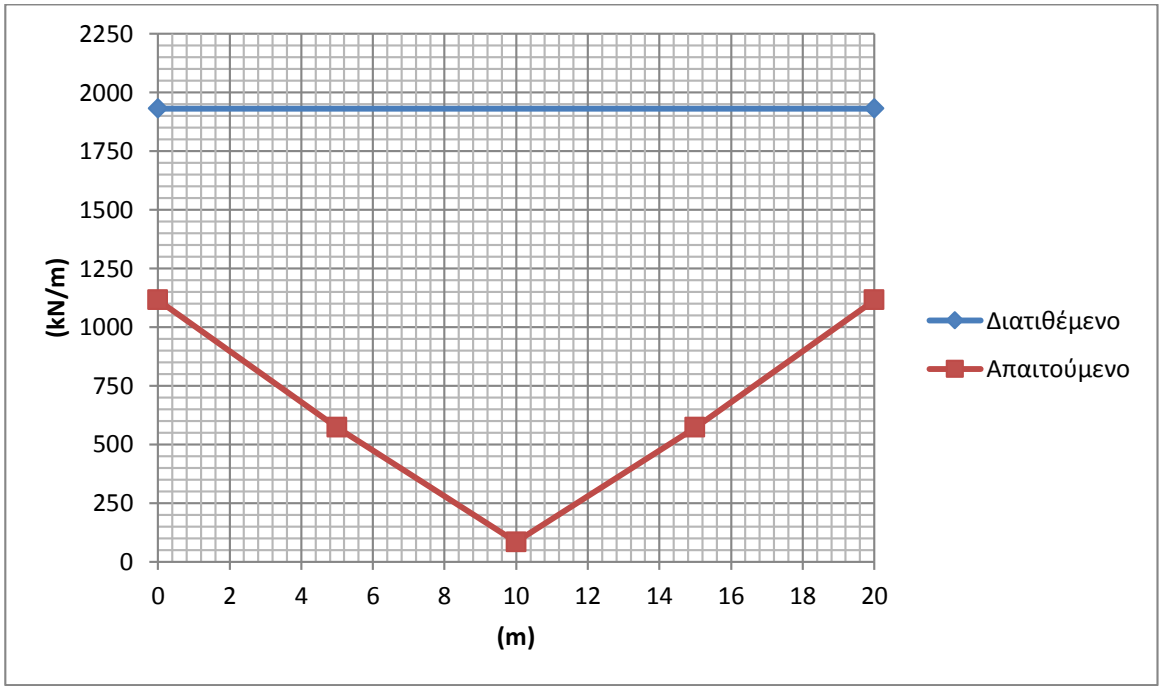
Συνοψίζοντας στην περίπτωση επαρκούς ποσότητας οπλισμού $A_{s,conf}$ (confinement reinforcement) (Σχήμα 7.13), η αντοχή του σκυροδέματος εξαρτάται μόνο από την αντοχή του σε διάτμηση, ενώ οι άλλες μορφές αστοχίας του σκυροδέματος αμελούνται. Για το σκοπό αυτό τοποθετείται ελάχιστη ποσότητα οπλισμού:

$$A_{s,conf} = \frac{P \cdot 0.3}{f_{sd}} = 1.93cm^2/Dowel = 1.93cm^2 \alpha\nu\acute{\alpha}\ 25cm < 2\emptyset 12\ \alpha\nu\acute{\alpha}\ 25cm$$

όπου:

$P = P_{Ed} = 1116kN/m \cdot e_x/100cm = 279kN/Dowel = 279kN\ \alpha\nu\acute{\alpha}\ 25cm$, επειδή η δρώσα διατμητική ροή καλύπτεται πλήρως (Σχήμα 7.14). Σε αντίθετη περίπτωση, $P = P_{Rd}$

$f_{sd} = 435\ N/mm^2$



Σχήμα 7.14: Διάγραμμα διατμητικών ροών δυσμενέστερης δοκού.

Προβλέπεται ακόμα ελάχιστος οπλισμός (A_b) εντός του σκυροδέματος μεταξύ των εσοχών (Σχήμα 7.13) ίσος με:

$$A_{s,b} = \frac{P \cdot 0.5}{f_{sd}} = 3.21cm^2/Dowel = 3.21cm^2 \alpha\nu\acute{\alpha}\ 25cm < 2\emptyset 16\ cm^2 \alpha\nu\acute{\alpha}\ 25cm$$

7.3.2.2 Υπολογισμός διατμητικής αντοχής

Ακολουθούν αναλυτικά οι σχέσεις υπολογισμού της αντοχής του διατμητικού συνδέσμου.

Αντοχή σκυροδέματος σε διάτμηση:

$P_{sh,k} = e_x^2 \times n_D \times (f_{ck}^{1/2}) \times (1 + \rho_D)$

$(250mm)^2 \times 1.61 \times (50^{1/2}) \times (1+0.18)$

839.6 KN/Dowel

όπου:

$e_x = 250mm$

$f_{ck} = 50N/mm^2$

$n_{D,CL} = 3 - e_x/180 = 1.61$

$A_{D,CL} = 0.2 \cdot e_x^2 = 125cm^2$

$A_b = 4.02cm^2$ $(\gamma\iota\alpha\ 2\emptyset 16/Dowel)$

$\rho_D = E_s \times A_b / (E_{CM} \times A_D) = 0.18$

Αντοχή χάλυβα (steel dowel) :

$P_{pl,k} = 0.25 \times e_x \times f_y \times t_w$

$0.25 \times 25cm \times 35.5KN/cm^2 \times 2.72cm$

603.5 KN/Dowel

όπου:

$t_w = 27.2mm$

$e_x = 250mm$

$f_y = 355N/mm^2$

Τελική αντοχή για ΟΚΑ :

$P_{Rd} = 1/\gamma_v \times \min(P_{pl,k}\ ;\ P_{sh,k})$

$1/1.25 \times \min(603.5KN\ ;\ 839.6KN)$

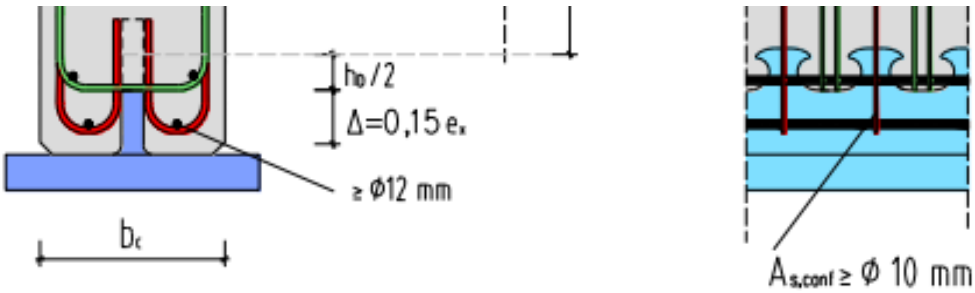
482.8KN/Dowel

$482.8 \times 100cm / e_x$

$482.8 \times 100cm / 25cm$

1931.2 kN/m > 1116kN/m = $V_{L,Ed}$

7.3.2.3 Λεπτομέρειες όπλισης



- min $A_{s,conf} = 2\emptyset 10/Doewl$, με $s_{max} = \min(e_x, 300mm)$
- ο οπλισμός $A_{s,conf}$ (confinement reinforcement) πρέπει να απέχει τουλάχιστον 0.15· e_x από τη βάση του διατμητικού συνδέσμου
- τουλάχιστον 2 οπλισμοί πρέπει να τοποθετηθούν μεταξύ των εσοχών.

7.4 Έλεγχοι σε ΟΚΛ

1. Έλεγχος τάσεων χάλυβα (steel dowel)

$\sigma_{Ed,ser} \leq 1.3\, f_{yd}/\gamma_{M,ser}$

$$\sigma_{Ed,ser} = k_{f,L} \cdot \frac{V \times S_y}{I_y \times t_w} + k_{f,G} \cdot \frac{M}{I_y} \cdot z_D$$

όπου :

$k_{f,L} = k_{f,L,CL} = 7.95$
$k_{f,G} = k_{f,G,CL} = 1.5$

$S_y^{II} = 206.41 \cdot (71.7 - 27) = 9226.527cm^3$, στη φάση I
$S_y^{II} = 206.41 \cdot (96.7 - 30) = 13767.547cm^3$, στη φάση II

$I_y^{II} = 599642.538cm^4$, στη φάση I
$I_y^{II} = 1200212.077cm^4$, στη φάση II

$t_w = 27.2mm$

z_D^{II}= 32.65 cm, στη φάση I
z_D^{II}= 54.65 cm, στη φάση II
z_D απόσταση του ουδέτερου άξονα της σύμμικτης διατομής από τη βάση του διατμητικού συνδέσμου

$\gamma_{M,ser} = 1$

Ο υπολογισμός των ιδιοτήτων της σύμμικτης διατομής γίνεται ξεχωριστά για αρηγμάτωτο και για ρηγατωμένο σκυρόδεμα όπου παρέχει δυσμενέστερα αποτελέσματα.

Ο υπολογισμός των τάσεων γίνεται για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό ΟΚΛ, λαμβάνοντας υπόψη τις φάσεις κατασκευής.

Έλεγχος διατομής με τη μέγιστη ροπή:

Φάση Ι:

$M = 1381kNm$

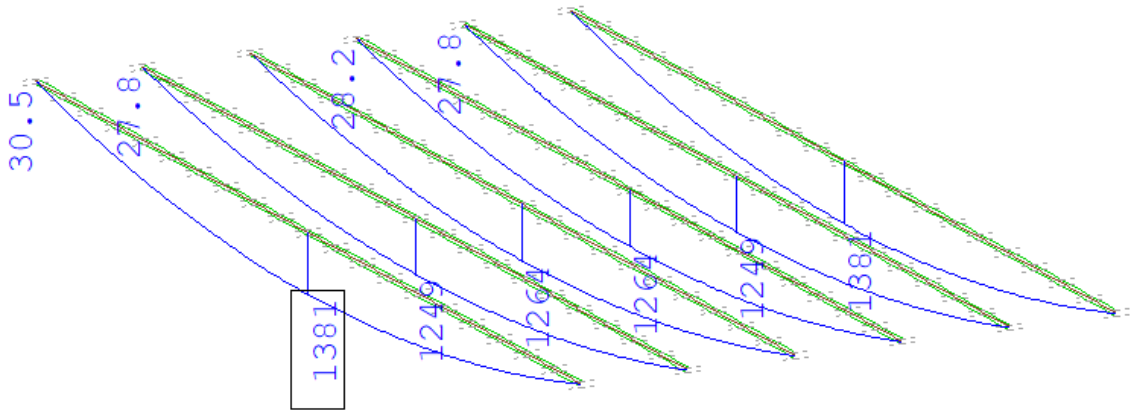
$V = 0\ kN$

Φάση ΙΙ:

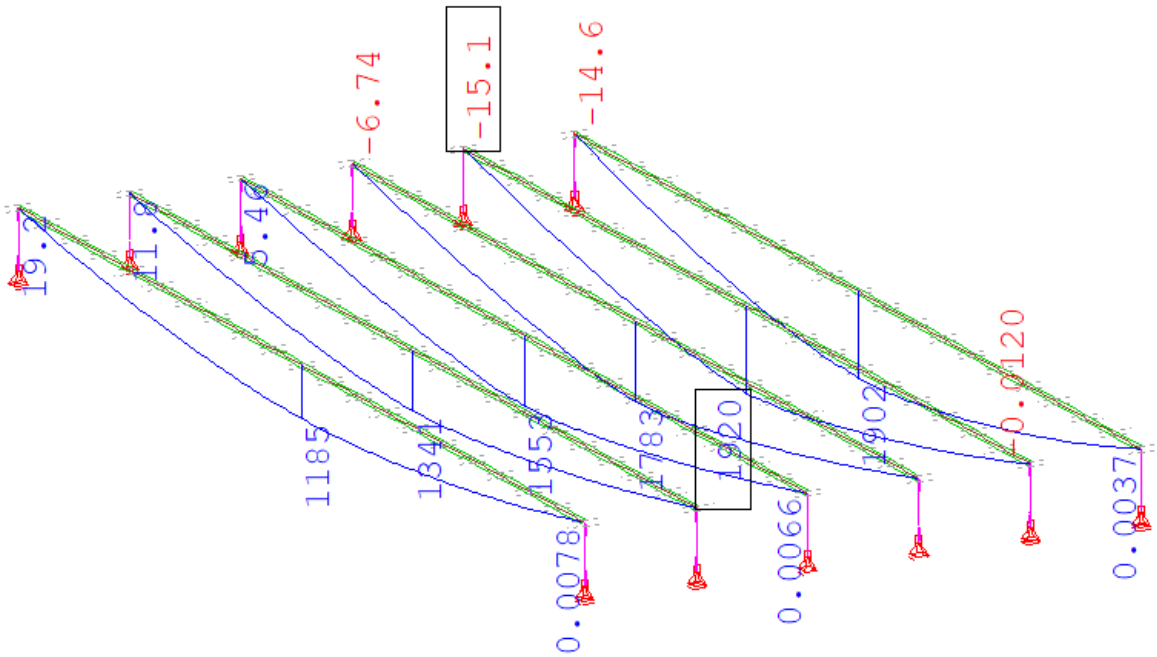
$M = 1902kNm$

$V = 37.2\ kN$

Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών για τη φόρτιση που προκαλεί τη μεγαλύτερη $\sigma_{Ed,ser}$:



Σχήμα 7.16: Διαγράμματα ροπών στη φάση Ι.



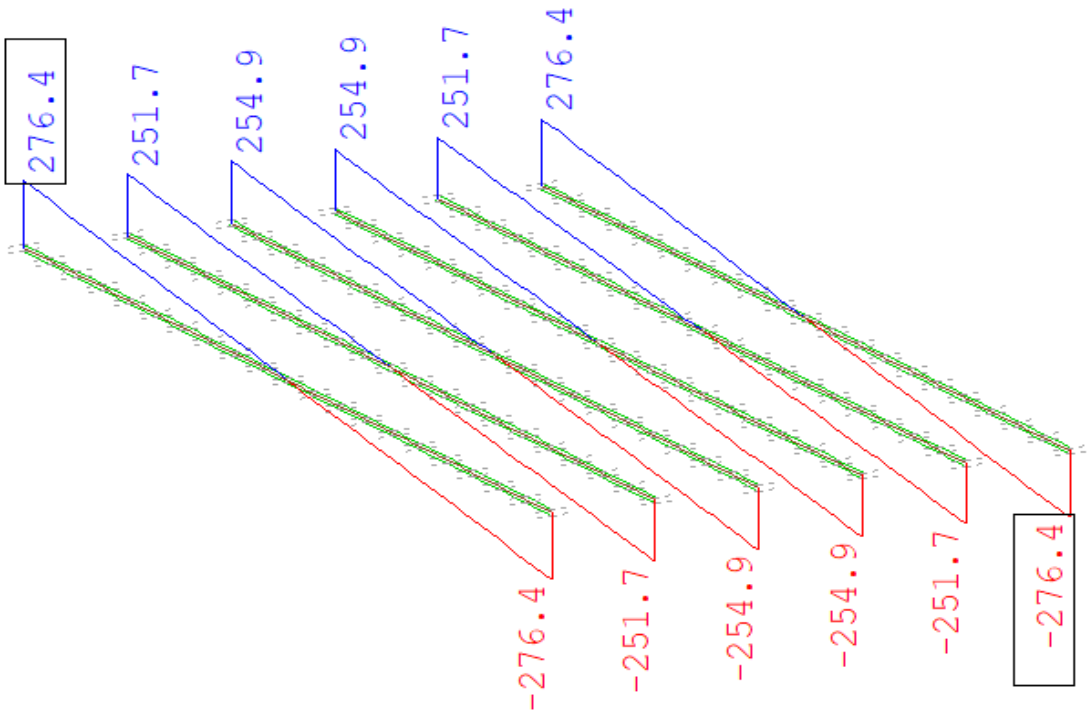
Σχήμα 7.17: Διαγράμματα ροπών στη φάση ΙΙ.

.

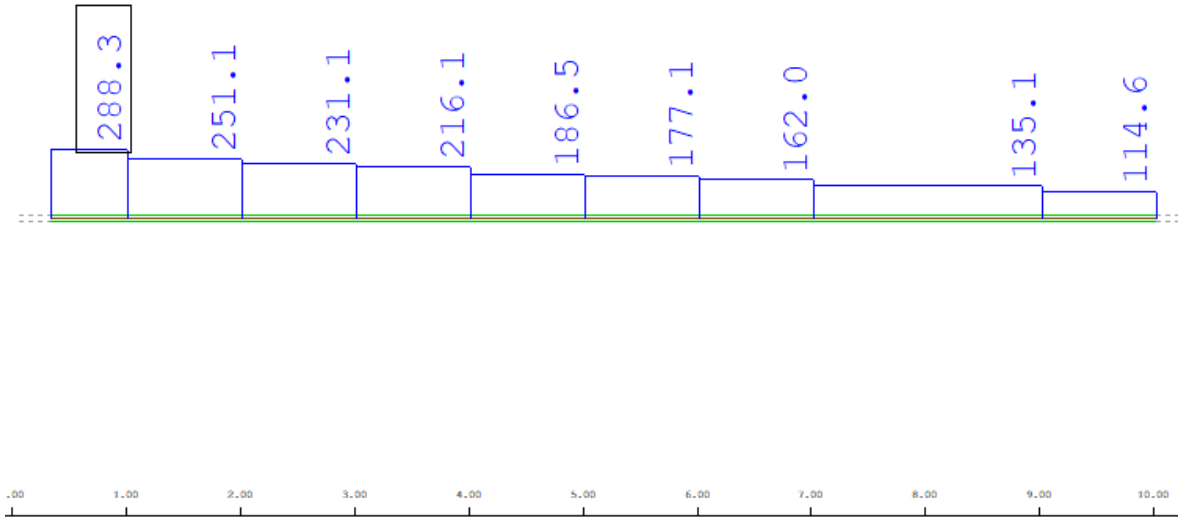
Έλεγχος:
σ_s = 26.62 kN/cm² < 1.3 f_{yd}

Έλεγχος διατομής με τη μέγιστη τέμνουσα
Φάση Ι:
$M = 0kNm$
$V = 254.9\ kN$
Φάση ΙΙ:
$M = 0kNm$
$V = 388.3\ kN$

Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών για τη φόρτιση που προκαλεί τη μεγαλύτερη $\sigma_{Ed,ser}$:



Σχήμα 7.19: Διαγράμματα τεμνουσών στη φάση Ι.



Σχήμα 7.20: Περιβάλλουσα τεμνουσών της δυσμενέστερης δοκού στη φάση ΙΙ.

Έλεγχος:
σ_s = 26.07 kN/cm² $< 1.3\ f_{yd}$

Έλεγχος διατομής στα L/4

Φάση I:

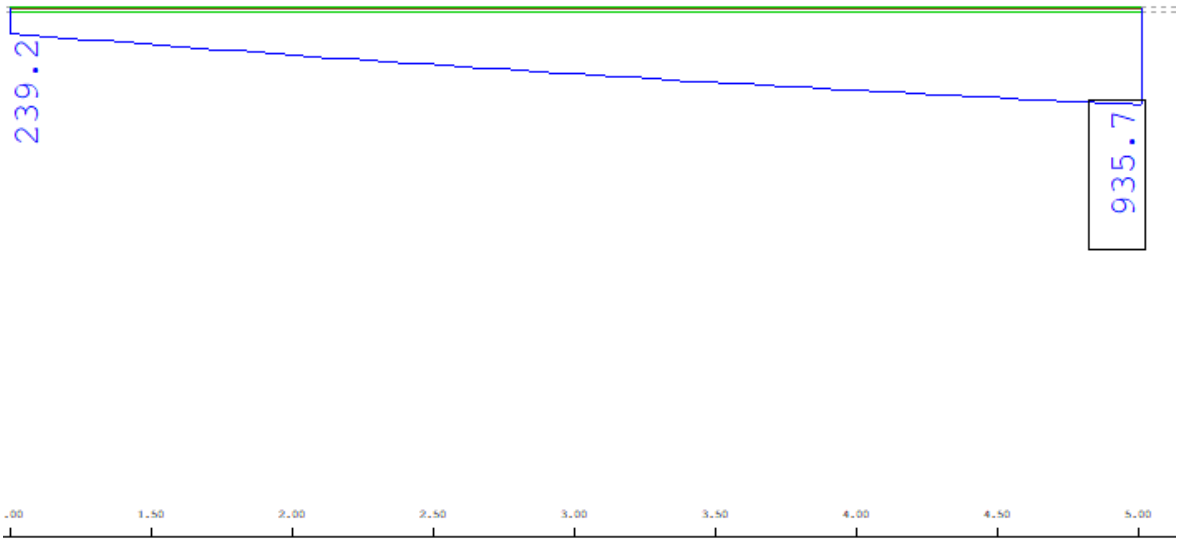
$M = 935.7kNm$

$V = 124.7\ kN$

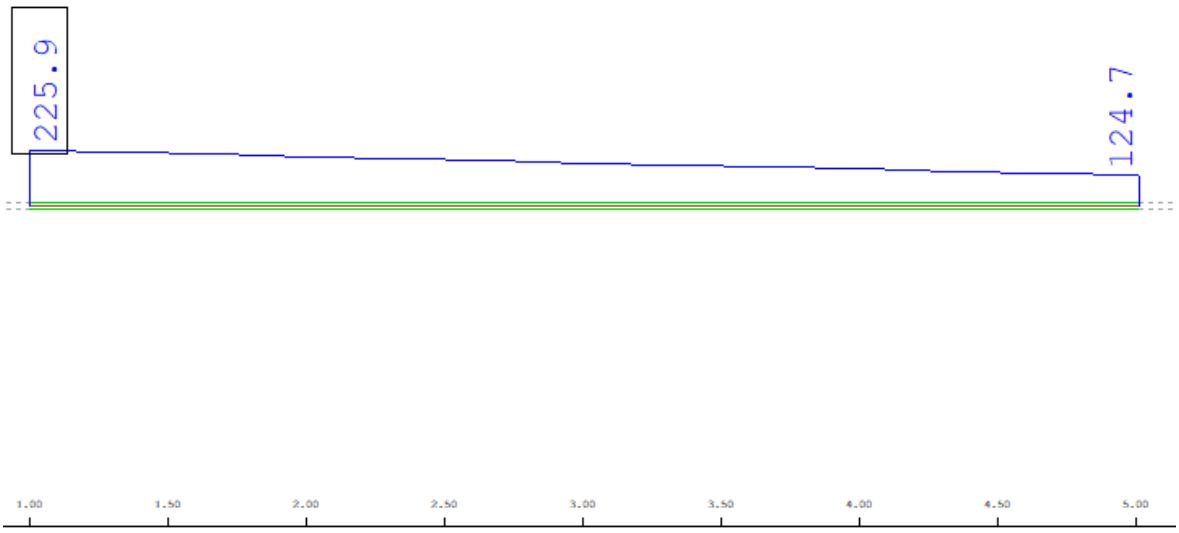
Φάση II:

$M = 1448kNm$

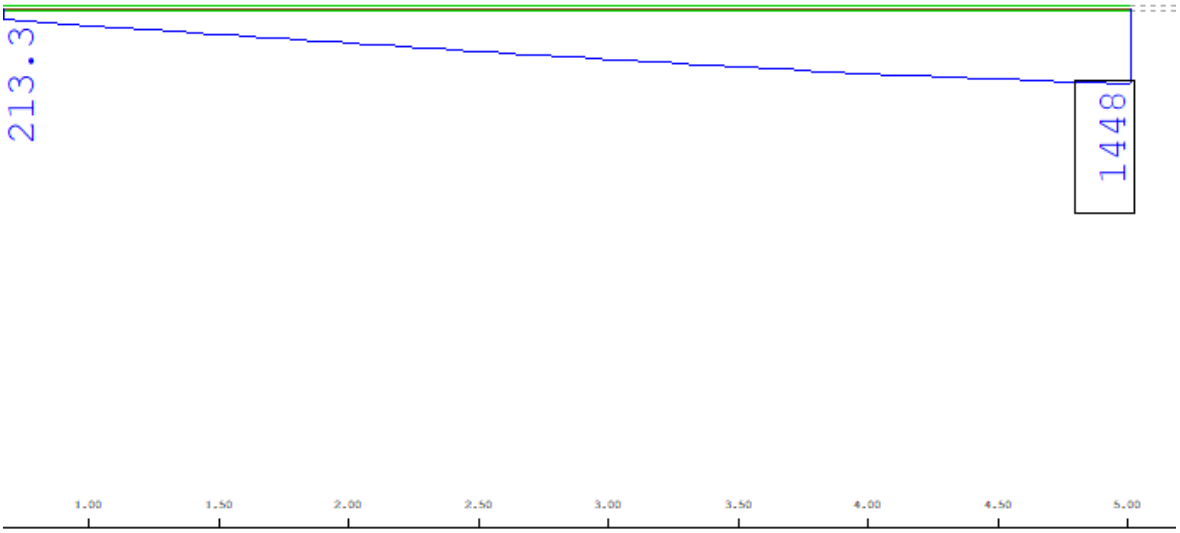
$V = 193.4\ kN$



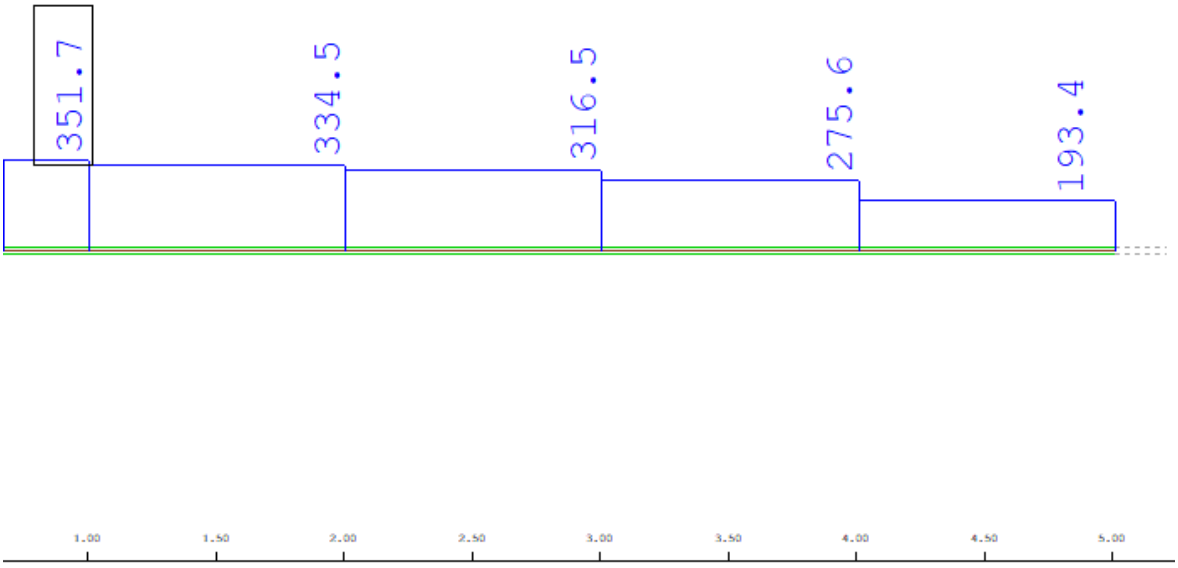
Σχήμα 7.21: Ροπή διατομής στα L/4 στη φάση I.



Σχήμα 7.22: Τέμνουσα διατομής στα L/4 στη φάση I.



Σχήμα 7.21: Ροπή διατομής στα L/4 στη φάση ΙΙ.



Σχήμα 7.22: Τέμνουσα διατομής στα L/4 στη φάση ΙΙ.

Έλεγχος:

σ_s = 25.44 kN/cm² < 1.3 f_{yd}

2. Έλεγχος σκυροδέματος

Αρκεί να ελεγχθεί ότι:

1. $P_{Ed,ser} \leq 0.7\ minP_{Rd,c} = 0.7 \cdot 2686.72\,\frac{kN}{m} = 1880.7\ kN/m$

όπου:
Φάση I: $P_{Ed,ser} = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I_y} = 387\ kN/m$, με $V_{Ed} = 251.7\ kN$
Φάση II: $P_{Ed,ser} = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I_y} = 439/m$, με $V_{Ed} = 398.9\ kN$

Επομένως: $P_{Ed,ser} = 387 + 439 = 826kN/m$

2. $P_{Ed,ser} \leq P_{cyc} = 3.1 \cdot f_{ck} \cdot h_D \cdot t_w = 4216kN$

όπου:
$P_{Ed,ser} = 826\,\frac{kN}{m} \cdot \frac{e_x}{100} = 206.5\ kN$

7.5 Διατμητική σύνδεση των δύο πλακών

Η διατμητική σύνδεση των δύο πλακών ξεκινάει μετά την πήξη του σκυροδέματος και υπάρχει μόνο στη φάση λειτουργίας. Η διαμήκης διάτμηση υπολογίζεται για λοιπά μόνιμα και κινητά φορτία, αλλά όχι για το ίδιο βάρος των δύο πλακών. . Για τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων τεμνουσών τα διαξονικά συγκεντρωμένα φορτία TS τοποθετούνται σε όλες τις πιθανές θέσεις κατά μήκος και πλάτος της γέφυρας.

$$V_l = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I_y} = 633.54\ kN/m$$

Ο υπολογισμός των αδρανειακών μεγεθών της διατομής και των τάσεων γίνεται με παραδοχή ρηγματωμένων και αρηγμάτωτων διατομών με σκοπό να προκύψουν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα.

S_y στατική ροπή ως προς το κέντρο βάρους της διατομής

$S_y{}^{I} = \frac{25 \cdot 191.66}{6.17}(38.6 - 12.5)$= 20268.74 cm³

$S_y{}^{II} = \frac{25 \cdot 191.66}{6.17}(30 - 12.5)$= 13590.15 cm³

I_y ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνο ελέγχου

$I_y{}^{II}$= 1200212.077cm⁴

$I_y{}^{I}$= 1722728.713 cm⁴

$$\frac{S_y{}^{I}}{I_y} = 0.011323$$

$$\frac{S_y{}^{II}}{I_y} = 0.011765 \quad > 0.011323$$

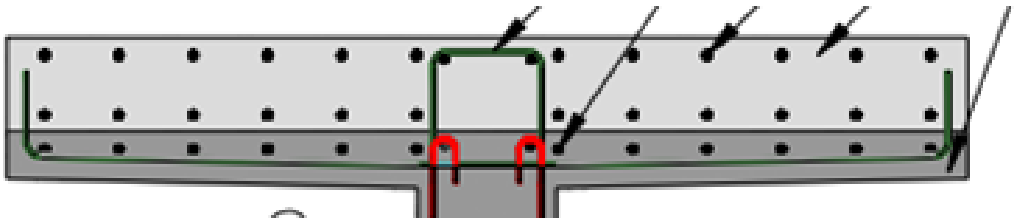
Η αντοχή των οπλισμών που διέρχονται από την υπόψη τομή (Σχήμα 7. 23), δίνεται από τη σχέση:

$$v_{s,Rd} = \frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{sd} \cdot cot\theta = 838.95kN/m > 633.54kN/m = V_l$$

όπου:

$\frac{A_{sf}}{s_f} = 16.08\ cm^2/m$ (2Ø16 ανά 0.25m)

$cot\theta = 1.2$ (θλιβόμενο πέλμα)



Σχήμα 7.23: Διατμητική σύνδεση μεταξύτων δύο πλακών.

8 Κόπωση

8.1 Εισαγωγή

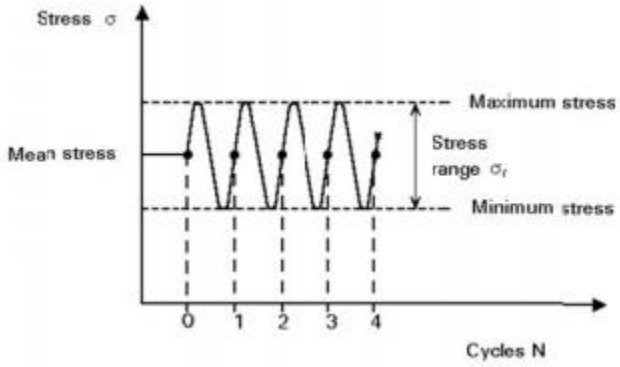
Στη διάρκεια ζωής μιας γέφυρας η συνεχής κυκλοφορία οχημάτων παράγει ένα μεγάλο αριθμό από επαναλαμβανόμενους κύκλους φόρτισης στα στοιχεία της γέφυρας, γεγονός που καθιστά το χάλυβα και το σκυρόδεμα επιρρεπή σε φαινόμενα κόπωσης. Η κόπωση αφορά μια διαδικασία συσσώρευσης βλάβης σε ένα στοιχείο λόγω μιας επαναληπτικής φόρτισης, κατά την οποία σχηματίζονται και σταδιακά διευρύνονται ρωγμές. Όταν η ρωγμή είναι τόσο μεγάλη επέρχεται αστοχία καθώς η παραμένουσα καθαρή διατομή δεν μπορεί να παραλάβει πλέον τα επιβαλλόμενα φορτία. Για το λόγο αυτό ο Ευρωκώδικας απαιτεί να ελέγχονται σε κόπωση τέτοιου είδους στοιχεία που υποβάλλονται τακτικά σε κύκλους φόρτισης, όπως είναι αυτά των γεφυρών.

Στο παρόν κεφάλαιο θα παρουσιαστούν οι διατάξεις των Ευρωκωδίκων (EN 1994, EN 1993, EN 1992) καθώς και οι έλεγχοι ως προς την κόπωση σύμμικτων γεφυρών με χαλύβδινο κάτω πέλμα ενσωματωμένο στο σκυρόδεμα και με διατμητικό σύνδεσμο από σκυρόδεμα και χάλυβα.

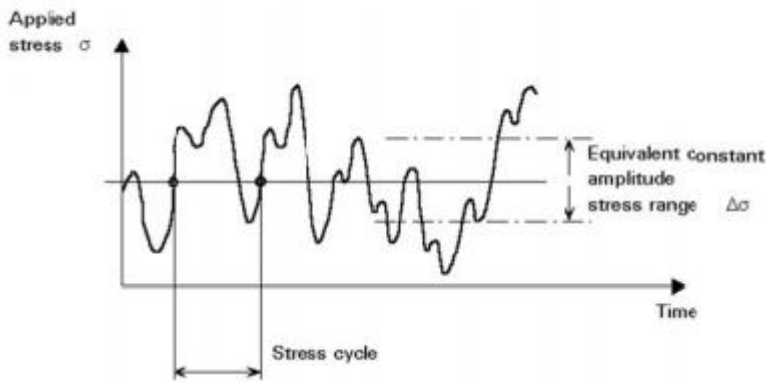
8.2 Αντοχή σε κόπωση

Η αντοχή σε κόπωση δεν εξαρτάται από το όριο διαρροής του υλικού. Κύριο χαρακτηριστικό της κόπωσης είναι ότι μπορεί να εμφανιστεί στο υλικό σε τάση που η μέγιστη τιμή της είναι μικρότερη από τα όρια αντοχής σε στατική φόρτιση του ίδιου του υλικού. Η αντοχή σε κόπωση για φόρτιση σταθερού και μεταβλητού εύρους εξαρτάται από το εύρος τάσεων και τον κύκλο φόρτισης N (Σχήμα 8.1), όπου η φόρτιση μεταβλητού εύρους, όπως είναι σε μια πραγματική κατασκευή, πρέπει να μετατραπεί με μια μέθοδο μέτρησης των κύκλων σε ισοδύναμες φορτίσεις σταθερού εύρους.

α)



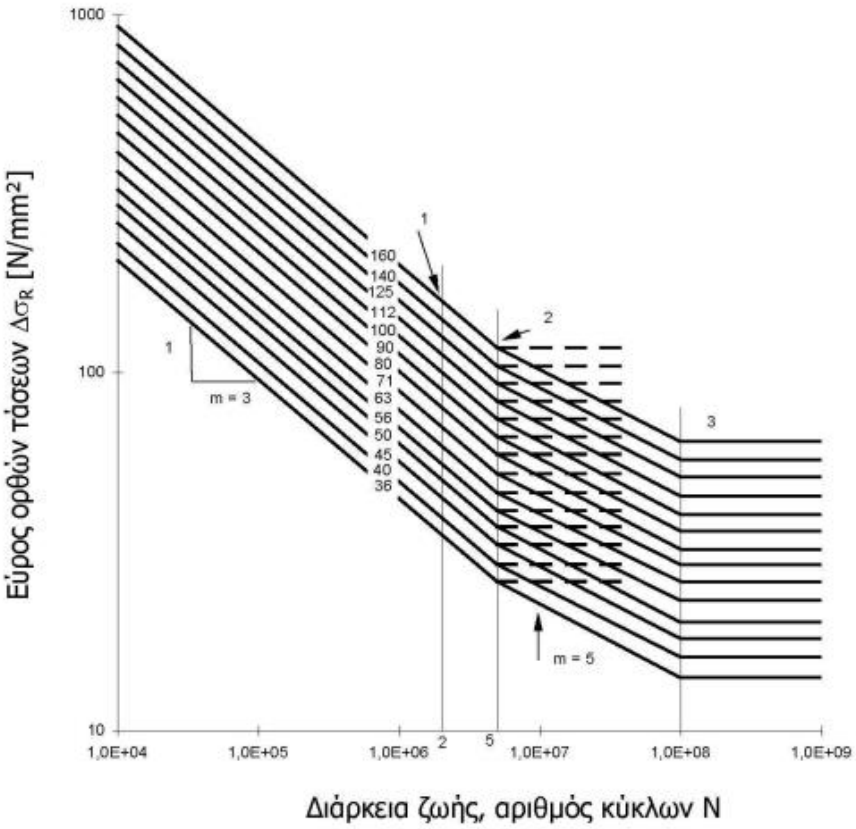
β)



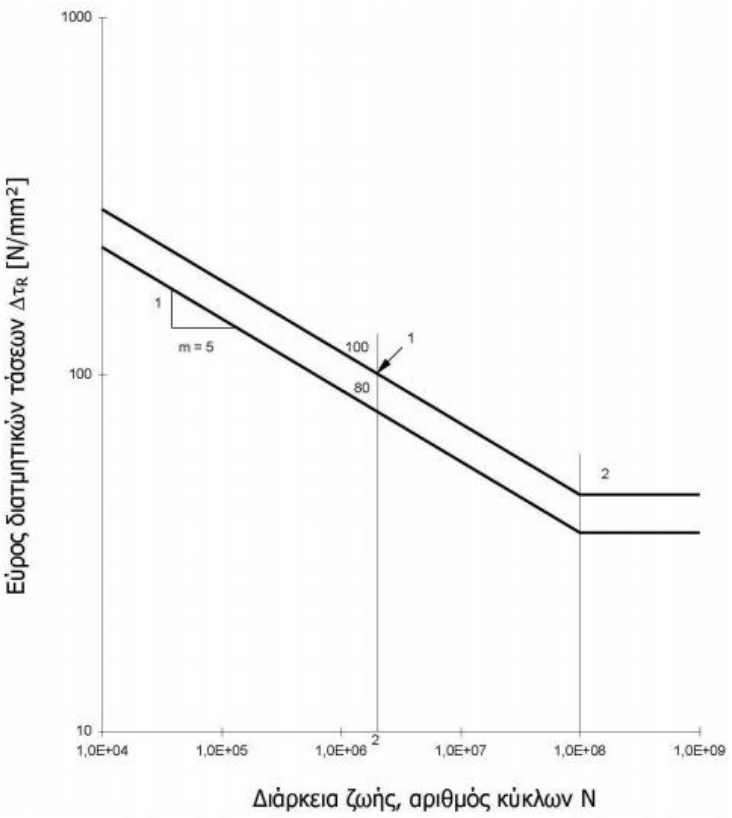
Σχήμα 8.1 : Ιστορία φόρτισης α) σταθερού εύρους και β) μεταβλητού εύρους.

Η αντοχή σε κόπωση δίνεται από καμπύλες κόπωσης (ή καμπύλες Wöhler), οι οποίες δίνουν τον αριθμό κύκλων αστοχίας N_i για ένα επιβαλλόμενο εύρος τάσεων $\Delta\sigma_i$ ή $\Delta\tau_i$. Η συμβατική αντοχή σε κόπωση είναι το εύρος τάσεων $\Delta\sigma_c$ ή $\Delta\tau_c$ για 2 εκατομμύρια κύκλους ($N_c = 2 \cdot 10^6$). Ακόμα, ανάλογα με τη διαμόρφωση των κατασκευαστικών λεπτομερειών σύμφωνα με τον EN 1993-1-9 διακρίνονται οι κατηγορίες κατασκευαστικών λεπτομερειών, οι οποίες χαρακτηρίζονται από έναν αριθμό που δίνει το εύρος τάσεων για $N_c = 2 \cdot 10^6$ (2 εκατομμύρια) κύκλους.

α)



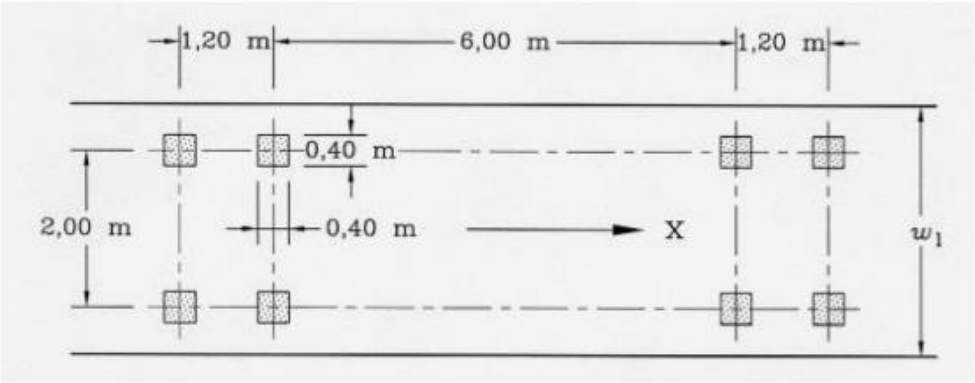
β)



Σχήμα 8.2 : Καμπύλες κόπωσης χάλυβα για α) ορθές και β) διατμητικές τάσεις.

8.3 Πρότυπη φόρτιση κόπωσης

Σύμφωνα με το EN 1991-2 στις οδικές γέφυρες για τον έλεγχο της κόπωσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί απλοποιητικά το Μοντέλο Φόρτισης 3 (FLM 3). Το μοντέλο αυτό συνίσταται από τέσσερις άξονες, κάθε ένας από τους οποίους έχει δύο όμοιους τροχούς. Το φορτίο κάθε άξονα ισούται με 120kN ενώ το συνολικό βάρος είναι 480kN (Σχήμα 8.3). Για γέφυρες μήκους μέχρι 40m, ο έλεγχος σε κόπωση γίνεται μόνο για αυτό το όχημα.



Σχήμα 8.3 : Διαστάσεις του οχήματος κόπωσης της πρότυπης φόρτισης 3 (FLM3).

8.4 Εύρος τάσεων

Το όχημα της κόπωσης που αναφέρθηκε παραπάνω κινείται στο μέσο των ονομαστικών λωρίδων κατά μήκος της γέφυρας, ώστε να προκύψει η ελάχιστη και μέγιστη ένταση. Στην πράξη υπολογίζονται μέγιστες και ελάχιστες τάσεις, καθώς και το εύρος των τάσεων, λαμβάνοντας υπόψη τις φάσεις κατασκευής. Για να ληφθούν υπόψη διάφορες πρόσθετες παράμετροι της πραγματικής κυκλοφορίας των γεφυρών, εισάγονται συντελεστές ισοδύναμης βλάβης λ, που έχουν βαθμονομηθεί για ανοίγματα έως 80m για οδικές γέφυρες. Έτσι, το εύρος τάσεων αναφοράς $|\sigma_{max,f,Ed} - \sigma_{min,f,Ed}|$ μετατρέπεται σε ένα ισοδύναμο εύρος $\Delta\sigma_E$, που συγκρίνεται με την αντοχή σε κόπωση $\Delta\sigma_R$ στους $2 \cdot 10^6$ κύκλους για τη συγκεκριμένη λεπτομέρεια που έχει επιλεγεί. Για οδικές γέφυρες ισχύουν οι σχέσεις :

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

Ορίζεται συντελεστής ισοδύναμης βλάβης :

$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 3.23 \geq \lambda_{max} = 2.16$, άρα $\lambda = \lambda_{max} = 2.16$
όπου :
λ_1 = συντελεστής για το μήκος της κρίσιμης γραμμής επιρροής
λ_2 = συντελεστής για τον όγκο πληροφορίας
λ_3 = συντελεστής για τη διάρκεια ζωής της γέφυρας
λ_4 = συντελεστής για την κυκλοφορία σε άλλες λωρίδες
λ_{max} = μέγιστη τιμή του λ ως συνάρτηση του ορίου κόπωσης N_D

$\lambda_1 = 2.55 - 0.7 \cdot \frac{L-10}{70} = 2.45$, όπου L = 20m (κρίσιμο μήκος)
$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{obs}}{N_0}\right)^{1/m} = 1.32$
όπου :
Q_{m1}= 480 μέσο μικτό βάρος φορτηγών στην αργή λωρίδα σε KN
Q_0 = 480 KN βάρος οχήματος κόπωσης (FLM3)
$N_0 = 0.5 \cdot 10^6$
$N_{obs} = 2 \cdot 10^6$ συνολικός αριθμός φορτηγών στην αργή λωρίδα ανά έτος

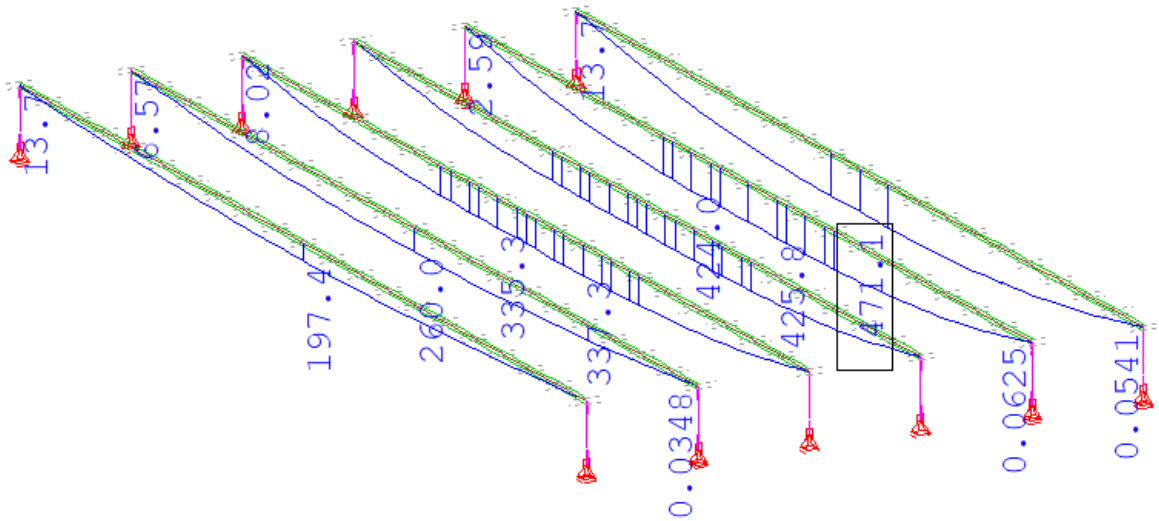
$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100}\right)^{1/m} = 1$
όπου :
t_{Ld} = διάρκεια ζωής σχεδιασμού της γέφυρας σε έτη (συνήθως 100 έτη)
m = 5
λ_4 = 1 απλοποιητικά
$\lambda_{max} = 2.5 - 0.5 \cdot \frac{L-10}{15} = 2.16$, όπου L = 20m (κρίσιμο μήκος)

8.5 Έλεγχος δομικού χάλυβα

Για το δομικό χάλυβα η κόπωση εξετάζεται για το φορτίο κόπωσης συν τα φορτία των μη κυκλικών δράσεων του χαρακτηριστικού συνδυασμού ΟΚΛ. Οι μη κυκλικές δράσεις του χαρακτηριστικού συνδυασμού 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. Η ανάλυση είναι ρηγματωμένη ελαστική.

Ορθές τάσεις : Παρουσιάζεται για κάθε μια δοκό η περιβάλλουσα διαγραμμάτων ροπών καθώς και ο αντίστοιχος έλεγχος.



Σχήμα 8.4 : Περιβάλλουσα διαγραμμάτων ροπών.

$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_C \,/\, \gamma_{Mf,a}} = 0.5 \leq 1$

όπου :

γ_{Ff} = 1.0 επιμέρους συντελεστής ασφαλείας δράσεων

$\Delta\sigma_{E2} = \lambda_{max} \cdot |\sigma_{max,f,Ed} - \sigma_{min,f,Ed}| = 2.16 \cdot \frac{47110\ \text{KNcn}}{17145.89\ \text{cm}^3} = 59.35$ MPa

$\Delta\sigma_C$ = 160 MPa προκύπτει από κατηγορία λεπτομέρειας (πέλμα ελατής διατομής)

$\gamma_{Mf,a}$ = 1.35 επιμέρους συντελεστής ασφαλείας, για ασφάλεια ζωής

8.6 Έλεγχος σκυροδέματος

Η αντοχή σε κόπωση σκυροδέματος C50/60 δίνεται από τη σχέση:

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

Από τις μη κυκλικές δράσεις του συνδυασμού ΟΚΛ προκύπτει τάση σκυροδέματος:

$\sigma_{co,perm}{}^{I} = 11.13 + 1.86 = 13MPa$

$\sigma_{co,perm}{}^{II} = 10.96 + 0.983 = 11.94MPa$

Από τη διέλευση του οχήματος της κόπωσης προκαλείται τάση στο σκυρόδεμα:

$\sigma_{co,fmax}{}^{I} = 0.56MPa \qquad \sigma_{co,fmin}{}^{I} = 0$

$\sigma_{co,fmax}{}^{II} = 0.3MPa \qquad \sigma_{co,fmin}{}^{II} = 0$

Επομένως, προσαυξάνοντας τις τάσεις από το όχημα της κόπωσης κατά β=1.4 για έλεγχο στο άνοιγμα, οι θλιπτικές τάσεις του σκυροδέματος κυμαίνονται μεταξύ:

$\sigma_{c,max}{}^{I} = 13 + 1.4 \cdot 0.56 = 13.78\ MPa$

$\sigma_{c,max}{}^{II} = 11.94 + 1.4 \cdot 0.3 = 12.36\ MPa$

$\sigma_{c,min}{}^{I} = 13\ MPa$
$\sigma_{c,min}{}^{II} = 11.94\ MPa$

Έλεγχος Κόπωσης:

$$\frac{\sigma_{c,max}{}^{I}}{f_{cd,fat}} = \frac{13.78}{17.65} = 0.78 < 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}{}^{I}}{f_{cd,fat}} = 0.5 + 0.45 \cdot \frac{13}{17.05} = 0.84$$

$$\frac{\sigma_{c,max}{}^{II}}{f_{cd,fat}} = \frac{12.36}{17.65} = 0.7 < 0.5 + 0.45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}{}^{II}}{f_{cd,fat}} = 0.5 + 0.45 \cdot \frac{11.94}{17.05} = 0.815$$

Το σκυρόδεμα έχεις επαρκή αντοχή έναντι κόπωσης.

8.7 Έλεγχος διατμητικού συνδέσμου από σκυρόδεμα - χάλυβα

1. Έλεγχος χάλυβα (steel dowel)

$\Delta\sigma_s \leq 2 \cdot f_{yd}$
$\Delta\sigma_s \leq 140/\gamma_{Mf}$ για κατηγορία λεπτομέρειας 140

$$\Delta\sigma_s = k_{f,L} \cdot \frac{\Delta V \times S_y}{I_y \times t_w} + k_{f,G} \cdot \frac{\Delta M}{I_y} \cdot z_D$$

όπου :

$k_{f,L} = k_{f,L,CL} = 6.45$
$k_{f,G} = k_{f,G,CL} = 1.5$

$S_y{}^{I} = 206.41 \cdot (96.7 - 38.6) = 11992.42 cm^3$
$S_y{}^{II} = 206.41 \cdot (96.7 - 30) = 13767.547 cm^3$

$I_y{}^{I} = 1722728.713 cm^4$
$I_y{}^{II} = 1200212.077 cm^4$

$t_w = 27.2 mm$

$z_D{}^{I} = 46.05$ cm
$z_D{}^{II} = 54.65$ cm

z_D απόσταση του ουδέτερου άξονα της σύμμικτης διατομής από τη βάση του διατμητικού συνδέσμου

$\gamma_{Mf} = 1.35$

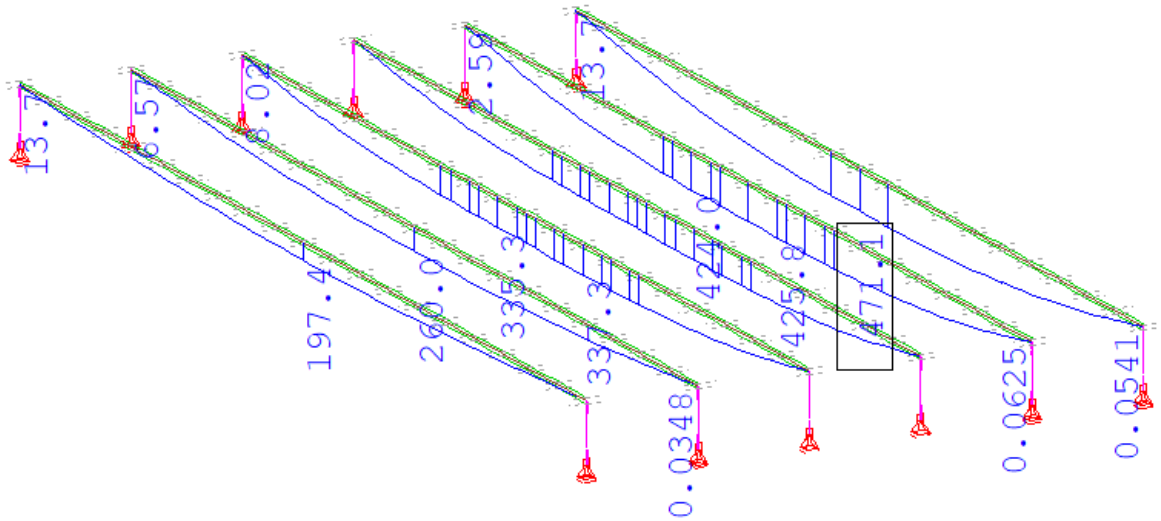
Τελικά :

$\Delta\sigma_s{}^{I} = 0.016 \cdot \Delta V + 0.00004 \cdot \Delta M$, σε KN/cm²
$\Delta\sigma_s{}^{II} = 0.027 \cdot \Delta V + 0.000068 \cdot \Delta M$, σε KN/cm²

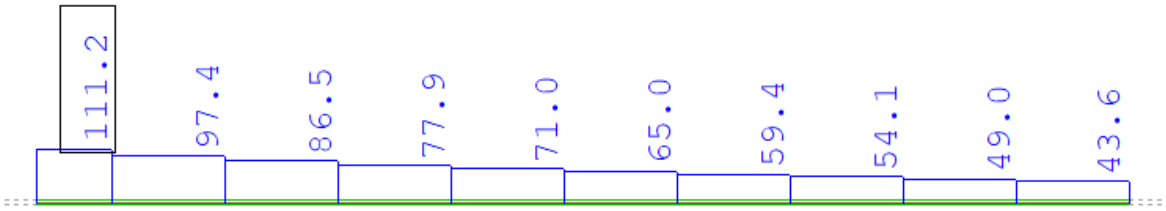
Συμπεραίνουμε πως δυσμενέστερα είναι τα αποτελέσματα για ρηγματωμένο σκυρόδεμα

Για τον έλεγχο σε κόπωση του διατμητικού σύνδεσμου, εξετάζονται μόνο οι κυκλικές δράσεις (όχημα κόπωσης FLM3)

Παρουσιάζεται για κάθε μια δοκό η περιβάλλουσα διαγραμμάτων ροπών και τεμνουσών καθώς και οι αντίστοιχοι έλεγχοι.



Σχήμα 8.5 : Περιβάλλουσα διαγραμμάτων ροπών.



Σχήμα 8.6: Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων της δυσμενέστερης δοκού.

Έλεγχος διατομής με τη μέγιστη ροπή :

$\Delta\sigma_s = 0.027\ cm^{-2} \cdot 4.67\ kN + 0.000068\ cm^{-3} \cdot 47110\ kNcm = 3.33\ kN/cm^2$,

$\lambda \cdot \Delta\sigma_s = 2.16 \cdot 3.33 = 7.19\ kN/cm^2 \leq 10.37\ kN/cm^2 = \Delta\sigma_{s,max}$

Έλεγχος διατομής με τη μέγιστη τέμνουσα :

$\Delta\sigma_s = 0.027\ cm^{-2} \cdot 111.2\ kN + 0.000068\ cm^{-3} \cdot 0\ kNcm = 3.00\ kN/cm^2$,

$\lambda \cdot \Delta\sigma_s = 2.16 \cdot 3.00 = 6.48\ kN/cm^2 \leq 10.37\ kN/cm^2 = \Delta\sigma_{s,max}$

Έλεγχος ενδιάμεσης διατομής στα L/4 με τη μέγιστη ροπή :
$\Delta\sigma_s = 0.027\ cm^{-2} \cdot 63.6\ kN + 0.000068\ cm^{-3} \cdot 37630\ kNcm = 4.28\ kN/cm^2$,
$\lambda \cdot \Delta\sigma_s = 2.16 \cdot 4.28 = 9.24\ kN/cm^2 \leq 10.37\ kN/cm^2 = \Delta\sigma_{s,max}$

Έλεγχος ενδιάμεσης διατομής στα L/4 με τη μέγιστη τέμνουσα :
$\Delta\sigma_s = 0.027\ cm^{-2} \cdot 71\ kN + 0.000068\ cm^{-3} \cdot 33170\ kNcm = 4.1\ kN/cm^2$,
$\lambda \cdot \Delta\sigma_s = 2.16 \cdot 4.1 = 8.85\ kN/cm^2 \leq 10.37\ kN/cm^2 = \Delta\sigma_{s,max}$

2. Έλεγχος σκυροδέματος (concrete dowel)

Ο έλεγχος σκυροδέματος δεν κρίνεται κρίσιμος χάρη στην ενίσχυση του σκυροδέματος.

9 Φάση κατασκευής – Ανέγερση φορέα

9.1 Έλεγχοι στη φάση κατασκευής

Οι βασικοί έλεγχοι στη φάση κατασκευής αφορούν τον έλεγχο των τάσεων, ο οποίος έχει παρουσιαστεί στο κεφάλαιο της Ο.Κ.Α.

9.2 Ανέγερση φορέα – κατασκευή χαλύβδινης διατομής

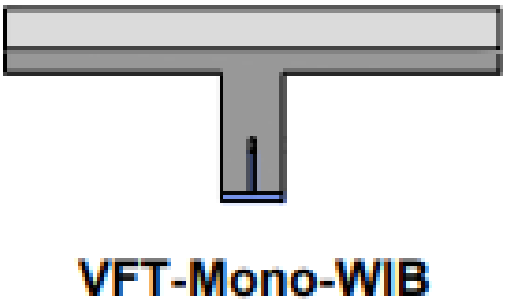
Η συγκεκριμένη πρακτική που ακολουθείται χαρακτηρίζεται από μέγιστο βαθμό προκατασκευής. Βασίζεται στην προκατασκευή των δοκών στο εργοστάσιο και στην μεταφορά τους στο σημείο τοποθέτησης. Συγκεκριμένα μεταφέρονται έξι προκατασκευασμένες δοκοί με πάχος πλάκας 0.11m, από σκυρόδεμα ποιότητας C50/60. Ακολουθεί η σύνδεση των προκατασκευασμένων στοιχείων με επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα προκατασκευασμένα στοιχεία χρησιμεύουν ως τύπος για την τελική στρώση σκυροδέματος ποιότητας C35/45 και πάχους 0.25m, με την οποία επιτυγχάνεται το τελικό πάχος της πλάκας καταστρώματος, που είναι 0.36m. Με τον τρόπο αυτό αποφεύγεται η χρήση ικριωμάτων, φορείων ή προσωρινών στηρίξεων οι οποίες θα εμπόδιζαν την ομαλή κυκλοφορία. Πρόκειται για μια μέθοδο με λιγότερες σκυροδετήσεις, χαμηλό κόστος και υψηλής ταχύτητας κατασκευής. Επίσης ενδείκνυται για ανοίγματα της τάξης μεγέθους του συγκεκριμένου έργου (20m άνοιγμα).

Σχετικά με τον τρόπο κατασκευής της χαλύβδινης διατομής και του διατμητικού συνδέσμου που αποτελεί μέρος αυτής, χρησιμοποιούνται τρεις ελατές διατομές μορφής διπλού ταυ (HD 400× 347) οι οποίες κόβονται κατά μήκος του κορμού με γεωμετρία κοπής Modified Clothoidal shape (MCL) (Σχήμα 10.1). Η διαδικασία κοπής γίνεται γίνεται με χρήση φλόγας οξυγόνου (Σχήμα 10.2). Επίσης, είναι σημαντικό η διαδικασία κοπής να μην διακόπτεται καθώς σε αντίθετη περίπτωση μειώνεται σημαντικά η αντοχή του σε κόπωση. Τέλος, αξίζει να αναφερθεί πως με σκοπό την αποφυγή θυλάκων αέρα στο σκυρόδεμα, τοποθετείται μέγιστο μέγεθος αδρανών ίσο με 16mm.

Σχήμα 9.1: Χαλύβδινη διατομή μετά την κοπή του κορμού της.

Σχήμα 9.2: Διαδικασία κοπής.

9.3 Ποσότητες



Σχήμα 9.3: Διατομή (mono) VFT – WIB.

Άνοιγμα: 15 < 20m <40, για μεγαλύτερα ανοίγματα χρησιμοποιούνται γέφυρες τύπου VFT

Διατομή HD 400× 347:
Aa = 44200 mm²

Εδώ χρησιμοποιούνται τρεις (3) χαλύβδινες διατομές HD 400× 347

Επομένως:

78.5 kN/m³ · 20m · 3 · 0.0442 m² = 208.182 kN = 21228.32 kg

Ανηγμένο στο κατάστρωμα = 21228.32/(20 · 11.5) = 92.3 kg/m²

70 < 92.3 kg/m² < 95 , για (mono) VFT – WIB.
.

10 Εφέδρανα

10.1 Εισαγωγή

Τα εφέδρανα είναι μηχανικά στοιχεία, με προορισμό να μεταφέρουν στα βάθρα τα φορτία, τα οποία επενεργούν στο φορέα της γέφυρας. Επιπλέον, παρέχουν τη δυνατότητα σχετικών μετακινήσεων και στροφών στις θέσεις όπου τοποθετούνται, εφόσον αυτές δεν παρεμποδίζονται με κατασκευαστικά μέτρα. Τα φορτία που μεταβιβάζονται είναι κατακόρυφα και οριζόντια (διαμήκη ή εγκάρσια), οι δε μετακινήσεις οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές ή σε άμεση φόρτιση της γέφυρας.

Τύποι εφεδράνων:

- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα
- Σφαιρικά εφέδρανα
- Εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς
- Κυλινδρικά εφέδρανα

Εφέδρανα:

- Σταθερά
- Κινητά σε μία διεύθυνση
- Κινητά σε δύο διευθύνσεις

Παραλαβή:

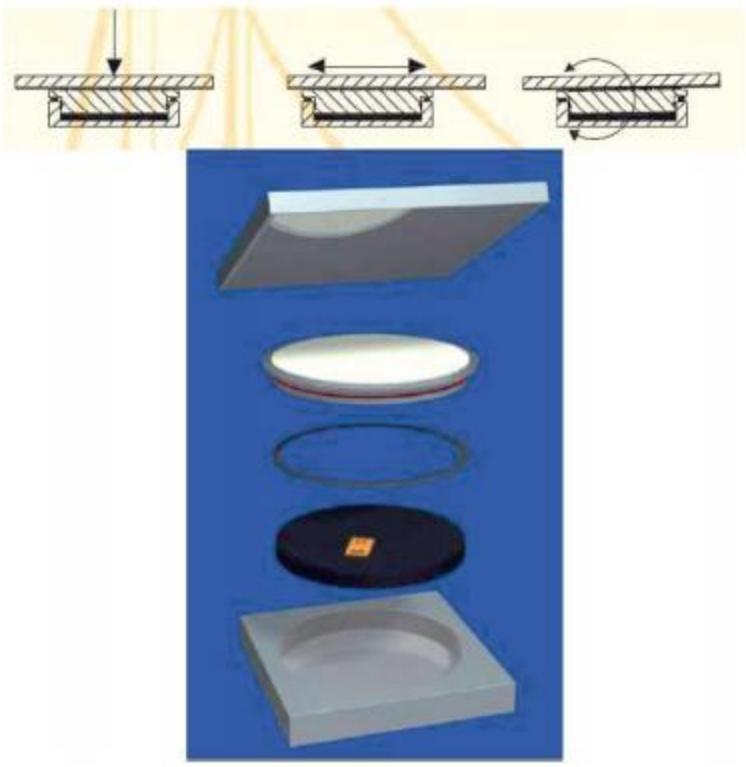
- Θλιπτικών δυνάμεων
- Θλιπτικών και εφελκυστικών δυνάμεων

10.2 Επιλογή τύπου εφεδράνων

Για την συγκεκριμένη πεζογέφυρα επιλέχτηκε να χρησιμοποιηθούν εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς (pot bearings). Τα εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς επιτρέπουν την παραλαβή μεγάλων θλιπτικών δυνάμεων μέσω ενός άοπλου ελαστομερούς από φυσικό καουτσούκ, το οποίο τοποθετείται σε ένα κλειστό δοχείο. Το μέγεθος του εφεδράνου εξαρτάται από την αντοχή του καουτσούκ και του σκυροδέματος κάτω από το εφέδρανο. Το ελαστομερές εντός του δοχείου είναι ασυμπίεστο και συμπεριφέρεται υπό υψηλές τάσεις ως υγρό, επιτρέποντας στροφές περί όλους τους άξονες. Τα κύρια μέρη των εφεδράνων είναι:

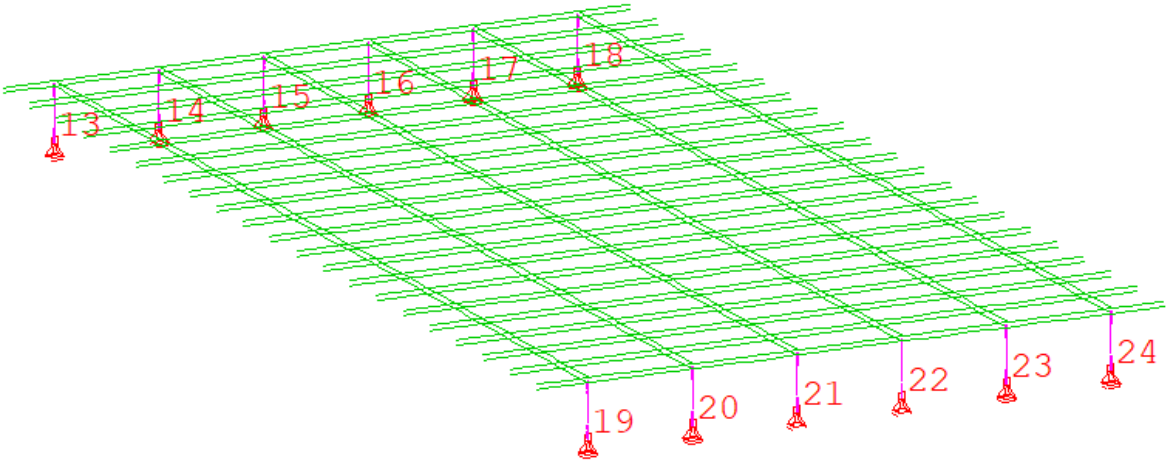
1. Η βάση από ένα χαλύβδινο στρογγυλό δοχείο
2. Ένας ελαστομερής δίσκος τοποθετούμενος μέσα στη βάση
3. Το καπάκι στο άνω μέρος του οποίου εγκιβωτίζεται ένας δίσκος από τεφλόν που επιτρέπει την ολίσθηση
4. Η πλάκα ολίσθησης από ευγενή χάλυβα.
5. Μονωτικοί δακτύλιοι που σφραγίζουν το δοχείο, εμποδίζοντας την εισδοχή σκόνης ή υγρασίας και την έξοδο του καουτσούκ υπό μεγάλες πιέσεις

Από κατάλληλη διαμόρφωση του καπακιού προκύπτει το είδος του εφεδράνου ως κινητό κατά τις δύο ή μία διευθύνσεις ή ως σταθερό. Γενικά δεν απαιτείται αγκύρωση στο φορέα ή τη βάση, εκτός αν οι οριζόντιες δυνάμεις είναι μεγάλες και η πίεση μικρή.



Σχήμα 10.1: Εφέδρανο εγκιβωτισμένου ελαστομερούς.

Η στήριξη γίνεται ως εξής:



Σχήμα 10.2: Στήριξη της πεζογέφυρας.

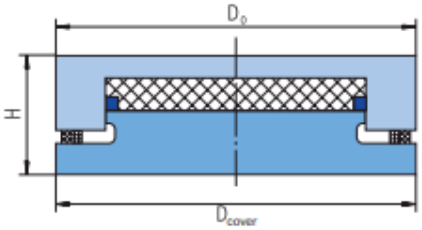
όπου:

- οι στηρίξεις 13,14,17,18 δεσμεύουν τις μετακινήσεις κατά xx, zz
- οι στηρίξεις 15,16 δεσμεύουν τις μετακινήσεις κατά xx, yy, zz
- οι στηρίξεις 19,20,23,24 δεσμεύουν τις μετακινήσεις κατά zz
- οι στηρίξεις 21,22 δεσμεύουν τις μετακινήσεις κατά yy, zz

Σχήμα 10.3: Συνθήκες στήριξης σκυροδέματος.

10.3 Διαστασιολόγηση εφεδράνων

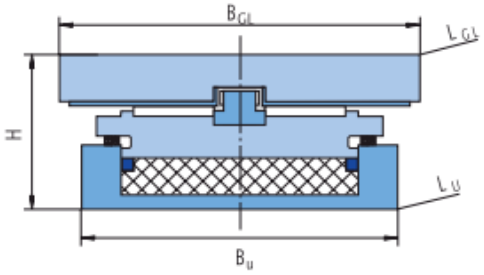
Η επιλογή των διαστάσεων για ένα εφέδρανο εγκιβωτισμένου σκυροδέματος, γίνεται χρησιμοποιώντας τον κατάλληλο πίνακα, για το βασικό και το σεισμικό συνδυασμό και επιλέγοντας τη δυσμενέστερη περίπτωση.



Fixed Pot Bearings (TF)

PERMISSIBLE CONCRETE PRESSURE = 26 N/mm²					
TYPE OF BEARING	LOAD V kN	H (mm)	DCOVER (mm)	DO (mm)	WEIGHT (kg)
TF - 1	1000	70	270	270	36
TF - 2	2000	80	360	360	62
TF - 3	3000	90	430	430	93
TF - 4	4000	94	490	490	119
TF - 5	5000	101	550	550	155
TF - 6	6000	106	600	600	192
TF - 7	7000	112	650	650	235
TF - 8	8000	116	690	690	269
TF - 9	9000	124	730	730	322
TF - 10	10000	131	770	770	380
TF - 11	11000	135	810	810	427
TF - 12	12000	139	840	840	468
TF - 13	13000	145	880	880	544
TF - 14	14000	150	910	910	598
TF - 15	15000	155	940	940	654
TF - 16	16000	158	970	970	714
TF - 17	17000	161	1000	1000	768
TF - 18	18000	168	1030	1030	856
TF - 19	19000	170	1060	1060	913
TF - 20	20000	175	1090	1090	994
TF - 22	22000	183	1140	1140	1127
TF - 24	24000	190	1190	1190	1277
TF - 26	26000	198	1240	1240	1449
TF - 28	28000	203	1280	1280	1570
TF - 30	30000	210	1330	1330	1754

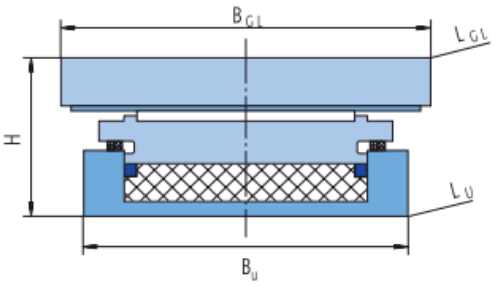
Σχήμα 10.4: Σταθερό εφέδρανο εγκιβωτισμένου ελαστομερούς.



Guided Pot Bearings (TGe)

PERMISSIBLE CONCRETE PRESSURE = 26 N/mm²										
					ex = ±50mm		ex = ±100mm		ex = ±150mm	
TYPE OF BEARING	LOAD V kN	H (mm)	B_U L_U (mm)	B_{GL} (mm)	L_{GL} (mm)	WEIGHT (kg)	L_{GL} (mm)	WEIGHT (kg)	L_{GL} (mm)	WEIGHT (kg)
TGe - 1	1000	117	270	330	440	118	555	134	670	150
TGe - 2	2000	123	360	420	530	167	645	186	760	204
TGe - 3	3000	129	420	480	590	213	705	237	820	261
TGe - 4	4000	136	490	550	660	292	775	316	890	339
TGe - 5	5000	145	550	610	720	363	835	404	950	445
TGe - 6	6000	149	590	650	760	421	875	460	990	449
TGe - 7	7000	156	640	700	810	491	925	539	1040	586
TGe - 8	8000	162	690	750	860	576	975	629	1090	681
TGe - 9	9000	169	720	780	890	639	1005	698	1120	757
TGe - 10	10000	75	760	820	930	732	1045	796	1160	859
TGe - 11	11000	180	800	860	970	823	1085	892	1200	961
TGe - 12	12000	186	840	900	1010	930	1125	1000	1240	1069
TGe - 13	13000	188	860	920	1030	977	1145	1054	1260	1130
TGe - 14	14000	195	900	960	1070	1102	1185	1179	1300	1256
TGe - 15	15000	201	930	990	1100	1205	1215	1287	1330	1369
TGe - 16	16000	203	960	1020	1130	1299	1245	1386	1360	1472
TGe - 17	17000	209	990	1050	1160	1408	1275	1505	1390	1601
TGe - 18	18000	217	1020	1080	1190	1562	1305	1659	1420	1755
TGe - 19	19000	222	1050	1110	1220	1680	1335	1787	1450	1894
TGe - 20	20000	226	1070	1130	1240	1766	1355	1877	1470	1988
TGe - 22	22000	236	1130	1190	1300	2049	1415	2164	1530	2278
TGe - 24	24000	243	1180	1240	1350	2289	1465	2420	1580	2551
TGe - 26	26000	250	1220	1280	1410	2536	1535	2677	1660	2817
TGe - 28	28000	263	1270	1330	1460	2919	1585	3072	1710	3224
TGe - 30	30000	270	1320	1380	1510	3212	1635	3374	1760	3535

Σχήμα 10.5: Εφέδρανο εγκιβωτισμένου ελαστομερούς κινητό κατά μια διεύθυνση.



Free Pot Bearings (TGa)

PERMISSIBLE CONCRETE PRESSURE = 26 N/mm²										
					ex = ±50mm		ex = ±100mm		ex = ±150mm	
TYPE OF BEARING	LOAD V kN	H (mm)	BU LU (mm)	BGL (mm)	LGL (mm)	WEIGHT (kg)	LGL (mm)	WEIGHT (kg)	LGL (mm)	WEIGHT (kg)
TGa - 1	1000	100	270	320	440	85	555	96	670	106
TGa - 2	2000	107	360	410	530	130	645	143	760	156
TGa - 3	3000	113	420	470	590	168	705	186	820	204
TGa - 4	4000	120	480	530	650	212	765	238	880	264
TGa - 5	5000	129	530	580	700	264	815	296	930	328
TGa - 6	6000	133	570	620	740	308	855	344	970	380
TGa - 7	7000	138	610	660	780	358	895	399	1010	439
TGa - 8	8000	144	650	700	820	414	935	462	1050	509
TGa - 9	9000	151	680	740	850	476	965	525	1080	574
TGa - 10	10000	156	710	770	880	532	995	586	1110	639
TGa - 11	11000	162	750	810	920	615	1035	673	1150	731
TGa - 12	12000	174	790	850	960	725	1075	789	1190	852
TGa - 13	13000	175	810	880	980	768	1095	835	1210	902
TGa - 14	14000	182	840	910	1010	847	1125	922	1240	997
TGa - 15	15000	188	870	940	1040	940	1155	1015	1270	1090
TGa - 16	16000	190	900	970	1070	1008	1185	1093	1300	1177
TGa - 17	17000	195	930	1000	1100	1108	1215	1193	1330	1277
TGa - 18	18000	199	950	1030	1120	1174	1235	1262	1350	1350
TGa - 19	19000	204	980	1060	1150	1280	1265	1374	1380	1467
TGa - 20	20000	208	1010	1080	1180	1374	1295	1471	1410	1568
TGa - 22	22000	219	1060	1130	1230	1586	1345	1692	1460	1798
TGa - 24	24000	224	1100	1180	1270	1746	1385	1860	1500	1973
TGa - 26	26000	231	1150	1230	1320	1963	1435	2086	1550	2208
TGa - 28	28000	240	1190	1270	1360	2180	1475	2311	1590	2442
TGa - 30	30000	246	1230	1320	1420	2400	1545	2549	1670	2698

Σχήμα 10.6: Εφέδρανο εγκιβωτισμένου ελαστομερούς κινητό κατά δύο διευθύνσεις.

Για οριζόντιες δυνάμεις σχεδιασμού των εφεδράνων είναι $H_{max} = 0.10 \cdot V$

10.3.1 Στατικές φορτίσεις

Από το συνδυασμό 1.35G + 1.35Q_{gr1} + 0.9ΔT + 1.5W, προκύπτει η μέγιστη κατακόρυφη αντίδραση:

- για τα σταθερά εφέδρανα για μετακίνηση σε καμία διεύθυνση: N=971.6 kN
- για τα κινητά εφέδρανα σε μια διεύθυνση: N=986.7 kN
- για τα κινητά εφέδρανα σε δυο διευθύνσεις: N=647.4 kN

10.3.2 Σεισμικές φορτίσεις

Από το συνδυασμό 1.0G + 1.0A_{Ed} προκύπτει η μέγιστη οριζόντια αντίδραση. Η σεισμική δράση A_{Ed} προκύπτει ως γνωστόν από το συνδυασμό των δυο οριζόντιων συνιστωσών: $A_{Ed} = A_{Edx} + 0.30 \cdot A_{Edy}$ ή $A_{Ed} = 0.30 \cdot A_{Edx} + A_{Edy}$

- για τα σταθερά εφέδρανα: H=576.13 kN
- για τα κινητά εφέδρανα σε μια διεύθυνση: H=571.7 kN
- για τα κινητά εφέδρανα σε δυο διευθύνσεις: H=0 kN

10.4 Επιλογή διαστάσεων

- για τα σταθερά εφέδρανα: TF - 6
- για τα κινητά εφέδρανα σε μια διεύθυνση: TGe - 6
- για τα κινητά εφέδρανα σε δυο διευθύνσεις: TGa – 1

Με τις αντίστοιχες διαστάσεις που δίνονται στους καταλόγους των σχημάτων 10.4, 10.5, 10.6.

11 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π. «Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η Έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Τριανταφύλλου Α. (2013). «Δομικά Υλικά», 10η Έκδοση, Πάτρα.
4. Τσώνος Α. (2017). «Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τους ευρωκώδικες», Εκδόσεις σοφία, Θεσσαλονίκη.
5. Καραβεζύρογλου - Weber Μ. (2011). «Στοιχεία υπολογισμού και διαμόρφωσης ολόσωμων κατασκευών, 3η Έκδοση», Εκδόσεις Τζόλια, Θεσσαλονίκη.
6. Mosley B., Bungey J., Hulse R. (2016). «Μελέτη κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Leonhardt F. (2010). «Ολόσωμες κατασκευές μέρος 6ο: Ολόσωμες γέφυρες».
8. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, μέρος 1-4: Γενικές δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2015.
9. EN 1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, μέρος 1-5: Γενικές δράσεις – Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
10. EN 1994-2: Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός Συμμίκτων Κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα. Μέρος 2 Σύμμικτες γέφυρες, 2004.
11. Directorate-General for Research and Innovation (European Commission) (2013). “Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission (Preco-Beam)”
12. Feldmann M. (2016). “Composite dowels as shear connectors for composite beams – background to the German technical approval”
13. Skalska A. (2009). “VFT® - Prefabricated Composite Construction Method”
14. Zanon R., Berrthellemy J., Seidl G. ., Lorenc W. (2014). “An innovative solution for small span bridges - Precobeam.