



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Μελέτη Σύμμικτης Συνεχούς Γέφυρας Κιβωτοειδούς Διατομής



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Ραχμάνη Ανθή**

Επιβλέπων: Καθ. Βάγιας Ιωάννης

Αθήνα, Οκτώβριος 2012

ΕΜΚ ΔΕ 2012/25

Ραχμάνη Κ.Α. (2012).  
Μελέτη σύμμικτης συνεχούς γέφυρας κιβωτοειδούς διατομής.  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2012/25.  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Rachmani K.A. (2012).  
Design of Continuous Bridge with a Composite Box Cross Section.  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2012/25.  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece.

## Περιεχόμενα

Περίληψη.....	VI
Abstract .....	VII
Ευχαριστίες.....	VIII
<b>Κεφάλαιο 1 – Εισαγωγή.....</b>	<b>1</b>
1.1. Ορισμός της Γέφυρας.....	1
1.2. Διάφοροι Τύποι Γεφυρών .....	2
1.2.1. Κρεμαστή Γέφυρα .....	2
1.2.2. Καλωδιωτή Γέφυρα .....	3
1.2.3. Γέφυρα σε Δοκούς.....	4
1.2.4. Αμφιπροέχουσα Γέφυρα .....	5
1.2.5. Τοξωτή Γέφυρα.....	6
1.2.6. Κινητή Γέφυρα.....	7
<b>Κεφάλαιο 2 – Ιστορία Γεφυρών.....</b>	<b>8</b>
2.1. Γέφυρες στην Αρχαιότητα.....	8
2.2. Γέφυρες το 18 <sup>ο</sup> και 19 <sup>ο</sup> Αιώνα .....	9
2.2.1. Γέφυρα Weichsel (1857).....	10
2.2.2. Οδογέφυρα Menangle (1863) .....	10
2.2.3. Σιδηροδρομική Γέφυρα Kymijoki (1870).....	11
2.2.4. Γέφυρα του Μπρούκλιν (1883) .....	11
2.2.5. Οδογέφυρα Garabit (1884) .....	12
2.2.6. Γέφυρα Tenryu-Gawa (1888).....	12
2.2.7. Γέφυρα Forth (1890) .....	13
2.3. Γέφυρες τον 20 <sup>ο</sup> Αιώνα .....	13
2.3.1. Γέφυρα Τζορτζ Ουάσινγκτον (1931).....	14
2.3.2. Γέφυρα Sydney Harbour (1932) .....	14

2.3.3. Κρεμαστή Γέφυρα Χρυσή Πύλη (1937) .....	15
2.3.4. Γέφυρα Severn (1966) .....	15
2.4. Σύμμικτες Γέφυρες.....	16
<b>Κεφάλαιο 3 – Σιδηροδρομικές Γέφυρες στο Κόσμο .....</b>	<b>17</b>
3.1. Θεαματικές Κατασκευές .....	18
3.1.1. Σιδηροδρομική Γέφυρα Kew .....	18
3.1.2. Σιδηροδρομική Γέφυρα Hararanda – Tornio.....	19
3.1.3. Σιδηροδρομική Γέφυρα Fulham .....	19
3.1.4. Σιδηροδρομική Γέφυρα Tay .....	20
3.1.5. Σιδηροδρομική Γέφυρα Richmond.....	20
3.1.6. Σιδηροδρομική Γέφυρα Hohenzollern .....	21
3.1.7. Σιδηροδρομική Γέφυρα ποταμού Veltava .....	21
<b>Κεφάλαιο 4 – Σιδηροδρομικές Γέφυρες στην Ελλάδα.....</b>	<b>22</b>
4.1. Η Πρώτη Σιδηροδρομική Γέφυρα .....	22
4.2. Ιστορικές Σιδηροδρομικές Γέφυρες.....	23
4.3. Διάφορες Σιδηροδρομικές Γέφυρες της Ελλάδας .....	24
4.3.1. Σιδηροδρομική Γέφυρα Παρθενίου .....	24
4.3.2. Σιδηροδρομική Γέφυρα Αχλαδόκαμπου .....	24
4.3.3. Σιδηροδρομική Γέφυρα Γοργοποτάμου.....	25
4.3.4. Σιδηροδρομική Γέφυρα Αγγελόκαστρου .....	25
<b>Κεφάλαιο 5 – Κανονιστικές Διατάξεις για Σχεδιασμό και Κατασκευή Σιδηροδρομικής Γέφυρας.....</b>	<b>26</b>
5.1. Κανονισμοί.....	26
5.2. Βάσεις Σχεδιασμού Γεφυρών.....	27
5.3. Δράσεις.....	27
5.3.1. Κατάταξη Δράσεων.....	28
5.4. Οριακές Καταστάσεις και Έλεγχοι Έναντι Αυτών.....	28
5.4.1. Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας .....	29
5.4.1.1. Έλεγχοι Διατομών Κατηγορίας 3 .....	30

5.4.1.2. Έλεγχοι Διατομών Κατηγορίας 4 .....	30
5.4.2. Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας .....	31
5.4.2.1. Έλεγχοι Περιορισμού Τάσεων .....	32
5.4.2.2. Ρηγμάτωση .....	32
5.4.2.3. Παραμορφώσεις και Ταλαντώσεις .....	33
5.5. Δοκιμά Υλικά .....	33
5.5.1. Σκυρόδεμα .....	33
5.5.1.1. Ερπυσμός .....	34
5.5.1.2. Συστολή Ξήρανσης .....	35
5.5.2. Χάλυβας Σκυροδέματος .....	36
5.5.3. Δομικός Χάλυβας .....	36
5.6. Τυπική Διατομή Σιδηροδρομικής Θεωρίας .....	36
5.7. Φορτία Κυκλοφορίας Σιδηροδρομικής Γέφυρας .....	37
5.8. Διατμητική Σύνδεση .....	38
5.9. Κόπωση .....	39
5.9.1. Έλεγχος Δομικού Χάλυβα .....	39
5.9.2. Έλεγχος Οπλισμού .....	40
5.9.3. Έλεγχος Σκυροδέματος .....	41
5.9.4. Έλεγχος Διατμητικών Συνδέσμων .....	41
<b>Κεφάλαιο 6 – Εφαρμογή Σύμμικτης Συνεχούς Γέφυρας .....</b>	<b>42</b>
6.1. Αρχικός Σχεδιασμός Διατομής Κιβωτίου .....	42
6.2. Επανασχεδίαση της Διατομής του Κιβωτίου .....	45
6.3. Δομικά Υλικά .....	45
6.4. Κατάταξη Διατομής .....	47
6.4.1. Κατηγοριοποίηση Κορμού .....	48
6.4.2. Κατηγοριοποίηση Κάτω Πέλματος .....	49
6.4.3. Έλεγχος Λυγισμού για τον Κορμό .....	49
6.4.4. Έλεγχος Λυγισμού για το Κάτω Πέλωμα .....	49
6.4.5. Υπολογισμός Κρίσιμων Τάσεων .....	49
6.5. Έλεγχος Νευρώσεων .....	50
6.6. Επιρροές Λόγω Χρόνιων Παραμορφώσεων .....	52
6.6.1. Ερπυσμός .....	52

6.6.1.1. Τιμές για το Άνοιγμα της Κυκλοφορίας σε Χρόνο $t = 100$ Μέρες.....	53
6.6.1.2. Τιμές για Χρόνο $t_{\infty} = 30000$ Μέρες.....	53
6.6.2. Συστολή Ξήρανσης .....	53
6.6.2.1. Ανηγμένη Παραμόρφωση Ξήρανσης για $t = 100$ Μέρες.....	53
6.6.2.2. Ανηγμένη Παραμόρφωση Ξήρανσης για $t_{\infty} = 30000$ Μέρες .....	54
6.7. Συνεργαζόμενα Πλάτη .....	54
6.8. Αδρανειακά Μεγέθη .....	56
6.9. Χαρακτηριστικές Τιμές Φορτίσεων.....	58
6.9.1. Ερπυσμός.....	58
6.9.2. Συστολή Ξήρανσης .....	59
6.9.3. Μόνιμα Φορτία .....	59
6.9.3.1. Ίδιον Βάρος Χάλυβα: [G1].....	59
6.9.3.2. Ίδιον Βάρος Πλάκας Σκυροδέματος: [Gc].....	60
6.9.3.3. Λοιπά Μόνιμα Φορτία: [G2].....	60
6.9.4. Κινητά Φορτία .....	60
6.10. Έλεγχος Τάσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	61
6.10.1. Εσωτερική Στήριξη.....	61
6.10.2. Ανοίγματα.....	64
6.10.2.1 Άνοιγμα 60 m.....	65
6.10.2.2. Άνοιγμα 50 m.....	66
6.10.2.3. Πλαστική Ανάλυση στα Ανοίγματα .....	67
6.11. Έλεγχος Τάσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	68
6.11.1. Για τη Μεσαία Στήριξη .....	68
6.12. Έλεγχος Βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	68
6.13. Έλεγχος Ρηγμάτωσης .....	69
6.13.1. Ελάχιστος Οπλισμός .....	69
6.13.2. Περιορισμός του Εύρους Ρωγμών .....	70
6.14. Διατμητική Σύνδεση.....	70
6.14.1. Πλήρης Διατμητική Σύνδεση .....	70
6.15. Διατμητική Κάλυψη Πλάκας Σκυροδέματος.....	72
6.15.1. Κάλυψη Πλάκας Σκυροδέματος για Θλιβόμενο Πέλμα.....	72
6.15.2. Κάλυψη Πλάκας Σκυροδέματος για Εφελκόμενο Πέλμα.....	73
6.16. Έλεγχος σε Κόπωση.....	74
6.16.1. Έλεγχος Δομικού Χάλυβα .....	74

6.16.2. Έλεγχος Οπλισμών.....	77
6.16.3. Έλεγχος Σκυροδέματος.....	77
6.16.4. Έλεγχος Διατμητικών Ήλων .....	78
Κεφάλαιο 7 – Συμπεράσματα.....	80
Παράρτημα Α.....	82
Α.1. Δύο Τρένα στη Πρώτη Στήριξη .....	82
Α.2. Ένα Τρένο στη Πρώτη Στήριξη και Ένα στη Μεσαία Στήριξη .....	82
Α.3. Δύο Τρένα στο Μέσο του Πρώτου Ανοίγματος.....	82
Α.4. Ένα Τρένο στο Πρώτο Άνοιγμα και Ένα στο Δεύτερο.....	83
Α.5. Δύο Τρένα στη Μεσαία Στήριξη .....	83
Α.6. Ένα Τρένο στη Μεσαία Στήριξη και Ένα στη Τελευταία.....	83
Α.7. Δύο Τρένα στη Τελευταία Στήριξη.....	84
Α.8. Ένα Τρένο στη Πρώτη και Ένα στη Τελευταία Στήριξη.....	84
Βιβλιογραφία.....	85

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2012/25

**Μελέτη Σύμμικτης Συνεχούς Γέφυρας Κιβωτοειδούς Διατομής**

Ραχμάνη Κ. Α.  
Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας, Καθ. Ε.Μ.Π.

## Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με τη μελέτη σύμμικτης συνεχούς σιδηροδρομικής γέφυρας με διατομή κιβωτίου και την διερεύνηση των κανονιστικών διατάξεων που διέπουν τις σιδηροδρομικές γέφυρες. Τελικός σκοπός της διπλωματικής εργασίας είναι η εύρεση βέλτιστης διατομής κιβωτίου, η μελέτη του καταστρώματος με βάση τα φορτία κυκλοφορίας που απαιτούνται από τον κανονισμό και η προσπάθεια εξόρυξης συμπερασμάτων σχετικά με τις κατασκευαστικές διατάξεις για γέφυρα με σιδηροδρομική χρήση τέτοιων ανοιγμάτων.

Στην εισαγωγή δίνεται αναλυτικός ορισμός της γέφυρας και παρουσιάζονται οι διάφοροι τύποι γεφυρών. Στη συνέχεια γίνεται ιστορική αναδρομή από την αρχαιότητα μέχρι τις μέρες, παρουσιάζεται η εξέλιξη ανά τους αιώνες στα δομικά υλικά και τους τρόπους κατασκευής και με εικόνες παρουσιάζονται οι σπουδαιότερες γέφυρες ανά τον κόσμο και την Ελλάδα. Στο επόμενο κεφάλαιο της εργασίας γίνεται αναλυτική έρευνα των ευρωκωδίκων σχετικά με τους ελέγχους και τις κανονιστικές διατάξεις για σύμμικτες σιδηροδρομικές γέφυρες.

Τέλος γίνεται η εφαρμογή όλων αυτών των κανονιστικών διατάξεων και με τη βοήθεια του στατικού προγράμματος (SAP) προσομοιώνεται το κιβώτιο της γέφυρας, γίνεται η στατική του επίλυση για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και λαμβάνονται τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών για να γίνει ο έλεγχος επάρκειας της διατομής του κιβωτίου. Καταλήγουμε στην βέλτιστη διατομή και τελικά αναλύονται τα συμπεράσματα σχετικά με το κατάστρωμα της γέφυρας για τα συγκεκριμένα χαρακτηριστικά.



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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2012/25

**Design of Continuous Bridge with a Composite Box Cross Section**

Rachmani K. A.

Supervisor: Dr. John Vagias, Professor N.T.U.A.

**Abstract**

This thesis deals with the design of continuous railway bridge with a composite box cross section and the investigation of the regulations governing rail bridges. The final aim of this thesis is to find the optimal composite box cross section, the design of the deck based on traffic loads required by the Euronormes and the effort drawing conclusions on the structural arrangements for railway bridges such openings.

The introduction gives a detailed definition of the bridge and shows the different types of bridges. Then becomes historical overview from antiquity to the present days, shows the development over the centuries in building materials and methods of construction and images showing the greatest bridges in the world and Greece. In the next chapter of this thesis is a detailed investigation of the Eurocodes on inspections and regulations for composite railway bridges.

Subsequently we apply all these rules and the box cross section is simulated through static program (SAP), static analysis is done for various loading cases and the results of the internal forces are received in order to check the adequacy of the box cross section. Finally it leads to optimum cross-section and the conclusions of the thesis are drawn for bridge decks for these features.

## Ευχαριστίες

Η διπλωματική εργασία αυτή ολοκληρώνει επίσημα των κύκλο των προπτυχιακών σπουδών μου. Ως εκ τούτου θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Κύριο Ιωάννη Βάγια, καθηγητή του Ε.Μ.Π. για τη συνεχή υποστήριξη κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής και τις απαραίτητες συμβουλές του.

Ευχαριστώ τον υποψήφιο διδάκτορα Ανδρέα Σπηλιόπουλο για τη συνεχή καθοδήγησή του, τη συνεχή τεχνική υποστήριξη επί των θεμάτων προσομοίωσης του φορέα και το ότι κάθε φορά προσέφερε τη βοήθειά του με ευχαρίστηση. Τέλος ευχαριστώ την οικογένεια μου για την αγάπη και την υπομονή της και τους φίλους μου για τα 5 όμορφα φοιτητικά χρόνια που περάσαμε παρέα.

Ανθή Ραχμάνη  
Αθήνα  
Οκτώβριος 2012

# Κεφάλαιο 1 – Εισαγωγή

## 1.1. Ορισμός της Γέφυρας

Γέφυρα είναι ένα κατασκεύασμα που χρησιμοποιεί ο άνθρωπος για τη διάβαση του πάνω από κάποια φυσικά εμπόδια όπως κάποια ποσότητα νερού, μία κοιλάδα, έναν δρόμο. Τα υλικά δόμησης μέχρι τον 19ο αιώνα ήταν ξύλο και πέτρες. Οι γέφυρες στον 6ο αιώνα π.Χ. κατασκευάζονταν από ξύλο κυπαρισσιού και κέδρου. Τα σχέδια των γεφυρών ποικίλουν ανάλογα με τη λειτουργία της γέφυρας, τη φύση του εδάφους πάνω στο οποίο κατασκευάζεται και φυσικά τα διαθέσιμα οικονομικά κονδύλια που έχουμε για την κατασκευή της. Τη γνώση για την κατασκευή κυρτών γεφυρών κατείχαν οι Ρωμαίοι στα προχριστιανικά χρόνια και τα υλικά που χρησιμοποιούσαν τότε ήταν φυσικοί λίθοι και σκυρόδεμα. Το 1779 κατασκευάστηκε η πρώτη γέφυρα από χυτοσίδηρο στην Αγγλία, πάνω από τον ποταμό Σέβερν (Severn) γνωστή και ως Ironbridge. Η επόμενη εξέλιξη ήταν η αλυσοδετή κρεμαστή γέφυρα. Με την εξέλιξη του μπετόν δημιουργήθηκαν νέες δυνατότητες στην κατασκευή γεφυρών στις αρχές του 20ού αιώνα.

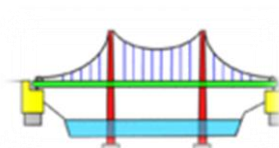
Γενικά οι γέφυρες διακρίνονται:

- Ανάλογα με τη χρήση ή τον τύπο του φορέα, σε "οδικές", "σιδηροδρομικές", "πεζών" και "πεζών και ποδηλάτων", υδατογέφυρες κ.λπ.
- Από το υλικό κατασκευής, σε "ξύλινες" (οι αρχαιότερες), "λίθινες" (αψιδωτές ή τοξωτές), "σχοινένιες", "μεταλλικές", "τσιμεντένιες" ή και "σύμμικτες".
- Εκ του τρόπου έδρασής των, που είναι και ο σημαντικότερος λόγος κατάταξής των, σε "κινητές" και σε "σταθερές" ή "σταθερώς εδραζόμενες".

## 1.2. Διάφοροι Τύποι Γεφυρών

### 1.2.1. Κρεμαστή Γέφυρα

Σε αυτόν τον τύπο γέφυρας είναι τα καλώδια που σηκώνουν το βάρος του καταστρώματος κάθετα ως προς το κατάστρωμα. Οι πρώτες γέφυρες έγιναν από σχοινιά ή κλαδιά από μπαμπού. Στις σύγχρονες γέφυρες, τα καλώδια κρέμονται από τους πύργους που είναι συνημμένα σε κιβώτια ή φρεάτια. Τα κιβώτια ή φρεάτια εμφυτεύονται βαθιά στο πάτωμα μιας λίμνης ή ποταμού. Γέφυρα αυτού του τύπου χρησιμοποιείται περισσότερο για τη διάβαση υδάτινων ροών. Η μεγαλύτερη κρεμαστή γέφυρα στον κόσμο είναι 3.909 μ., η Akashi Kaikyo Bridge στην Ιαπωνία. Η πιο γνωστή κρεμαστή γέφυρα αυτού του τύπου είναι η Γέφυρα της Χρυσής Πύλης στο Σαν Φρανσίσκο.



Σχήμα (1.1)  
Κρεμαστή Γέφυρα

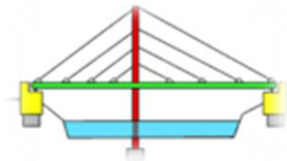


Σχήμα (1.2) - Γέφυρα της Χρυσής Πύλης, Σαν Φρανσίσκο

### 1.2.2. Καλωδιωτή Γέφυρα

Τα καλώδια σε αυτό τον τύπο γέφυρας είναι λοξά ως προς το κατάστρωμα. Αυτές οι γέφυρες αποδείχτηκαν ιδανικές για μεγαλύτερες αποστάσεις, τόσο τεχνικά όσο και οικονομικά. Σε μια καλωδιωτή γέφυρα, απαιτείται λιγότερο καλώδιο και οι πύργοι που κατέχουν τα καλώδια είναι αναλογικά μικρότεροι. Η πρώτη γνωστή καλωδιωτή γέφυρα σχεδιάστηκε το 1784 από C.T. Loescher.

Η μακρύτερη καλωδιωτή γέφυρα είναι η γέφυρα πάνω από Sutong του ποταμού Γιανγκτσέ στην Κίνα. Η απόσταση των πυλώνων είναι μεταξύ 200 και 1000 μέτρων. Μια από τις πιο γνωστές αυτού του τύπου που βρίσκεται στην Ελλάδα είναι η γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου που έχει 4 πυλώνες και η απόσταση μεταξύ των πυλώνων είναι 560 μέτρα και είναι η δεύτερη μεγαλύτερη γέφυρα αυτού του τύπου στο κόσμο.



Σχήμα (1.3)  
Καλωδιωτή Γέφυρα



Σχήμα (1.4) - Γέφυρα Ρίου - Αντιρρίου

### 1.2.3. Γέφυρα σε Δοκούς

Ο τύπος αυτός είναι ο πιο συνήθης για το λόγο ότι η κατασκευή είναι σχετικά απλή. Αποτελείται

από οριζόντιες αμφιαρθρωτές δοκούς που

υποστηρίζονται στα άκρα τους με στηρίξεις. Όταν τα ανοίγματα είναι περισσότερα από ένα οι ενδιάμεσες υποστυλώσεις είναι γνωστές ως πυλώνες. Οι πρώτες γέφυρες σε δοκούς ήταν απλές κατασκευές που διαπερνούσαν ρέματα και ποτάμια. Στη σύγχρονη εποχή, οι γέφυρες σε δοκούς είναι μεγάλες γέφυρες από δοκούς χάλυβα και χαλύβδινα κιβώτια. Το βάρος ασκείται στο πάνω μέρος της δοκού και μεταφέρεται κατευθείαν προς τα άκρα και ωθεί προς τα κάτω τα βάθρα της γέφυρας. Αποτελείται κυρίως από ξύλο ή μέταλλο. Τα ανοίγματα αυτών των γεφυρών δεν υπερβαίνουν συνήθως τα 70 μέτρα ωστόσο το άνοιγμα της Rio-Niteroi Bridge, μιας γέφυρας με κιβωτοειδή διατομή, είναι 300 μέτρα. Η μεγαλύτερη γέφυρα σε δοκούς του κόσμου είναι η Lake Pontchartrain Causeway στη νότια Λουιζιάνα στις Ηνωμένες Πολιτείες, μήκους 38,35 χιλιόμετρα, με επιμέρους ανοίγματα 17 μέτρων. Αυτός ο τύπος γεφυρών είναι πολύ διαδεδομένος στο σιδηροδρομικό δίκτυο της Ελλάδας.



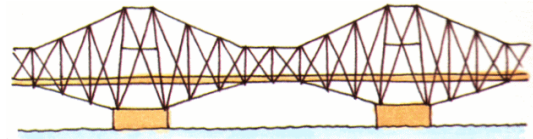
Σχήμα (1.5) - Γέφυρα σε Δοκούς



Σχήμα (1.6) - Γέφυρα Lake Pontchartrain Causeway, Νότια Λουιζιάνα

#### 1.2.4. Αμφιπροέχουσα Γέφυρα

Οι αμφιπροέχουσες γέφυρες κατασκευάζονται από προβόλους - οριζόντιες δοκούς που στηρίζονται σε ένα μόνο τέλος. Οι περισσότερες αμφιπροέχουσες γέφυρες αποτελούνται από ένα ζευγάρι συνεχών ανοιγμάτων που εκτείνονται από τις αντίθετες πλευρές των προβλητών ώστε να συναντηθούν στο κέντρο του εμποδίου που η γέφυρα διασχίζει. Οι αμφιπροέχουσες γέφυρες κατασκευάζονται χρησιμοποιώντας τα ίδια υλικά και τεχνικές, όπως στις γέφυρες σε δοκούς. Η διαφορά έρχεται στη δράση των δυνάμεων μέσα από τη γέφυρα. Η μεγαλύτερη αρθρωτή γέφυρα είναι η 549 μέτρων "Κεμπέκ Γέφυρα" στο Κεμπέκ του Καναδά.



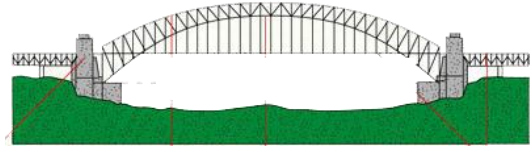
Σχήμα (1.7) - Αμφιπροέχουσα Γέφυρα



Σχήμα (1.8) - Γέφυρα Κεμπέκ, Καναδάς

### 1.2.5. Τοξωτή Γέφυρα

Οι τοξωτές γέφυρες έχουν στηρίγματα σε κάθε άκρο. Το βάρος της γέφυρας μεταφέρεται και ωθεί τα βάθρα σε κάθε πλευρά. Τα πρώτα γνωστά τοξωτά γεφύρια χτίστηκαν στη χώρα μας με πιο γνωστό αυτό το Αρκαδικό. Με μήκος 220



Σχήμα (1.9) - Τοξωτή Γέφυρα

μέτρα, η Solkan Bridge πάνω από τον ποταμό Soča Solkan στη Σλοβενία είναι η δεύτερη μεγαλύτερη πέτρινη γέφυρα στον κόσμο και η μεγαλύτερη πέτρινη σιδηροδρομική γέφυρα. Ολοκληρώθηκε το 1905. Η καμάρα της, η οποία κατασκευάστηκε με πάνω από 5.000 τόνους ογκόλιθους σε μόλις 18 ημέρες, είναι η δεύτερη μεγαλύτερη πέτρινη αψίδα του κόσμου, υπολειπόμενος μόνο από την Friedensbrücke (Syratalviadukt) στο Plauen της Γερμανίας. Η αψίδα του Friedensbrücke, που χτίστηκε την ίδια χρονιά, έχει εύρος 90 μέτρων και διασχίζει την κοιλάδα του ποταμού Syrabach. Η διαφορά μεταξύ των δύο είναι ότι η Solkan Bridge χτίστηκε από ογκόλιθους, ενώ η Friedensbrücke χτίστηκε από ένα μίγμα από λιθοτρίμματα και τσιμεντοκονίαμα. Φέτος στο Ντουμπάι στα Ηνωμένα Αραβικά Εμιράτα αναμένεται να ολοκληρωθεί η κατασκευή της Sheikh Rashid bin Saeed Crossing, η οποία όταν ολοκληρωθεί, θα είναι η μεγαλύτερη τοξωτή γέφυρα του κόσμου, με κύριο άνοιγμα 667 μέτρα.



Σχήμα (1.10) - Γραφιστική Μακέτα Γέφυρας “Sheikh Rashid bin Saeed Crossing”, Ντουμπάι

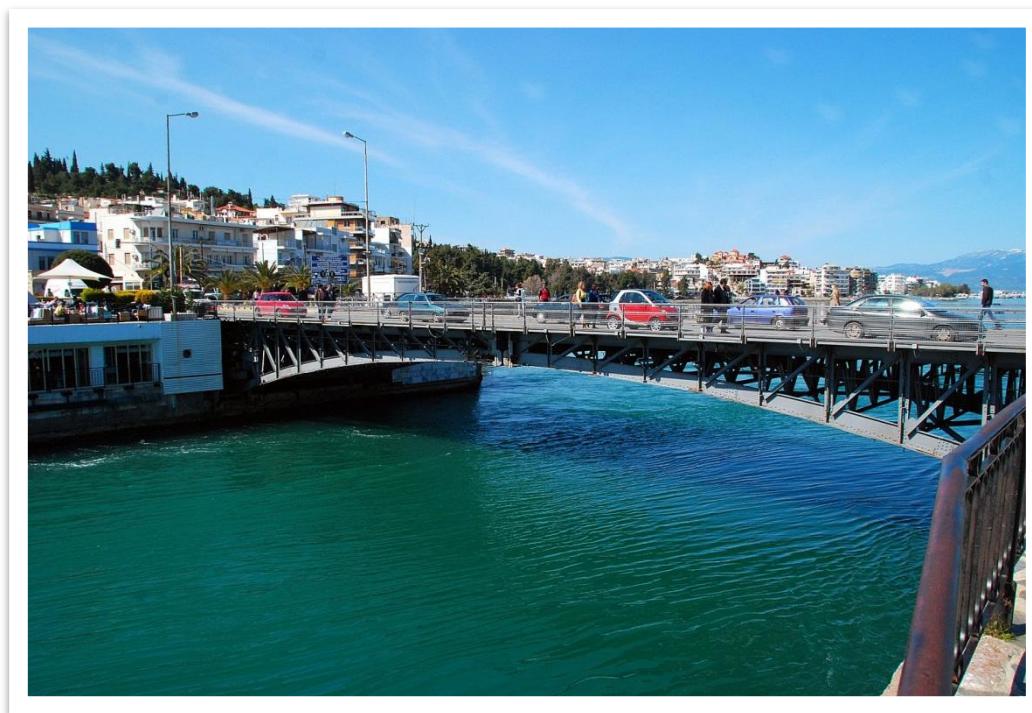


### 1.2.6. Κινητή Γέφυρα

Οι γέφυρες αυτές σχεδιάστηκαν για να διευκολύνουν τη κυκλοφορία των πλοίων που υπό άλλες συνθήκες δεν θα χωρούσαν κάτω από τη γέφυρα λόγω του μεγάλου ύψους τους. Οι κινητές γέφυρες κινούνται με ηλεκτρική ενέργεια και χρησιμοποιούνται και από τον στρατό.



Σχήμα (1.11) - Κινητή Γέφυρα



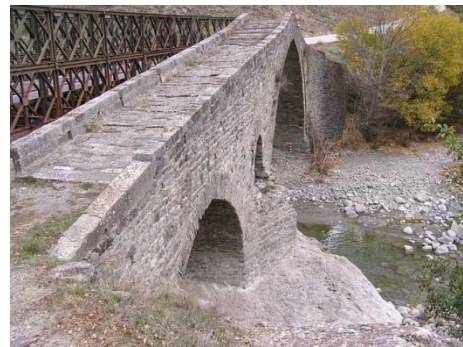
Σχήμα (1.12) - Γέφυρα Πορθμού Ευρίπου, Χαλκίδα

## Κεφάλαιο 2 – Ιστορία Γεφυρών

### 2.1. Γέφυρες στην Αρχαιότητα

Οι πρώτες γέφυρες έγιναν από την ίδια τη φύση τόσο απλά με το πέσιμο ενός κούτσουρου σε ένα ρέμα ή μιας πέτρας σε ένα ποτάμι. Οι πρώτες γέφυρες που κατασκευάστηκαν από ανθρώπους ήταν πιθανώς ανοίγματα που καλύπτονταν από κούτσουρα ή ξύλινες σανίδες και στη συνέχεια από πέτρες χρησιμοποιώντας μια μικρή υποστήριξη και ρυθμιζόμενα χωρίσματα. Κλαδιά, ξύλινες ράβδοι, κορμοί, μεγάλα καλάμια και άλλες ίνες υφαίνονταν μαζί για να σχηματίσουν ένα συνεκτικό σχοινί που μπορούσε να δεσμεύει και να συγκρατεί μαζί τα υλικά κατασκευής των πρώτων γεφυρών.

Το Αρκαδικό γεφύρι είναι μια από τις τέσσερις αψιδωτές γέφυρες της μυκηναϊκής εποχής, μέρος ενός οδικού δικτύου με σκοπό να μεταφέρει άρματα, μεταξύ Τίρυνθας και Επιδαύρου στην Πελοπόννησο, στην Ελλάδα. Κατασκευασμένο την ελληνική Εποχή του Χαλκού (13ος αιώνας π.Χ.), είναι ένα από τα παλαιότερα τοξωτά γεφύρια που εξακολουθεί να υπάρχει και να είναι σε χρήση. Αρκετά ανέπαφα τοξωτά πέτρινα γεφύρια από την ελληνιστική εποχή μπορεί να βρεθούν στη νότια Ελλάδα.



Σχήμα (2.1)  
Γεφύρι της Καρύταινας, Αρκαδία

Οι μεγαλύτεροι οικοδόμοι γεφυρών της αρχαιότητας ήταν οι αρχαίοι Ρωμαίοι. Οι Ρωμαίοι έχτισαν τοξωτά γεφύρια και υδραγωγεία, που στέκονται ακόμα και σήμερα. Ένα παράδειγμα είναι η Alcántara γέφυρα, που χτίστηκε πάνω από τον ποταμό Τάγο, στην Ισπανία. Οι Ρωμαίοι χρησιμοποίησαν επίσης το τσιμέντο, με σκοπό τη μείωση της διακύμανσης της δύναμης. Ένας τύπος τσιμέντου, που ονομάζεται ποζολάνη, που αποτελείται από νερό, ασβέστη, άμμο, και ηφαιστειακά πετρώματα,



Σχήμα (2.2) - Γέφυρα Alcántara, Ισπανία

χρησιμοποιήθηκε εκείνη την εποχή. Τούβλα και κονίαμα είναι υλικά από τα οποία κατασκευάστηκαν γέφυρες μετά τη ρωμαϊκή εποχή, καθώς η τεχνολογία του τσιμέντου χάθηκε για ένα διάστημα και αργότερα ανακαλύφθηκε πάλι.

## 2.2. Γέφυρες το 18<sup>ο</sup> και 19<sup>ο</sup> Αιώνα

Κατά τη διάρκεια του 18ου αιώνα έγιναν πολλές καινοτομίες στο σχεδιασμό των γεφυρών ξυλείας από τους Hans Ulrich, Johannes Grubenmann, και άλλους. Το πρώτο βιβλίο σχετικό με την κατασκευή και τη μηχανική των γεφυρών γράφτηκε από τον Hubert Gautier το 1716. Η ανέγερση της γέφυρας του Σιδήρου (Ironbridge) στην Coalbrookdale, στην Αγγλία το 1779 αποτέλεσε σημαντική εξέλιξη στη τεχνολογία των γεφυρών. Σε αυτή την τοξωτή γέφυρα, που βρίσκεται πάνω από τον ποταμό Severn, χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά ο χυτοσίδηρος ως βασικό φέρον υλικό. Εντυπωσιακό είναι το γεγονός πως η γέφυρα αυτή ακόμα και σήμερα χρησιμοποιείται ως πεζογέφυρα και για ελαφρές περιστασιακές μεταφορές.

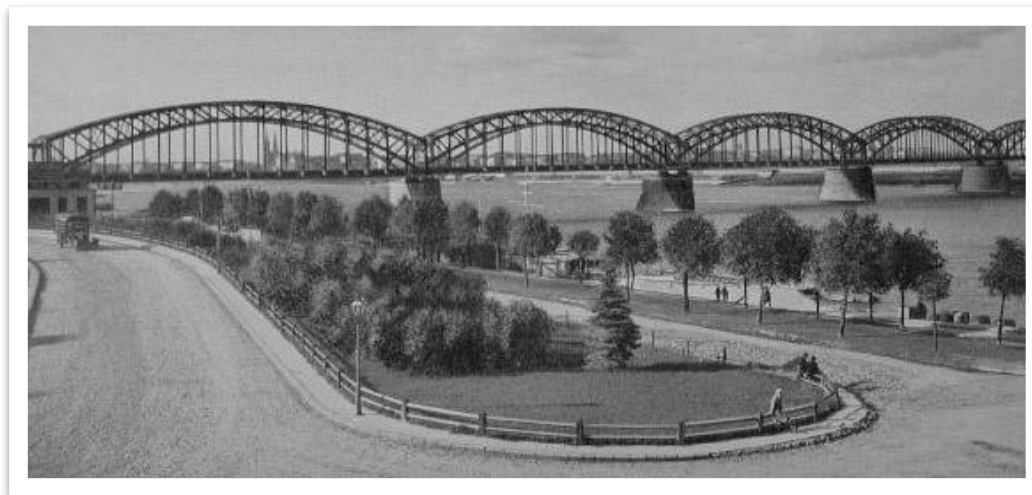


Σχήμα (2.3)  
Γέφυρα Coalbrookdale, Αγγλία

Μέχρι το 1840 το κύριο υλικό που χρησιμοποιούνταν στην κατασκευή των γεφυρών ήταν ο χυτοσίδηρος ενώ σταδιακά άρχισαν κάποια τμήματα των γεφυρών να κατασκευάζονται από σφυρήλατο σίδηρο. Έτσι ο χυτοσίδηρος αντικαταστάθηκε από τον σφυρήλατο σίδηρο ο οποίος αποτέλεσε το βασικό υλικό κατασκευής των πρώτων σιδηροδρομικών γεφυρών. Στα τέλη του 1800 ο χάλυβας άρχισε σταδιακά να αντικαθιστά με τη σειρά του τον σφυρήλατο σίδηρο με αποτέλεσμα στις αρχές του εικοστού αιώνα να τον εκτοπίσει πλήρως από την κατασκευή των γεφυρών. Σε όλο τον κόσμο οι χαλυβουργίες είχαν στραφεί στην παραγωγή χάλυβα, ενός πολύ πιο αξιόπιστου υλικού.

### 2.2.1. Γέφυρα Weichsel (1857)

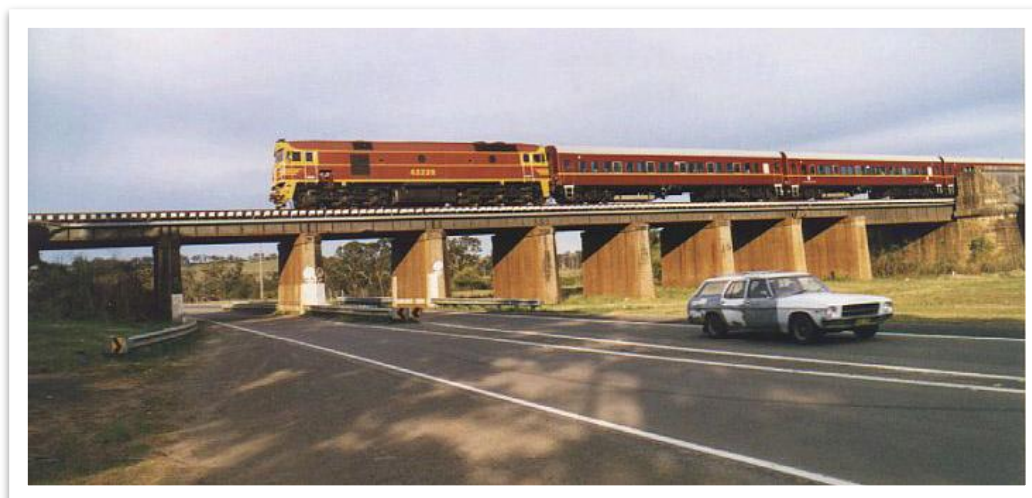
Ήταν η πρώτη σιδηροδρομική γέφυρα από σφυρήλατο σίδηρο που θα κατασκευαστεί στη Γερμανία.



Σχήμα (2.4) - Γέφυρα Weichsel, Γερμανία

### 2.2.2. Οδογέφυρα Menangle (1863)

Είναι η παλαιότερη υπάρχουσα σιδηροδρομική γέφυρα στην Αυστραλία. Έχει δύο κιβώτια από σφυρήλατο σίδηρο και αρχικά είχε τρία ίσα ανοίγματα 49.4m. Ωστόσο, αυτά τα ανοίγματα τώρα έχουν μειωθεί κατά το ήμισυ με την προσθήκη των ενδιάμεσων προβλητών ώστε η γέφυρα να φιλοξενεί βαρύτερο φορτίο.



Σχήμα (2.5) - Οδογέφυρα Menangle, Αυστραλία

### 2.2.3. Σιδηροδρομική Γέφυρα Κγτιϊοκί (1870)

Ήταν η πρώτη γέφυρα τριών ανοιγμάτων με μεταλλικό δικτύωμα που έχει κατασκευαστεί στη Φινλανδία. Αρχικά κατασκευάστηκε για έναν σιδηρόδρομο, έπειτα μετατράπηκε σε οδική το 1923, και χρησιμοποιείται ακόμα και σήμερα ως πεζογέφυρα.



Σχήμα (2.6) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Κγτιϊοκί, Φινλανδία

### 2.2.4. Γέφυρα του Μπρούκλιν (1883)

Στις Ηνωμένες Πολιτείες της Αμερικής, ήταν η πρώτη σιδερένια κρεμαστή γέφυρα που κατασκευάστηκε στον κόσμο.



Σχήμα (2.7) - Γέφυρα του Μπρούκλιν, Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής

### 2.2.5. Οδογέφυρα Garabit (1884)

Στη Γαλλία, που χτίστηκε από τον Gustav Eiffel και είναι μια από τις πρώτες τοξωτές γέφυρες από σφυρήλατο σίδηρο που έχει κατασκευαστεί στον κόσμο.



Σχήμα (2.8) - Οδογέφυρα Garabit, Γαλλία

### 2.2.6. Γέφυρα Tenryu-Gawa (1888)

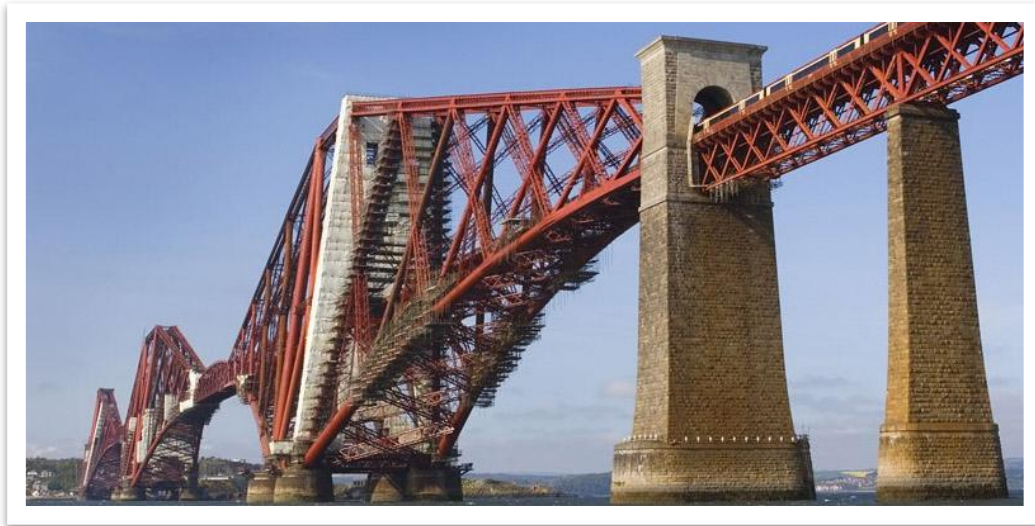
Η πρώτη σιδηροδρομική γέφυρα που κατασκευάστηκε στην Ιαπωνία από χάλυβα.



Σχήμα (2.9) - Γέφυρα Tenryu-Gawa, Ιαπωνία

### 2.2.7. Γέφυρα Forth (1890)

Η πρώτη χαλύβδινη σιδηροδρομική γέφυρα κοντά στο Εδιμβούργο, Σκωτία. Η Forth Bridge σχεδιάστηκε από τον Benjamin Baker, και χτίστηκε από τον William Arrol. Με δύο κύρια ανοίγματα των 518m ήταν η μεγαλύτερη γέφυρα του κόσμου σε έκταση κατά τη στιγμή της κατασκευής της και η πρώτη σιδηροδρομική γέφυρα με υπερκατασκευή από χάλυβα. Είναι ακόμα σε χρήση σήμερα στην κύρια γραμμή προς Εδιμβούργο - Αμπερντίν.



Σχήμα (2.10) - Γέφυρα Forth, Σκωτία

### 2.3. Γέφυρες τον 20<sup>ο</sup> Αιώνα

Στις αρχές του 1900 η χρήση της συγκόλλησης έφερε σημαντικές αλλαγές στη βιομηχανία των μεταλλικών κατασκευών σε ορισμένες χώρες, ωστόσο οι πρώτες συγκολλήσεις εμφανίστηκαν το 1960. Από τη δεκαετία του 1930 όλο και περισσότερες μεγάλες γέφυρες κατασκευάζονται εξολοκλήρου από χάλυβα. Αξιοσημείωτα παραδείγματα είναι τα εξής:

### 2.3.1. Γέφυρα Τζορτζ Ουάσινγκτον (1931)

Στις Ηνωμένες Πολιτείες της Αμερικής, πρόκειται για μια κρεμαστή γέφυρα που βρίσκεται πάνω από τον ποταμό Hudson. Είναι μια οδική γέφυρα που αποτελείται από 8 λωρίδες κυκλοφορίας οχημάτων και δύο πεζοδρόμια.



Σχήμα (2.11) - Γέφυρα Τζορτζ Ουάσινγκτον, Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής

### 2.3.2. Γέφυρα Sydney Harbour (1932)

Πρόκειται για μια τοξωτή γέφυρα στην Αυστραλία. Αποτελείται από δύο τόξα που το καθένα έχει μήκος 503 μέτρα και μέγιστο ύψος 134 μέτρα από τη στάθμη της θάλασσας.

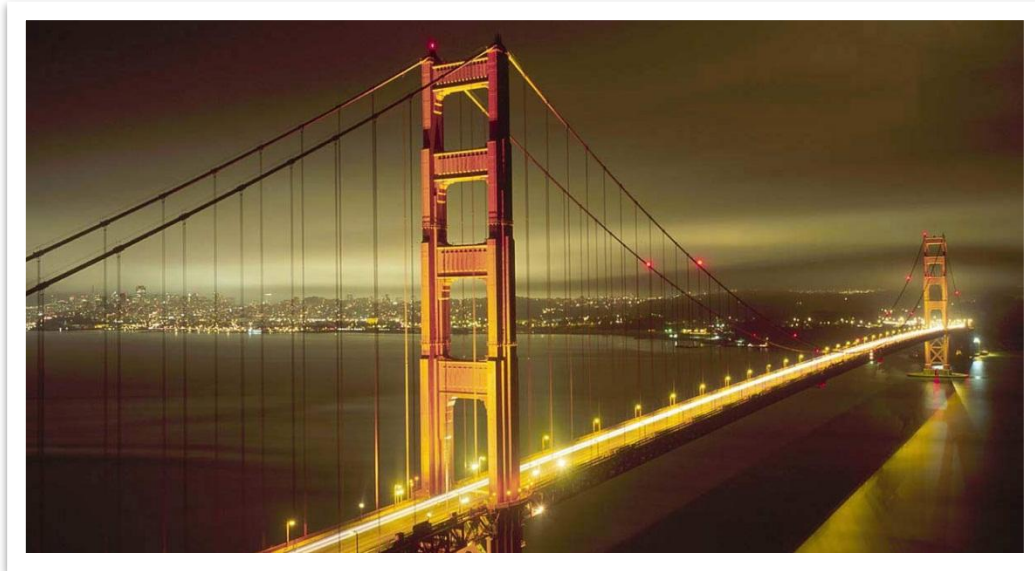


Σχήμα (2.12) - Γέφυρα Sydney Harbour, Αυστραλία



### 2.3.3. Κρεμαστή Γέφυρα Χρυσή Πύλη (1937)

Στο Σαν Φρανσίσκο, ΗΠΑ. Είναι μια οδική γέφυρα μήκους 2,7 χιλιομέτρων και πλάτους 27,4 μέτρα. Το μέγιστο ύψος της είναι τα 230 μέτρα και θεωρείται ένα από τα σύγχρονα θαύματα του κόσμου.



Σχήμα (2.13) - Κρεμαστή Γέφυρα Χρυσή Πύλη, Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής

### 2.3.4. Γέφυρα Severn (1966)

Στο Μπρίστολ, Ηνωμένο Βασίλειο. Πρόκειται για μια κρεμαστή οδική γέφυρα μήκους 1600 μέτρων. Το κεντρικό άνοιγμα μεταξύ των δύο πύργων που την υποστηρίζουν, έχει μήκος 988 μέτρα. Το ασυνήθιστο στη γέφυρα αυτή είναι ο τρόπος ανάρτησης των καλωδίων. Τα καλώδια δε διατάσσονται κατακόρυφα όπως στις περισσότερες γέφυρες αλλά σχηματίζουν ζιγκ ζαγκ.



Σχήμα (2.14) - Γέφυρα Severn, Ηνωμένο Βασίλειο

## 2.4. Σύμμικτες Γέφυρες

Από τη δεκαετία του 1950 μέχρι τη δεκαετία του 1980 κατά την κύρια περίοδο της κατασκευής αυτοκινητοδρόμων του Ηνωμένου Βασιλείου, τα μικρά ανοίγματα, καθώς και οι τριγύρω χώροι πρασίνου ευνόησαν τη χρήση του σκυροδέματος. Ωστόσο, από τη δεκαετία του 1980, οι κατασκευαστικές στο Ηνωμένο Βασίλειο επένδυσαν σημαντικά ποσά στον τομέα της αυτοματοποίησης με σκοπό τη μείωση του κόστους. Η παραγωγή μεγάλου αριθμού γερανών σημαντικής ανυψωτικής ικανότητας επέτρεψε την προκατασκευή μεγάλων τμημάτων μειώνοντας το χρόνο ανέγερσης στο ελάχιστο δυνατό. Αυτό, σε συνδυασμό με την ανάγκη να κατασκευαστούν γέφυρες σε δύσκολες συνθήκες έκανε τον χάλυβα πολύ πιο ανταγωνιστικό σε κατασκευές με μικρά και μεσαία ανοίγματα.

Για την καλύτερη αξιοποίηση του σκυροδέματος και του χάλυβα μαζί οι σύμμικτες κατασκευές φάνηκαν να είναι η οικονομικότερη και ιδανικότερη λύση για ανοίγματα έως 65m. Η συστηματική χρήση σύμμικτων στοιχείων σε οικοδομικά έργα ξεκίνησε από την Ιαπωνία όπου ήδη από τη δεκαετία του 1930 και μέχρι τη δεκαετία του 1970 ηλωτές δικτυωτές δοκοί και ηλωτά υποστυλώματα εγκιβωτίζονταν σε σκυρόδεμα. Η σύμμικτη κατασκευή αναπτύσσεται αμέσως μετά τον Β΄ Παγκόσμιο πόλεμο λόγω της έλλειψης και του μεγάλου κόστους του σκυροδέματος. Τη δεκαετία του 1950 αρχίζει η συστηματική ανέγερση σύμμικτων γεφυρών μεσαίου και μεγάλου ανοίγματος με βασική αρχή σχεδιασμού την οικονομία του υλικού. Οι σημερινές σύμμικτες γέφυρες είναι πιο συμπαγείς και απλές με λιγότερες νευρώσεις, συνδέσμους και διαδοκίδες με στόχο τη μείωση του συνολικού κόστους.



Σχήμα (2.15) - Σύμμικτη Γέφυρα Fred Hartman, Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής

## Κεφάλαιο 3 – Σιδηροδρομικές Γέφυρες στο Κόσμο

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω μια κατηγορία γεφυρών είναι οι σιδηροδρομικές γέφυρες, γέφυρες δηλαδή που εξυπηρετούν αποκλειστικά τις ανάγκες του σιδηροδρομικού δικτύου. Η σιδηροδρομική γραμμή αποτελείται από δύο χαλύβδινες σιδηροτροχιές, τοποθετημένες σε στρωτήρες. Το κατάστρωμα της γραμμής, ανάλογα με τις απαιτήσεις και τη μορφολογία του εδάφους ποικίλλει. Για να κατανεμηθεί το φορτίο των συρμών στο έδαφος, οι τροχιές στερεώνονται στους στρωτήρες, που τοποθετούνται πάνω σε υποστηρίγματα από στρώμα λίθων, σε κατάλληλο πάχος. Οι στρωτήρες είναι φτιαγμένοι από ξύλο πρίνου, βελανιδιάς ή οξιάς, εμβαπτισμένο σε αντισηπτικές ουσίες. Πλάτος μιας γραμμής είναι η απόσταση μεταξύ των κεφαλών των σιδηροτροχιών. Λειτουργούν δίκτυα με 30 περίπου διαφορετικά πλάτη από 0,600 m μέχρι 1,676 m. Για να διατηρηθεί η μεγάλη ταχύτητα και στις καμπύλες επιβάλλεται η εξωτερική γραμμή να βρίσκεται πιο ψηλά από την εσωτερική για να εξουδετερωθούν τα αποτελέσματα της φυγόκεντρης δύναμης. Η μέγιστη υπερύψωση όμως δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 22 εκ.

Το East Kent Railway έχτισε την πρώτη σιδηροδρομική γέφυρα, η οποία εγκαινιάστηκε στις 29 Μαρτίου 1858, και αποτελούσε τμήμα της γραμμής Strood - Chatham. Σχεδιάστηκε και κατασκευάστηκε από τον Joseph Cubitt, και είχε τέσσερα ανοίγματα. Η γέφυρα αποτελούνταν από σιδερένιους δοκούς που εδράζονταν σε μεσόβαθρα από τοιχοποιία, είχαν συνολικό μήκος 600 μέτρα και ζύγισαν 700 τόνους. Ο σιδηρόδρομος Stockton και Darlington (S & DR) στη βόρειο-ανατολική Αγγλία αποτέλεσε την πρώτη δημόσια αναφορά σιδηροδρομικής μεταφοράς επιβατών στον κόσμο. Οι υποδομές της γραμμής περιελάμβαναν και μία από τις πρώτες



Σχήμα (3.1) - Joseph Cubitt



Σχήμα (3.2) - Γέφυρα Skerne, Αγγλία

σιδηροδρομικές γέφυρες αυτή στο Skerne του Ντάρλινγκτον η οποία σήμερα κατέχει το ρεκόρ της παλαιότερης ενεργούς σιδηροδρομικής γέφυρας. Είναι σχεδιασμένη από τον αρχιτέκτονα Ignacio Bonomi, ο οποίος είναι γνωστός και ως ο «πρώτος αρχιτέκτονας για τους σιδηροδρόμους».

Η πρώτη σιδηροδρομική γέφυρα που διασχίζει το ποταμό Τάμεση, σχεδιάστηκε από τον John Fowler το 1860, ήταν η Pimlico Rail Bridge και αποτελεί τον πρόδρομο για την ανάπτυξη του μετρό στην Αγγλία. Η πρώτη σιδηροδρομική γέφυρα κατασκευασμένη εξολοκλήρου από χάλυβα είναι η Forth Bridge στη Σκωτία που κατασκευάστηκε το 1890 και η μεγαλύτερη σιδηροδρομική γέφυρα στον κόσμο είναι η γέφυρα Binhai που βρίσκεται στην Κίνα, με συνολικό μήκος 25.800 μέτρα. Τέλος παγκοσμίως η ψηλότερη σιδηροδρομική γέφυρα βρίσκεται στη Γαλλία πάνω από τον ποταμό Torne με ύψος 343 μέτρα αλλά θα διατηρήσει τα πρωτεία της μέχρι την ολοκλήρωση της κατασκευής της γέφυρας στο Jammu στην Ινδία με ύψος 359 μέτρα που βρίσκεται πάνω από το ποταμό Chenab.



Σχήμα (3.3) - Γέφυρα Binhai, Κίνα

### 3.1. Θεαματικές Κατασκευές

Με την τεχνολογική πρόοδο του τελευταίου αιώνα, υπήρξε μια τεράστια ώθηση στον κατασκευαστικό τομέα και οι παρακάτω σιδηροδρομικές γέφυρες από όλο τον κόσμο μπορούν να χαρακτηριστούν ως θαύματα της μηχανικής.

#### 3.1.1. Σιδηροδρομική Γέφυρα Kew

Η σιδηροδρομική γέφυρα Kew (Kew Railway Bridge) που εκτείνεται πάνω από το ποταμό Τάμεση αποτελείται από 5 πλέγματα δοκών από χάλυβα μήκους 35 μέτρων το καθένα.



Σχήμα (3.4) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Kew, Αγγλία

### 3.1.2. Σιδηροδρομική Γέφυρα Hararanda – Tornio

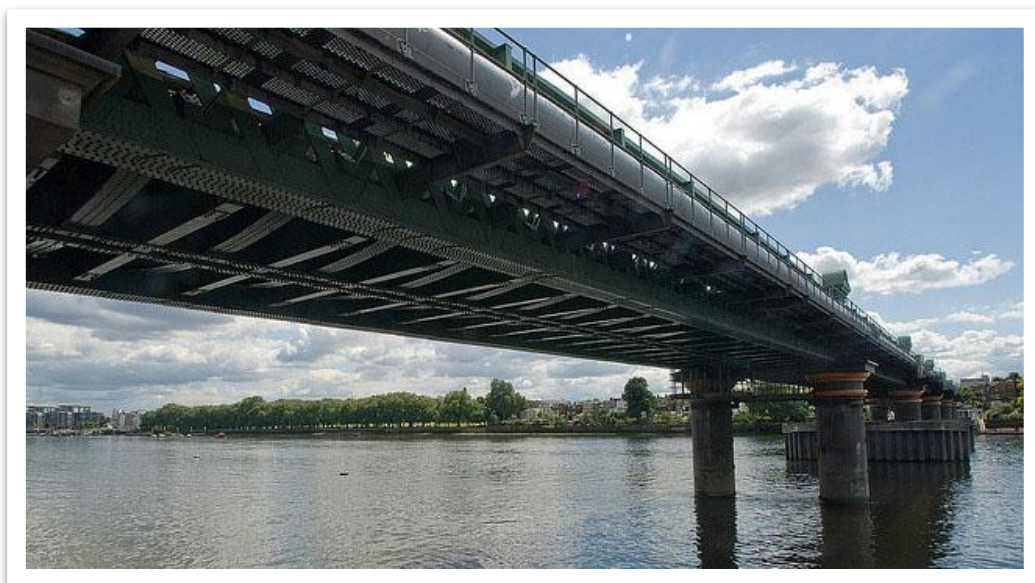
Η μόνη άμεσου σημείου διέλευσης σιδηροδρόμων μεταξύ της Σουηδίας και Φινλανδίας είναι αυτή η γέφυρα που βρίσκεται μεταξύ Hararanda στη Σουηδία & Τόρνιο στη Φινλανδία.



Σχήμα (3.5) - Γέφυρα Hararanda – Tornio, Σουηδία – Φινλανδία

### 3.1.3. Σιδηροδρομική Γέφυρα Fulham

Η γέφυρα Fulham (Fulham Rail Bridge) έχει μήκος 418 μέτρα και είναι πέντε ανοιγμάτων.



Σχήμα (3.6) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Fulham, Αγγλία

### 3.1.4. Σιδηροδρομική Γέφυρα Tay

Η γέφυρα του Tay (Tay Rail Bridge) είναι μια σιδηροδρομική γέφυρα περίπου δύο μίλια και ένα τέταρτο και εκτείνεται μεταξύ της πόλης του Νταντί και του προαστίου της Wormit.



Σχήμα (3.7) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Tay, Σκωτία

### 3.1.5. Σιδηροδρομική Γέφυρα Richmond

Η γέφυρα Richmond (Richmond Rail Bridge) βρίσκεται στο κέντρο της πόλης Ρίτσμοντ, στα περίχωρα του Λονδίνου.



Σχήμα (3.8) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Richmond, Αγγλία

### 3.1.6. Σιδηροδρομική Γέφυρα Hohenzollern

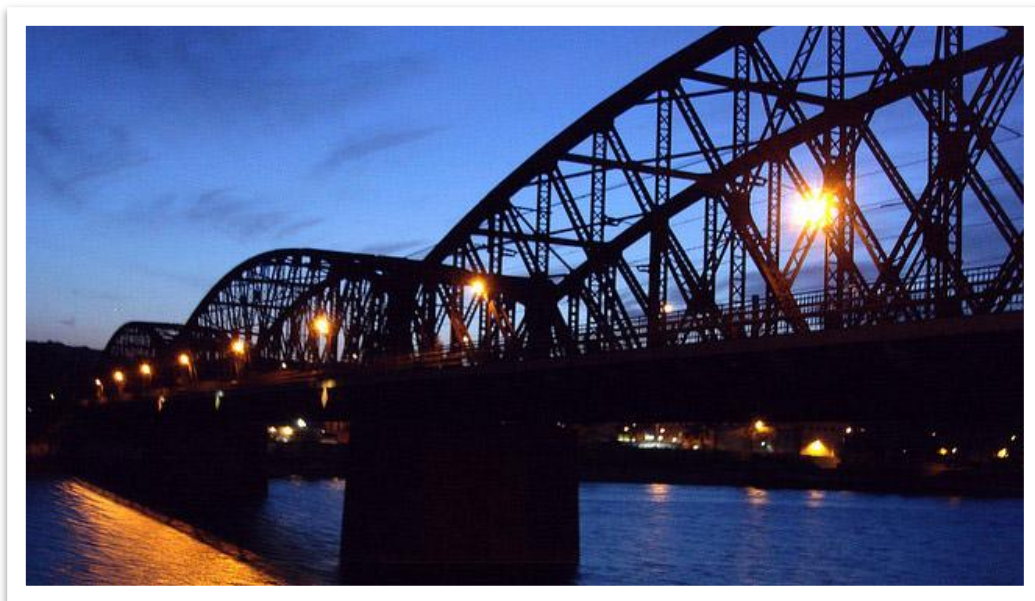
Η γέφυρα Hohenzollern (Hohenzollern Brücke) βρίσκεται πάνω από τον ποταμό Ρήνο, στη γερμανική πόλη της Κολωνίας.



Σχήμα (3.9) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Hohenzollern, Γερμανία

### 3.1.7. Σιδηροδρομική Γέφυρα ποταμού Veltava

Σιδηροδρομική γέφυρα πάνω από το ποτάμι Veltava, στη Πράγα στη Τσεχία.



Σχήμα (3.10) - Σιδηροδρομική Γέφυρα ποταμού Veltava, Τσεχία

## Κεφάλαιο 4 – Σιδηροδρομικές Γέφυρες στην Ελλάδα

Στον Ελληνικό χώρο, μεταλλικές γέφυρες κατασκευάζονται μετά το 1884 και συνδέονται αποκλειστικά σχεδόν με την δημιουργία του Σιδηροδρομικού δικτύου. Στην Πελοπόννησο οι γνωστότερες μεταλλικές σιδηροδρομικές γέφυρες είναι η κοιλαδογέφυρα του Αχλαδόκαμπου, της διώρυγας της Κορίνθου, του Βουραϊκού και του Αλφειού στην Ηλεία.



Σχήμα (4.1) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Διώρυγας Κορίνθου

### 4.1. Η Πρώτη Σιδηροδρομική Γέφυρα

Η πρώτη σιδηροδρομική γέφυρα στην Ελλάδα είναι αυτή του ποταμού Αλφειού, κοντά στην Αλφειούσα, κατασκευάζεται μεταλλική, με έξι συνολικά ανοίγματα, καθαρού μήκους 50 m το καθένα. Το συνολικό μήκος της γέφυρας είναι 313,90 m. Ο φορέας της γέφυρας, είναι έξι διπλά ημipαραβολικά τόξα, αμφιέριστα (με δύο σημεία στήριξης), εδραζόμενα σε δύο ακρόβαθρα και πέντε μεσόβαθρα. Το συνολικό ύψος των βάθρων, που κατασκευάζονται από σκυρόδεμα, είναι 11,65 m, από το οποίο το τμήμα των 6,0 m περίπου βρίσκεται κάτω από τον πυθμένα του ποταμού. Το ελεύθερο διάκενο, μεταξύ των παραβολικών τόξων για την διέλευση των συρμών είναι μόλις 3,90 μέτρα. Η γέφυρα κατασκευάζεται καθαρά για την διέλευση μόνο αμαξοστοιχιών και γι' αυτό δεν έχει δάπεδο στο επίπεδο των στρωτήρων της. Τον Σεπτέμβριο 1902 ολοκληρώνεται και λειτουργεί η Σ.Γ. Πύργου - Κυπαρισσίας. Η γέφυρα του Αλφειού, πέρα από τα τρένα, επιτρέπει και την διέλευση τολμηρών ανθρώπων, που ακροβατούν στους στρωτήρες της γραμμής για να περάσουν απέναντι, ενώ κάτω από τα πόδια τους κυλά απειλητικό το ποτάμι. Ο σιδηρόδρομος αλλάζει οριστικά τον τρόπο μεταφοράς των κατοίκων της επαρχίας με θετικές επιπτώσεις στην οικονομική και κοινωνική ζωή του τόπου.



Σχήμα (4.2) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Ποταμού Αλφειού



## 4.2. Ιστορικές Σιδηροδρομικές Γέφυρες

Η γνωστή και από την ιστορία της Ελλάδας, κατά τον δεύτερο Παγκόσμιο Πόλεμο, γέφυρα του Γοργοποτάμου, αποτελεί μία από τις πρώτες σιδηροδρομικές γέφυρες στην Ελλάδα που κατασκευάστηκε εν μέσω πολλών δυσκολιών το 1905. Η γέφυρα ανατινάχτηκε 2 φορές και ανακατασκευάστηκε με τη σημερινή της μορφή το 1948 και έχει μήκος 211 μέτρα και ύψος 30 μέτρα.



**Σχήμα (4.3)**  
**Η Σιδηροδρομική Γέφυρα του Γοργοποτάμου μετά από ανατίναξη**

Στα τέλη του 19ου αιώνα, στα πλαίσια της πολιτικής του Χαρίλαου Τρικούπη περί σιδηροδρόμων, κατασκευάστηκε το Θεσσαλικό δίκτυο (πλάτους 1 μέτρου) που συνέδεε το λιμάνι του Βόλου με το Βελεστίνο και στη συνέχεια με τη Λάρισα, τα Φάρσαλα, τη Καρδίτσα, τα Τρίκαλα και τη Καλαμπάκα. Τα συμβόλαια υπεγράφησαν με το Ελληνικό Δημόσιο το 1895. Για τις ανάγκες του έργου κατασκευάστηκαν, μεταξύ άλλων, εννέα γέφυρες (οκτώ λίθινες και μια μεταλλική), δυο σήραγγες και μεγάλος αριθμός έργων αντιστήριξης. Ιδιαίτερη μνεία χρήζει η σπάνια στο είδος της μεταλλική γέφυρα πάνω από τον χείμαρρο Ταξιάρχη, όπου οι γραμμές σχηματίζουν καμπύλη επάνω στον ευθύγραμμο φορέα της γέφυρας. Σήμερα η γέφυρα είναι γνωστή ως γέφυρα "Ντε Κίρικο" προς τιμήν του Ιταλού σχεδιαστή της. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι μια άλλη γέφυρα, η γέφυρα του Βρυχώνα (κατασκευής 1917) είναι η πρώτη γέφυρα στην Ελλάδα που κατασκευάστηκε από οπλισμένο σκυρόδεμα (μπετόν).

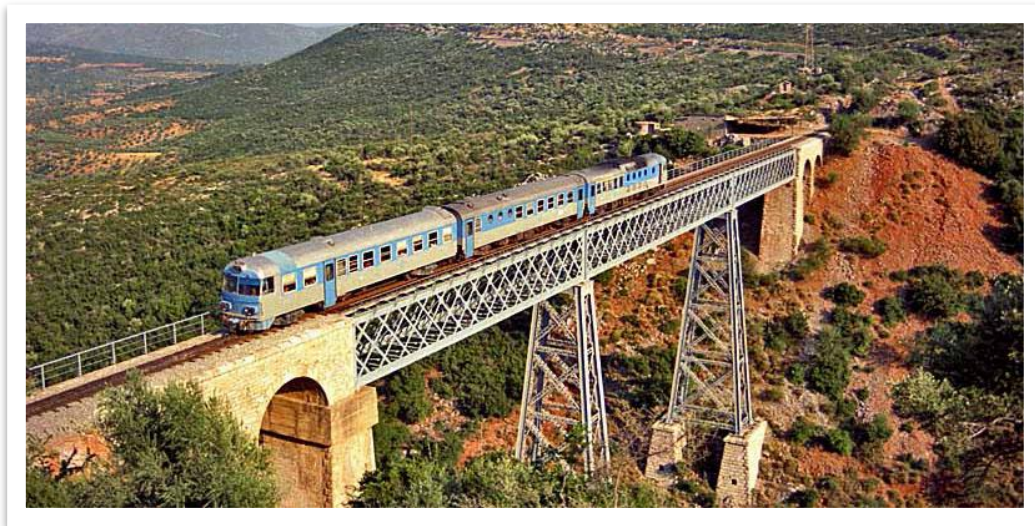


**Σχήμα (4.4)**  
**Σιδηροδρομική Γέφυρα Ντε Κίρικο**

Γεγονός θα αποτελεί σύντομα η μεγαλύτερη σιδηροδρομική γέφυρα στην Ελλάδα, μήκους 800 μέτρων, πλάτους 14 μέτρων και ύψους 40 μέτρων, η οποία θα διασχίζει τον Αξιόποταμο και θα αποτελεί τμήμα του σιδηροδρομικού άξονα Πατρών-Αθηνών-Θεσσαλονίκης-Ειδομένης. Ο φορέας της γέφυρας, που κατασκευάστηκε με την καινοτόμο μέθοδο του "αυτοπροωθούμενου ικριώματος", λόγω του μεγάλου ύψους των βάθρων της (36-40 μετρα), ολοκληρώθηκε ήδη και απομένει το στρώσιμο των ραγών και συμπληρωματικές εργασίες.

### 4.3. Διάφορες Σιδηροδρομικές Γέφυρες της Ελλάδας

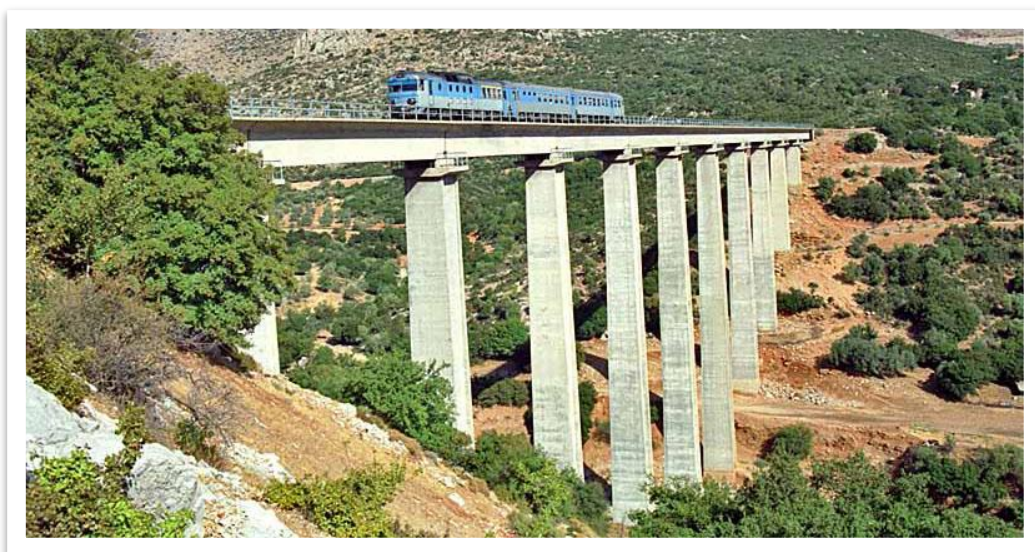
#### 4.3.1. Σιδηροδρομική Γέφυρα Παρθενίου



Σχήμα (4.5) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Παρθενίου

#### 4.3.2. Σιδηροδρομική Γέφυρα Αχλαδόκαμπου

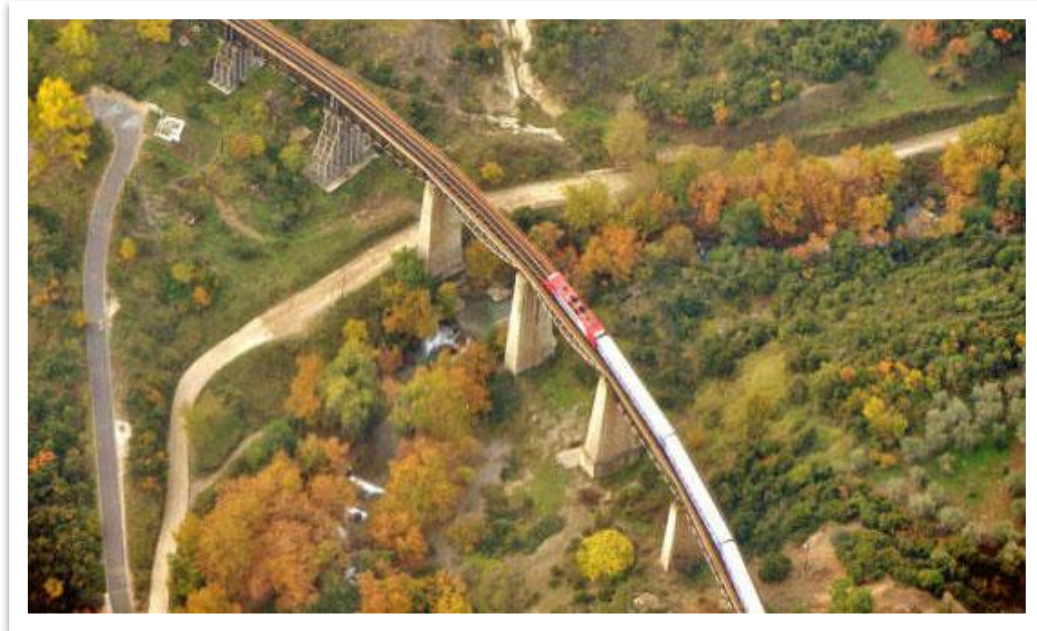
Η μεγαλύτερη σε μήκος στη Πελοπόννησο.



Σχήμα (4.6) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Αχλαδόκαμπου

### 4.3.3. Σιδηροδρομική Γέφυρα Γοργοποτάμου

Η σιδηροδρομική γέφυρα του Γοργοποτάμου στη σημερινή της μορφή.



Σχήμα (4.7) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Γοργοποτάμου

### 4.3.4. Σιδηροδρομική Γέφυρα Αγγελόκαστρου



Σχήμα (4.8) - Σιδηροδρομική Γέφυρα Αγγελόκαστρου

## Κεφάλαιο 5 – Κανονιστικές Διατάξεις για Σχεδιασμό και Κατασκευή Σιδηροδρομικής Γέφυρας

### 5.1. Κανονισμοί

Η μελέτη και εκτέλεση έργων από χάλυβα προδιαγράφεται σε επίπεδο ευρωπαϊκό από μια σειρά κανονισμών, προτύπων και προδιαγραφών των ευρωπαϊκών προτύπων EN (Euronorm). Ορισμένα κείμενα από αυτά δεν έχουν οριστικοποιηθεί ακόμα και αποτελούν δοκιμαστικά πρότυπα ENV. Θέματα που αφορούν τη κυρίως μελέτη αποτελούν αντικείμενο της σειράς του Ευρωκώδικα 3, EN1993.

Ο Ευρωκώδικας 3 αποτελείται από έναν κεντρικό πυρήνα και μια περιφέρεια. Ο κεντρικός πυρήνας περιλαμβάνει κείμενα γενικής εφαρμογής π.χ. αντοχή, ευστάθεια, κόπωση, πυρκαγιά και η περιφέρεια περιλαμβάνει μέρη για συγκεκριμένους τύπους έργων π.χ. κτίρια, γέφυρες, σιλό κτλ. Ο EN1993-2 δίνει μια γενική βάση για το δομικό σχεδιασμό των γεφυρών από χάλυβα και των χαλύβδινων τμημάτων των σύμμικτων γεφυρών. Επίσης παραθέτει διατάξεις που συμπληρώνουν, τροποποιούν και αντικαθιστούν αντίστοιχες που αναγράφονται στον EN1993-1. Τα κριτήρια σχεδιασμού για σύμμικτες γέφυρες καλύπτονται στο πρότυπο EN1994-2. Οι ειδικές απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού δεν καλύπτονται από το EN1993-2 και αναφέρονται στον EN1998 ο οποίος συμπληρώνει και τροποποιεί τους κανόνες του EN1993-2. Το πρότυπο EN1993-2 ασχολείται μόνο με την αντοχή και τη λειτουργικότητα των γεφυρών. Επίσης υποδεικνύει την ποιότητα των δομικών υλικών σύμφωνα με τις βασικές αρχές σχεδιασμού των γεφυρών. Επίσης η κόπωση προδιαγράφεται από το μέρος 1-9 (EN1993-1-9). Τέλος σημειώνεται ότι πλην των Ευρωκωδίκων υπάρχουν άλλοι ευρωπαϊκοί κανονισμοί που προδιαγράφουν θέματα ποιότητας των υλικών, εργοστασιακής εκτέλεσης, ανέγερσης, κατασκευαστικών ανοχών, πειραματικών δοκιμών προς πιστοποίηση της ποιότητας του υλικού κ.τ.λ.

## 5.2. Βάσεις Σχεδιασμού Γεφυρών

Σκοπός του σχεδιασμού των γεφυρών είναι ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων των μελών του φορέα και ο έλεγχος ότι η ένταση και οι παραμορφώσεις βρίσκονται εντός των αποδεκτών ορίων. Για να εξασφαλιστεί η ανθεκτικότητα των γεφυρών, σχεδιάζονται με σκοπό την ελαχιστοποίηση των καταστροφών λόγω παραμορφώσεων κόπωσης και φθοράς και την εμφάνιση τυχαίων δράσεων κατά τη διάρκεια ζωής τους. Διάρκεια ζωής είναι το χρονικό διάστημα για το οποίο η γέφυρα χρησιμοποιείται για τον επιδιωκόμενο σκοπό της με τη προβλεπόμενη συντήρηση και χωρίς να χρειάζεται σημαντικές επισκευές. Τυπική διάρκεια ζωής μιας γέφυρας συνήθως θεωρούνται τα 100 έτη. Τα μέρη της κατασκευής στα οποία συνδέονται προστατευτικά κιγκλιδώματα ή στηθαία πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε οι πλαστικές παραμορφώσεις αυτών να μην επηρεάζουν τη συνολική κατασκευή. Για την αποκατάσταση συνέχειας των γεφυρών χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας B, C πριτσίνια ή συγκόλληση για τη πρόσληψη ολίσθησης.

Επίσης ο σχεδιασμός της γέφυρας πρέπει να εξασφαλίζει ότι όταν επέλθει βλάβη σε κάποιο συστατικό της, όπως για παράδειγμα σε κάποιο εφέδρανο, σε κάποιο καλώδιο λόγω κάποιας τυχηματικής δράσης, η υπόλοιπη δομή θα συνεχίσει να υφίσταται και να μπορεί να αντέξει για τον συνδυασμό αυτής της τυχηματικής δράσης. Σημαντικό είναι να ληφθούν υπόψη τα αποτελέσματα της φθοράς, της διάβρωσης και της κόπωσης του υλικού πράγμα που επιτυγχάνεται με τη σωστή επιλογή δομικών υλικών και συστήματος προστασίας (EN1993-1-9).

## 5.3. Δράσεις

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα για να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. 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 υπέρβασης τους, ονομάζονται δε χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων.

### 5.3.1. Κατάταξη Δράσεων

Δράσεις για τον σχεδιασμό των γεφυρών λαμβάνονται από το πρότυπο EN1991 και συνδυασμοί δράσεων στο παράρτημα A2 του προτύπου EN1990. Οι δράσεις επί των γεφυρών, πλην σεισμού, ανάλογα με τη μεταβολή τους ως προς το χρόνο διακρίνονται σε:

- μόνιμες δράσεις, μεγάλη διάρκεια εφαρμογής.
- μεταβλητές δράσεις, μικρή διάρκεια εφαρμογής.
- τυχηματικές δράσεις, στιγμιαία διάρκεια εφαρμογής.

Βάσει της προέλευσης τους διακρίνονται σε:

- άμεσες δράσεις στις οποίες ανήκουν τα επιβαλλόμενα φορτία όπως τα ίδια βάρη, τα λοιπά μόνιμα φορτία, η κυκλοφορία.
- έμμεσες δράσεις στις οποίες ανήκουν οι καθιζήσεις, η θερμοκρασία, ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης.

Βάσει της χωρικής τους μεταβολής διακρίνονται σε:

- σταθερές δράσεις.
- ελεύθερες δράσεις.

Βάσει της φύσης τους και της απόκρισης της κατασκευής διακρίνονται σε:

- στατικές δράσεις.
- δυναμικές δράσεις.

## 5.4. Οριακές Καταστάσεις και Έλεγχοι Έναντι Αυτών

Οι ευρωπαϊκοί κανονισμοί προσδιορίζουν διάφορες οριακές καταστάσεις έναντι των οποίων πρέπει να γίνονται οι διάφοροι έλεγχοι του φορέα του έργου. Έχουν επικρατήσει οι θεωρίες δύο οριακών καταστάσεων:

### 5.4.1. Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων και την ασφάλεια του έργου. Ανάλογα με την περίπτωση ελέγχονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις αστοχίας:

- **EQU:** απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος.
- **STR:** εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών του όπως υποστυλωμάτων, δοκών, πέδινων, πασσάλων κ.τ.λ.
- **GEO:** αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του εδάφους.
- **FAT:** αστοχία λόγω κόπωσης του φορέα ή των δομικών μελών.

Η γενική μορφή της ανίσωσης ελέγχου γράφεται:

$$E_d \leq R_d$$

\*  $E_d$  = τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων.

\*  $R_d$  = τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης.

Οι συνδυασμοί των αποτελεσμάτων των δράσεων  $E_d$ , συνοψίζονται στον πίνακα (5.1) και οι συντελεστές  $\gamma$  και  $\psi_0$  για σιδηροδρομικές γέφυρες στον πίνακα (5.2).

Συνδυασμοί Δράσεων	
Βασικοί	$\Sigma \gamma_G * G_K + \gamma_P * P_K + \gamma_Q * Q_K + \Sigma \gamma_{Qi} * \psi_0 * Q_K$
Τυχηματικοί	$\Sigma \gamma_{GA} * G_K + \gamma_{PA} * P_K + A_d + \psi_{11} * Q_{K1} + \Sigma \psi_2 * Q_K$
Σεισμικοί	$\Sigma G_K + P_K + \gamma_1 * A_{ed} + \psi_2 * Q_K + Q_2$

Πίνακας (5.1) - Συνδυασμοί Δράσεων για Ο.Κ.Α.

Δράσεις		Επίδραση		Συντελεστής $\psi_0$
		Ευμενής	Δυσμενής	
Μόνιμες	$\gamma_G$	1,0	1,35	-
Συστολή ξήρανσης	$\gamma_s$	1,0	1,0	(μόνιμη δράση)
Φορτία κυκλοφορίας	$\gamma_Q$	0	1,45	TS:0.75 UDL:0.40
Προένταση με υποχώρηση στηρίξεων	$\gamma_P$	1,0	1,1	(μόνιμη δράση)
Καθιζήσεις	$\gamma_Q$	0	1,0	0
Θερμοκρασία	$\gamma_Q$	0	1,5	$0^2$ ή $0,6^3$
Άνεμος	$\gamma_Q$	0	1,5	0,3

Πίνακας (5.2) - Συντελεστές Δράσεων για Ο.Κ.Α.

Οι τιμές σχεδιασμού των αντιστάσεων  $R_d$  προσδιορίζονται με εφαρμογή κατάλληλων επιμέρους συντελεστών ασφαλείας  $\gamma_M$  που δίνονται στον πίνακα (5.3)

Οριακή κατάσταση	Δομικός χάλυβας $\gamma_a$	Χάλυβας σκυροδέματος $\gamma_s$	Σκυρόδεμα $\gamma_c$	Διατμητικοί ύλοι $\gamma_v$
Ο.Κ.Α.	1,1	1,15	1,5	1,25
Ο.Κ.Λ.	1,0	1,0	1,0	1,25

Πίνακας (5.3) - Συντελεστές Ασφαλείας

#### 5.4.1.1. Έλεγχοι Διατομών Κατηγορίας 3

Ο έλεγχος διατομών κατηγορίας 3 γίνεται σε επίπεδο τάσεων και όχι σε επίπεδο εντατικών μεγεθών, όπως στη κατηγορία 1 και 2. Επομένως υπολογίζονται οι τάσεις λαμβάνοντας υπόψη τις φάσεις κατασκευής. Ως κριτήριο ελέγχου χρησιμοποιείται η μη υπέρβαση της οριακής τάσης σε καμιά ίνα της διατομής με το οποίο εξασφαλίζεται η μη πλαστικοποίησή της. Για ταυτόχρονη επιρροή ορθών και διατμητικών τάσεων ελέγχεται η ισοδύναμη τάση  $\sigma_v$  von Mises. Οι σχέσεις ελέγχου διατομών κατηγορίας 3 φαίνονται παρακάτω:

$$\text{για το σκυρόδεμα: } \sigma_{cEd} \leq 0.85 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\text{για το δομικό χάλυβα: } \sigma_{aEd} \leq \frac{f_{yk}}{1.0}$$

$$\tau_{ED} \leq \tau_{RD}$$

$$\text{von Mises: } \sqrt{\left(\frac{\sigma_{ed}}{f_{yd}}\right)^2 + 3 * \left(\frac{\tau_{ed}}{\tau_{rd}}\right)^2} \leq 1.00$$

$$\text{για τον σπλισμό: } \sigma_{sEd} \leq \frac{f_{sk}}{1.15}$$

#### 5.4.1.2. Έλεγχοι Διατομών Κατηγορίας 4

Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες ορισμένα τοιχώματα αναπτύσσουν λόγω κύρτωσης οριακές τάσεις  $\rho_c * f_{yd}$  μικρότερες από το όριο διαρροής κατα τον μειωτικό συντελεστή  $\rho_c$ . Ο προσδιορισμός του συντελεστή γίνεται όπως σε όλα τα προβλήματα ευστάθειας. Ο έλεγχος των διατομών κατηγορίας 4 μπορεί να γίνει με τη μέθοδο περιορισμού των τάσεων που προσδιορίζονται οι μειωτικοί συντελεστές κάθε τοιχώματος ξεχωριστά και την μέθοδο των ενεργών διατομών όπου οι τάσεις περιορίζονται με βάση το



ασθενέστερο τοίχωμα στο οποίο εμφανίζεται ο μικρότερος συντελεστής κύρτωσης. Τα κριτήρια ελέγχου με τις δύο προτεινόμενες μεθόδους δίνονται στον πίνακα (5.4).

	Μέθοδος περιορισμού τάσεων	Μέθοδος ενεργού διατομής
Κριτήριο ελέγχου	$\sigma_{ED} \leq \min \rho_{ci} * f_{yd}$ * στην πλήρη διατομή	$\sigma_{ED} \leq \min \rho_{ci} * f_{yd}$ * στην ενεργό διατομή
Οριακή αξονική δύναμη	$N_{Rd} = \min \rho_{ci} * A * f_{yd}$	$N_{Rd} = A_{eff} * f_{yd}$

Πίνακας (5.4) - Μέθοδοι Ελέγχου Διατομών

#### 5.4.2. Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας σχετίζονται με:

- τη λειτουργία ενός φορέα ή ενός δομικού μέλους υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης.
- την άνεση των χρηστών.
- την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών.

και αφορούν :

- τη διατμητική σύνδεση.
- τις παραμορφώσεις.
- τις ταλαντώσεις.

Η γενική μορφή της ανίσωσης ελέγχου γράφεται:

$$E_d \leq C_d$$

\*  $E_d$  = τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας.

\*  $C_d$  = οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας.

Οι συνδυασμοί δράσεων στην Ο.Κ.Λ. δίνονται στον πίνακα (5.5)

Τύπος συνδυασμού	Συνδυασμός	Πεδίο εφαρμογής
Συχνός	$\Sigma G_K + P_K + \psi_{11} * Q_{K1} + \Sigma \psi_2 * Q_K$	Περιορισμός ρηγματώσης
Μη συχνός	$\Sigma G_K + P_K + \psi_{1'} * Q_{K1} + \Sigma \psi_1 * Q_K$	Περιορισμός τάσεων οπλισμών
Οιονεί μόνιμος	$\Sigma G_K + P_K + \Sigma \psi_2 * Q_K$	Περιορισμός τάσεων σκυροδέματος

Πίνακας (5.5) - Συνδυασμοί Δράσεων για Ο.Κ.Λ.

### 5.4.2.1. Έλεγχοι Περιορισμού Τάσεων

Οι έλεγχοι περιορισμού τάσεων αποσκοπούν στην αποφυγή βλαβών του σκυροδέματος και την αποφυγή ανελαστικών παραμορφώσεων στο δομικό χάλυβα και τον οπλισμό οι οποίες μπορούν να οδηγήσουν επίσης σε βλάβες λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης. Ο περιορισμός τάσεων σύμμικτων γεφυρών επιτυγχάνεται με τους παρακάτω ελέγχους:

$$\text{για τον δομικό χάλυβα: } \sigma_a \leq f_{yk} / \gamma_M$$

$$\tau_a \leq f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_M)$$

$$\text{για τον εφελκόμενο οπλισμό: } \sigma_s \leq 0.8 * f_{sk}$$

Δεν απαιτείται έλεγχος περιορισμού τάσεων του δομικού χάλυβα για γέφυρες χωρίς προένταση και για διατομές κατηγορίας 3 ή 4 γιατί καλύπτεται από τους ελέγχους στην κατάσταση αστοχίας λόγω των αυξημένων συντελεστών ασφαλείας. Οι τάσεις ελέγχονται σε 4 σημεία της διατομής, άνω ίνα άνω πέλματος, άνω και κάτω ίνα κορμού και κάτω ίνα κάτω πέλματος. Επίσης οι κορμοί διατομών υπό θετική ροπή για τους οποίους ισχύει  $b / t > 55 + 3,3 * L$  για σιδηροδρομικές γέφυρες κινδυνεύουν έναντι αναπνοής κορμού και ελέγχονται έναντι κύρτωσης.

### 5.4.2.2. Ρηγμάτωση

Οι έλεγχοι ρηγμάτωσης είναι απαραίτητοι στις περιοχές όπου η πλάκα σκυροδέματος βρίσκεται υπό εφελκυσμό και περιλαμβάνουν τη πρόβλεψη ελάχιστου οπλισμού και τον έλεγχο περιορισμού του εύρους των ρωγμών.

Το εμβαδόν του ελάχιστου οπλισμού σε πλάκες καταστρώματος δίνεται από τη σχέση:

$$\min A_s = \frac{k_d * k_c * k * f_{ct} * A_{ct}}{\sigma_s}$$

$$k_d = 0.9 \quad k_c = \frac{1}{1 + \frac{h}{2 * z_0}} \quad k = 0.8$$

$$\sigma_s = \sigma_{soel} + \Delta \sigma_s = - \frac{\min M}{I} * z_{so} + 0.4 * \frac{f_{ct}}{a * \rho_s}$$

### 5.4.2.3. Παραμορφώσεις και Ταλαντώσεις

Οι έλεγχοι βελών και παραμορφώσεων μπορεί να είναι καθοριστικοί σε σιδηροδρομικές γέφυρες συρμών μεγάλων ταχυτήτων και ελαφρές πεζογέφυρες. Μια απλοποιημένη μέθοδος του περιορισμού των ταλαντώσεων είναι ο περιορισμός των ιδιοσυχνοτήτων περί τα 2 Hz. Υπερβολικά βέλη μπορούν επίσης να μειώσουν τις κλίσεις και να επηρεάσουν δυσμενώς την απορροή ομβρίων. Τα βέλη λόγω των φορτίων λειτουργικότητας περιορίζονται σε ορισμένες τιμές συνήθως  $l/300$  του μήκους του ανοίγματος.

## 5.5. Δοκιμά Υλικά

Σύμφωνα με το πρότυπο του EN1993-1 τα δομικά υλικά πρέπει να έχουν επαρκή σκληρότητα για τους ακόλουθους λόγους:

- Για να έχει το δομικό στοιχείο την απαραίτητη πλαστιμότητα και για την πρόληψη ψαθυρής αστοχίας στις χαμηλότερες θερμοκρασίες λειτουργίας κατά τη διάρκεια ζωής του έργου.
- Για να μην χρειάζονται περαιτέρω έλεγχοι για ψαθυρή αστοχία, αν πληρούνται οι προϋποθέσεις που δίνονται στον EN1993-1-2.

### 5.5.1. Σκυρόδεμα

Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται στη χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμίων 28 ημερών. Ο Ευρωκώδικας 2 στον οποίο στηρίζεται ο Ευρωκώδικας 4 δίνει δύο τιμές εκ των οποίων η πρώτη αντιστοιχεί στην αντοχή κυλινδρικού και η δεύτερη στην αντοχή κυβικού δοκιμίου. Στον πίνακα (5.6) δίνονται για τις διάφορες ποιότητες σκυροδέματος οι εξής τιμές:

- \*  $f_{ck}$ : θλιπτική αντοχή κυλινδρικού 28 ημερών.
- \*  $f_{ctm}$ : μέση εφελκυστική αντοχή.
- \*  $f_{ctk0.05}$  και  $_{0.95}$ : χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής. ποσοστιαία 5% και 95%.
- \*  $E_{cm}$ : μέση τιμή μέτρου ελαστικότητας.

Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}$	20	25	30	35	40	45	50
$f_{cm}$	28	33	38	43	48	53	58
$f_{ctm}$	2.2	2.36	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk0.05}$	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk0.95}$	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3
$E_{cm}$	29	30.5	32	33.5	35	36	37

Πίνακας (5.6) - Ποιότητες Σκυροδέματος

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = f_{ck} / 1.5$$

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών χρησιμοποιείται ως οριακή αντοχή σκυροδέματος η τιμή  $0,85 f_{cd}$  ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μείωση λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων φόρτισης.

### 5.5.1.1. Ερπυσμός

Ο συντελεστής ερπυσμού προσδιορίζεται από τη σχέση:  $\phi(t, t_0) = \beta(t, t_0) * \phi_0$

$$\text{βασική τιμή: } \phi_0 = \phi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

$$\text{ιδεατό πάχος: } h_0 = 2 * A_c / u(\text{mm})$$

\*  $A_c$  = επιφάνεια διατομής σκυροδέματος \*  $u$  = περίμετρος σε επαφή με την ατμόσφαιρα

$$\text{επιρροή σχετικής υγρασίας περιβάλλοντος: } \phi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH}{0.1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right] * \alpha_2$$

$$\text{επιρροή θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος: } \beta(f_{cm}) = \sqrt{\frac{16.8}{f_{cm}}}$$

$$\text{επιρροή ηλικίας στην αρχή της φόρτισης: } \beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0 \cdot \text{eff})^{0.2}}$$

$$\text{ενεργός ηλικία στην αρχή της φόρτισης: } t_{0, \text{eff}} = t_0 * \left( \frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \text{ ημέρες}$$

$$\text{συνάρτηση εξέλιξης με το χρόνο: } \beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{\beta h + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$$\text{συντελεστής } \beta_H: \beta_H = 1.5 * [1 + (0.012 * RH)^{18}] * h_0 + 250 * \alpha_3$$

$$\text{συντελεστής } \alpha_i: \alpha_i = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)_i^n$$

$$* n_1 = 0.7 \quad * n_2 = 0.2 \quad * n_3 = 0.5$$

Συντελεστής μετατροπής σκυροδέματος χάλυβα για βραχυχρόνιες φορτίσεις:

$$n_o = \frac{Ea}{Ecm}$$

Οι τιμές του συντελεστή για μακροχρόνιες φορτίσεις δίνονται από τη σχέση:

$$n_L = n_o * (1 + \psi_L * \phi_t)$$

\*  $\psi_L = 1,1$  για μόνιμες δράσεις.

\*  $\psi_L = 0,55$  για συστολή ξήρανσης και δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού.

\*  $\psi_L = 1,50$  για επιβαλλόμενες παραμορφώσεις.

Ως τελικός χρόνος για τον ερπυσμό λαμβάνεται  $t_\infty = 30000$  μέρες που αντιστοιχούν σε διάρκεια ζωής 100 έτη.

### 5.5.1.2. Συστολή Ξήρανσης

Η συστολή ξήρανσης λαμβάνει χώρα ανεξαρτήτως των επιβεβλημένων τάσεων. Η ανηγμένη παραμόρφωση λόγω συστολής ξήρανσης για χρόνο  $(t - t_s)$  οφείλεται στη συρρίκνωση και στην ξήρανση του σκυροδέματος και δίνεται από τη σχέση:

$$\epsilon_{cs}(t, t_o) = \epsilon_{cs,as}(t) + \epsilon_{c,ds}(t, t_s)$$

ανηγμενη παραμόρφωση συρρίκνωσης:  $\epsilon_{c,as}(t) = \epsilon_{c,as0}(f_{cm}) * \beta_{as}(t)$

βασικός συντελεστής συρρίκνωσης:  $\epsilon_{c,as0}(f_{ck}) = - 2.5 * [f_{ck} - 10] * 10^{-6}$

χρονική συνάρτηση:  $\beta_{as}(t) = 1 - \exp[- 0.2 * t^{0.5}]$

ανηγμένη παραμόρφωση ξήρανσης:  $\epsilon_{c,ds}(t, t_s) = \epsilon_{c,ds0}(f_{cm}) * \beta_{RH} * \beta_{ds}(t - t_s)$

βασικός συντελεστής:  $\epsilon_{c,ds0}(f_{cm}) = [220 + 110 * \alpha_{ds,1}] * \exp[- \alpha_{ds,2} * \frac{f_{cm}}{10}] * 10^{-6}$

συντελεστής σχετικής υγρασίας:  $\beta_{RH} = - 1.55 * [1 - RH^3]$

χρονική συνάρτηση:  $\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 * \sqrt{h o^3}}$

### 5.5.2. Χάλυβας Σκυροδέματος

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN10080 και τις ελληνικές προδιαγραφές ΕΛΟΤ 959 και 971. Οι χάλυβες κατά ΕΛΟΤ 971 είναι συγκολλησιμοι ενώ του ΕΛΟΤ 959 συγκολλησιμοι υπό προϋποθέσεις. Η συνήθης ποιότητα είναι Β500C. Σε κάθε περίπτωση απαιτείται η χρήση συγκολλησιμου χάλυβα στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων τόσο για τις απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού όσο και αν η αντοχή των διατομών υπολογίζεται με πλαστικές μεθόδους. Η τάση σχεδιασμού των χαλύβων σκυροδέματος δίνεται από τη σχέση:

$$f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s = f_{ys} / 1.15$$

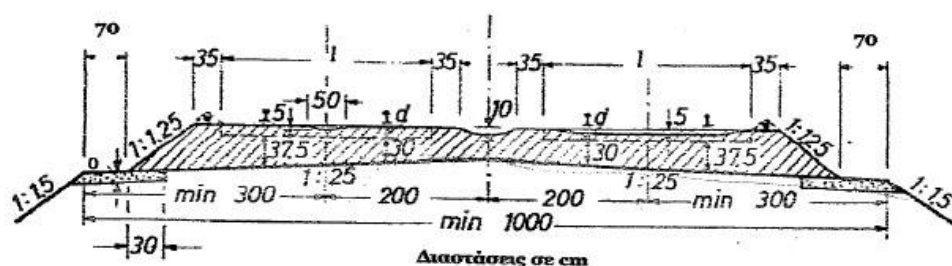
### 5.5.3. Δομικός Χάλυβας

Η συνήθης ποιότητα είναι S355. Η ποιότητα S460 απαγορεύεται για σιδηροδρομικές γέφυρες. Αυτό αφορά μόνο το χάλυβα της κύριας σύμμικτης δοκού διότι η χρήση χάλυβα υψηλής αντοχής μπορεί να οδηγήσει σε πρόωρη θραύση του σκυροδέματος. Μη σύμμικτα στοιχεία επιτρέπεται να μορφωθούν από χάλυβα S460. Το επιτρεπόμενο πάχος ελασμάτων για τις ελληνικές προδιαγραφές είναι 70mm και μπορεί να αυξηθεί μέχρι 150mm για θερμομηχανικώς επεξεργασμένους χάλυβες. Η τάση σχεδιασμού των δομικών χαλύβων δίνεται από τη σχέση:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = f_{yk} / 1.0$$

## 5.6. Τυπική Διατομή Σιδηροδρομικής Θεωρίας

Από τη σιδηροδρομική θεωρία παρακάτω, δίνεται η τυπική διατομή διπλής γραμμής σε ευθυγραμμία.

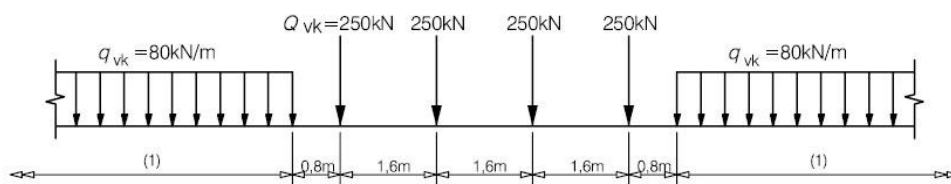


Σχήμα (5.1) - Τυπική Διατομή Διπλής Γραμμής σε Ευθυγραμμία

Η υποδομή διαμορφώνεται αμφικλινής με κλίση 1:20 ή 1:25 ανάλογα με το υλικό με σκοπό την καλή και γρήγορη αποστράγγιση. Το πάχος του έρματος πρέπει να είναι τουλάχιστον 30cm στη δυσμενέστερη θέση κάτω από την επιφάνεια του στρωτήρα στον άξονα της σιδηροτροχιάς.

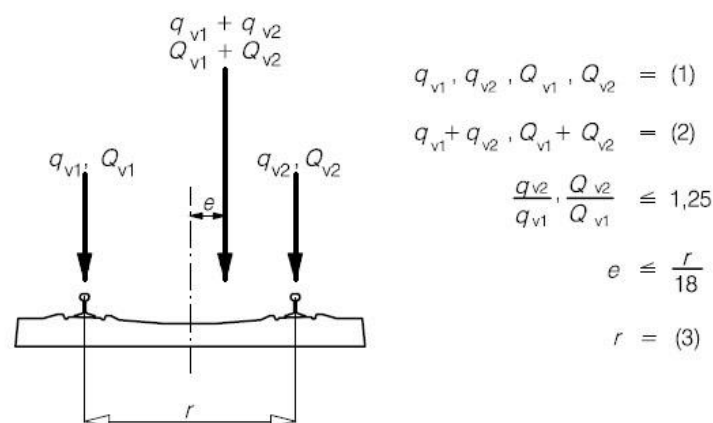
## 5.7. Φορτία Κυκλοφορίας Σιδηροδρομικής Γέφυρας

Τα κινητά φορτία του σιδηρόδρομου δίνονται από διάφορα μοντέλα φορτίσεων. Εμείς σύμφωνα με τον EN1991-2 χρησιμοποιούμε το Load Model 71 που αντιπροσωπεύει το στατικό αποτέλεσμα των κινητών φορτίων του σιδηρόδρομου σε κατάσταση κανονικής κυκλοφορίας.



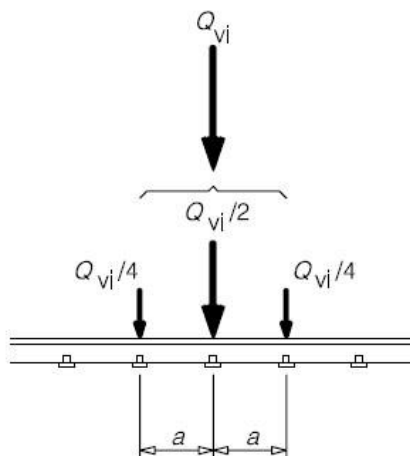
Σχήμα (5.2) - Load Model 71

Ένα σημαντικό κομμάτι των φορτίων του σιδηρόδρομου είναι η εκκεντρότητα τους γι' αυτό και υπάρχουν ειδικές κανονιστικές διατάξεις για το κομμάτι αυτό.



Σχήμα (5.3) - Κανονιστικές Διατάξεις Εκκεντρότητας Φορτίων Σιδηροδρόμου

Όσον αφορά τη διαμήκη κατανομή των φορτίων ο κανονισμός δίνει τα εξής :



Σχήμα (5.4) - Κανονισμός Διαμήκουσ Κατανομής Φορτίων

## 5.8. Διατμητική Σύνδεση

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Η παραλαβή αυτή γίνεται με διατμητικά μέσα που ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι. Αν οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση τότε εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ πλάκας και σιδηροδοκού και ονομάζεται πλήρης διατμητική σύνδεση.

Αν όμως τοποθετούνται λιγότεροι από τους απαιτούμενους συνδέσμους τότε εμφανίζεται κάποια σχετική ολίσθηση. Η ενδιάμεση αυτή κατάσταση ονομάζεται μερική διατμητική σύνδεση. Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής αποτελούν το συνηθέστερο διατμητικό σύνδεσμο λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής. Οι διαστάσεις των ήλων δίνονται στο EN13918 και φαίνονται στον πίνακα (5.7).

d (mm)	d <sub>2</sub> (mm)	h (mm)
16	29	50, 75, 100, 125, 50, 175, 200
19	32	75, 100, 125, 150, 200
22	35	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250
25	38	100, 125, 150, 175, 200, 250

Πίνακας (5.7) - Χαρακτηριστικά Διατμητικών Ήλων



Η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως εξής:

$$\text{διάτμηση ήλων: } P_{RD1} = 0.8 * f_u * \left(\frac{\pi * d^2}{4}\right) / \gamma_v$$

$$\text{σύνθλιψη άντυγας σκυροδέματος: } P_{RD2} = 0.29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}} / \gamma_v$$

$$* \gamma_v = 1.25 \quad * \alpha = 0,2 * \left(\frac{h}{d} + 1\right) \text{ για } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

$$\text{ή } * \alpha = 1 \text{ για } \frac{h}{d} > 4$$

$$\text{για την Ο.Κ.Α.: } P_{RD} = \min\{P_{RD1}, P_{RD2}\}$$

## 5.9. Κόπωση

Σε περίπτωση καταπόνησης των στοιχείων μιας κατασκευής υπό επαναλαμβανόμενη φόρτιση με μεγάλο αριθμό κύκλων φόρτισης απαιτείται η εξέταση της αντοχής τους σε κόπωση. Οι συνηθέστερες λεπτομέρειες συνοψίζονται σε κατηγορίες οι οποίες έχουν μια συγκεκριμένη αντοχή σε κόπωση για  $N_c = 2 * 10^6$ .

### 5.9.1. Έλεγχος Δομικού Χάλυβα

Προσδιορίζεται πρώτα οι max και min τάσεις για θετικές ροπές με τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής και για αρνητικές ροπές με τα χαρακτηριστικά της ρηγματωμένης διατομής. Υπολογίζεται έτσι το εύρος των τάσεων:

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{pmax} - \sigma_{pmin}|$$

Υπολογίζονται επίσης οι διορθωτικοί συντελεστές  $\lambda$  και  $\Phi_2$ :

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

Για τις σιδηροδρομικές γέφυρες:

$$\lambda_{max} = 1.4$$

Το  $\lambda_1$  υπολογίζεται από πίνακα του EN1993-1-9 ανάλογα με το άνοιγμα της γέφυρας (πίνακας (5.8)), το  $\lambda_2$  εξαρτάται από τον όγκο κυκλοφορίας και δίνεται στον πίνακα (5.9), το  $\lambda_3$  εξαρτάται από τη διάρκεια ζωής πίνακας (5.10) και το  $\lambda_4$  λαμβάνεται από τον πίνακα (5.11).

50,0	0,68	0,51	0,43	0,48	<b>0,70</b>	0,60	0,69	0,65	0,63
60,0	0,64	0,47	0,41	0,47	<b>0,73</b>	0,57	0,68	0,64	0,63
70,0	0,61	0,45	0,40	0,45	<b>0,75</b>	0,56	0,67	0,63	0,62
80,0	0,57	0,43	0,38	0,42	<b>0,76</b>	0,53	0,67	0,62	0,61
90,0	0,53	0,40	0,36	0,41	<b>0,77</b>	0,52	0,67	0,62	0,61
100	0,51	0,38	0,36	0,39	<b>0,77</b>	0,51	0,67	0,62	0,60

Πίνακας (5.8) - Τιμές Συντελεστή  $\lambda_1$ 

Traffic per year [ $10^6$ t / track]	5	10	15	20	25	30	35	40	50
$\lambda_2$	0,72	0,83	0,90	0,96	1,00	1,04	1,07	1,10	1,15

Πίνακας (5.9) - Τιμές Συντελεστή  $\lambda_2$ 

Design life [years]	50	60	70	80	90	100	120
$\lambda_3$	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	1,00	1,04

Πίνακας (5.10) - Τιμές Συντελεστή  $\lambda_3$ 

$\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$	1,00	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50
$\lambda_4$	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71

$\Delta\sigma_1$  is the stress range at the section to be checked due to load model 71 on one track;

$\Delta\sigma_{1+2}$  is the stress range at the same section due to load model 71 according to EN 1991-2 on any two tracks.

Πίνακας (5.11) - Τιμές Συντελεστή  $\lambda_4$ 

για σιδηροδρομικές γέφυρες:  $\Phi_2 = 1,0$

Το εύρος των τάσεων προκύπτει:  $\Delta\sigma_E = \lambda * \Phi_2 * \Delta\sigma_p$

Η γενική σχέση ελέγχου:  $1,0 * \Delta\sigma_E \leq \Delta\sigma_{OR} / 1.15$

### 5.9.2. Έλεγχος Οπλισμού

Για τον εφελκόμενο οπλισμό προβλέπεται ένας απλοποιημένος έλεγχος σε κόπωση. Οι τάσεις προσδιορίζονται ως το άθροισμα των τάσεων του σταδίου 2 και των τάσεων λόγω συμμετοχής του σκυροδέματος μεταξύ ρωγμών.

$$\sigma_{smax} = \frac{Mmax}{I2} * z_s + 0.4 * \frac{fct}{\alpha * \rho_s} \quad \sigma_{smin} = \sigma_{smax} * \frac{Mmin}{Mmax}$$

έλεγχος:  $\Delta\sigma_s = |\sigma_{smax} - \sigma_{smin}| \leq 70\text{MPa}$

### 5.9.3. Έλεγχος Σκυροδέματος

Για το θλιβόμενο σκυρόδεμα προβλέπεται επίσης ένας απλοποιητικός έλεγχος.

$$\sigma_{cmaxf} = \frac{Mmaxf}{I1} * z_c \quad \sigma_{cminf} = \frac{Mminf}{I1} * z_c$$

αντοχή σε κόπωση:  $f_{cdf} = e^{0.2(1 - \sqrt{\frac{28}{t}})} * (1 - \frac{fck}{250}) * f_{cd}$

έλεγχος:  $(\sigma_{cmaxf} - 0,45 * \sigma_{cminf}) / f_{cdf} \leq 0,5$  και  $\sigma_{cmaxf} / f_{cdf} \leq 0,9$

### 5.9.4. Έλεγχος Διατμητικών Συνδέσμων

Ο έλεγχος γίνεται με βάση το εύρος διατμητικών τάσεων των ήλων  $\Delta\tau_{E2}$ . Προβλέπεται επίσης έλεγχος αλληλεπίδρασης μεταξύ των διατμητικών τάσεων και των ορθών τάσεων της άνω ίνας της σιδηροδοκού που συνδέεται με τον ήλο. Υπολογίζεται:

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda_v * \Phi * \Delta\tau$$

$$* \lambda_v = \lambda_{v1} * \lambda_{v2} * \lambda_{v3} * \lambda_{v4}$$

Δίνονται:  $* \lambda_{v1} = 1,55$   $* \lambda_{v2} = 1,0$   $* \lambda_{v3} = 1,0$   $* \lambda_{v4} = 1,0$

Οι αντοχές των διατμητικών ήλων υπολογίζονται:

$$\Delta\tau_c = 90\text{MPa} \quad \text{και} \quad \Delta\sigma_c = 80\text{MPa}$$

Έλεγχοι:  $(\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}) / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mfv}) \leq 1.0$  και  $(\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}) / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mfv}) \leq 1.0$

Αλληλεπίδραση:  $(\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E2}) / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mfv}) + (\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}) / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mfv}) \leq 1,3$

(\* ) Σημείωση: Ο έλεγχος των διατμητικών ήλων γίνεται στη στήριξη στο άνω πέλμα το οποίο εφελκύεται και θα πρέπει να γίνουν δύο έλεγχοι, ένας για μέγιστες ορθές τάσεις και αντίστοιχες διατμητικές και ένας για μέγιστες διατμητικές και αντίστοιχες ορθές.

## Κεφάλαιο 6 – Εφαρμογή Σύμμικτης Συνεχούς Γέφυρας

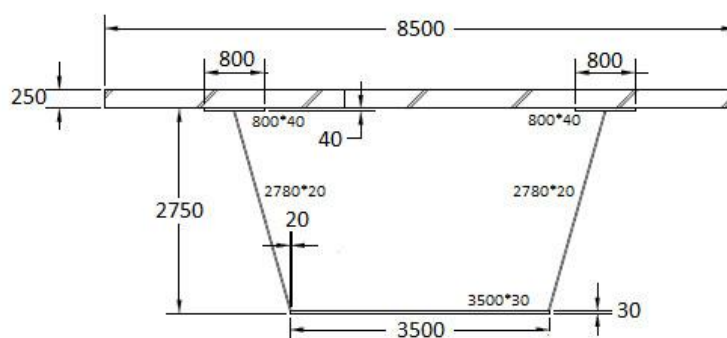
Με σκοπό τη διερεύνηση των παραπάνω κανονιστικών διατάξεων μελετήθηκε σύμμικτη συνεχής γέφυρα δύο ανοιγμάτων με κιβωτοειδή διατομή. Η γέφυρα είναι σιδηροδρομική δύο κατευθύνσεων με πρώτο άνοιγμα 50 m και δεύτερο άνοιγμα 60 m. Η κιβωτοειδής διατομή κατασκευάζεται στο εργοτάξιο σε τμήματα με το μέγιστο δυνατό προς μεταφορά μήκος. Τα προκατασκευασμένα τμήματα του κιβωτίου ενώνονται μεταξύ τους με εσωραφές πλήρους διείδυσης στο εργοτάξιο. Μετά τη τοποθέτηση της χαλύβδινης δοκού γίνεται τμηματική σκυροδέτηση συνολικής χρονικής διάρκειας δεκατεσσάρων (14) ημερών. Στην πλάκα καταστρώματος τοποθετείται συνολικός οπλισμός  $300 \text{ cm}^2$  που αντιστοιχεί σε  $36 \text{ cm}^2/\text{m}$  εκ των οποίων τα  $23 \text{ cm}^2/\text{m}$  τοποθετούνται άνω και  $13 \text{ cm}^2/\text{m}$  κάτω. Η κατασκευή προβλέπεται να ολοκληρωθεί σε 75 ημέρες και να παραδοθεί στην κυκλοφορία σε 100 ημέρες.

### 6.1. Αρχικός Σχεδιασμός Διατομής Κιβωτίου

Επιλέγεται κιβώτιο με τις διαστάσεις που φαίνονται στο σχήμα (6.1).

Πιο αναλυτικά οι διαστάσεις των κύριων ελασμάτων της κατασκευής είναι οι εξής:

- άνω πέλμα  $b = 800 \text{ mm}$ ,  $t = 40 \text{ mm}$ .
- κάτω πέλμα  $b = 3500 \text{ mm}$ ,  $t = 30 \text{ mm}$ .
- κορμός  $h_w = 2780 \text{ mm}$ ,  $t = 20 \text{ mm}$ .



Σχήμα (6.1) - Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής Κιβωτίου

Το παραπάνω κιβώτιο κατατάσσεται στη κατηγορία 3 και τα αδρανειακά του χαρακτηριστικά φαίνονται στον πίνακα (6.1) καθώς και οι ροπές αντίστασης, πίνακας (6.2).

Περιγραφή διατομής	Εμβαδόν διατομής $A$ (m <sup>2</sup> )	Ροπή αδρανείας $I_y$ (m <sup>4</sup> )	Απόσταση κέντρου βάρους από την πάνω ίνα $z_g$ (m)
Συγκολλητή σιδηρά διατομή "a"	0.274 m <sup>2</sup>	0.347 m <sup>4</sup>	1.857 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για βραχυχρόνιες φορτίσεις "O"	0.648 m <sup>2</sup>	0.965 m <sup>4</sup>	1.321 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από μόνιμες δράσεις "P"- (100 μέρες)	0.485 m <sup>2</sup>	0.758 m <sup>4</sup>	1.429 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από δευτερεύοντα φορτία "S" (100 μέρες)	0.541 m <sup>2</sup>	0.864 m <sup>4</sup>	1.384 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από μόνιμες δράσεις "P"- (30000 μέρες)	0.418 m <sup>2</sup>	0.656 m <sup>4</sup>	1.498 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από δευτερεύοντα φορτία "S" (30000 μέρες)	0.475 m <sup>2</sup>	0.744 m <sup>4</sup>	1.438 m
Ρηγματωμένη διατομή "2"	0.304 m <sup>2</sup>	0.431 m <sup>4</sup>	1.674 m

Πίνακας (6.1) - Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Κιβωτίου

Περιγραφή διατομής	$I_e$	$W_{au}$	$W_{ao}$	$W_s$	$W_w$
Συγκολλητή σιδηρά διατομή "a"	0.347 m <sup>4</sup>	0.304 m <sup>3</sup>	0.216 m <sup>3</sup>	0.197 m <sup>3</sup>	0.226 m <sup>3</sup>
Ρηγματωμένη διατομή "2"	0.431 m <sup>4</sup>	0,325 m <sup>3</sup>	0.302 m <sup>3</sup>	0.274 m <sup>3</sup>	0.318 m <sup>3</sup>

Πίνακας (6.2) - Ροπές Αντίστασης Κιβωτίου

Με βάση τα παραπάνω γεωμετρικά χαρακτηριστικά έγινε επίλυση του στατικού συστήματος με σκοπό την εύρεση της εντατικής κατάστασης της γέφυρας. Με τα αποτελέσματα της παραπάνω ανάλυσης έγινε ο έλεγχος επάρκειας της αρχικής διατομής του κιβωτίου τα αποτελέσματα του οποίου φαίνονται στους πίνακες (6.3) και (6.4). Από τους ελέγχους προκύπτει η μη επάρκεια της διατομής έναντι κάμψης και διάτμησης.

	<b>M</b> [KNm]	<b><math>\sigma_s</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]	<b><math>\sigma_{au}</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]	<b><math>\sigma_{ao}</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]	<b><math>\sigma_w</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]	<b>V<sub>t</sub></b> [KN]	<b><math>\tau_w</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]
I.B. σιδηροδοκού	- 8227.69	-	- 2.71	3.81	3.64	779.34	0.70
I.B πλάκας	- 20418.39	-	- 6.72	9.45	9.03	1634.06	1.47
Πρόσθετα μόνιμα φορτία	- 16949.66	6.19	- 5.22	5.61	5.33	1505.49	1.35
Κινητά φορτία	- 67155.79	24.51	- 20.66	22.24	21.12	6285.93	5.65 + 1.12
Συστολή ξήρανσης σε 100 μέρες	- 2428.89	0.89	- 0.75	0.81	0.76	48.58	0.04
Συστολή ξήρανσης σε 30000 μέρες	- 12584.53	4.59	- 3.87	4.17	3.96	251.69	0.22
Ερπυσμός σε 100 μέρες	- 3538.32	1.29	- 1.09	1.17	1.11	70.77	0.06
Ερπυσμός σε 30000 μέρες	- 5664.08	2.07	- 1.74	1.88	1.78	113.28	0.10

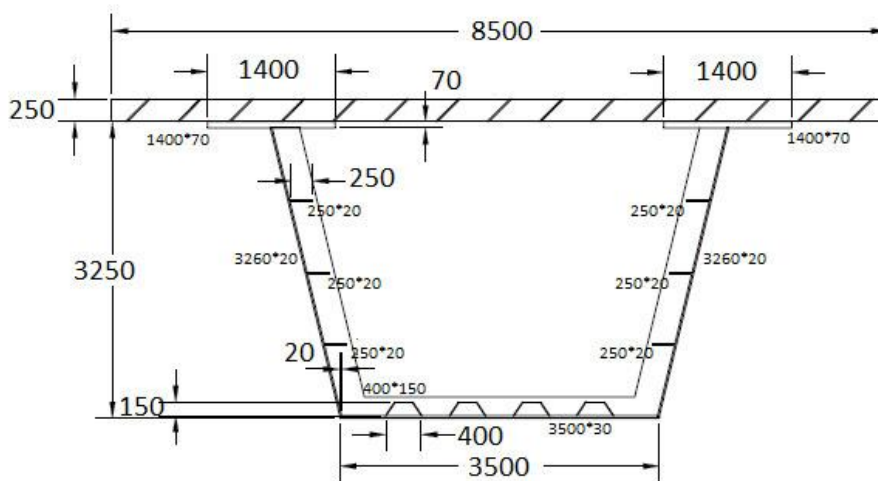
Πίνακας (6.3) - Υπολογισμός Τάσεων ανά Φάση Κατασκευής

<b>1.35 * ΣG + 1.45 * Q + S</b>	<b>100 μέρες</b>	<b>30000 μέρες</b>	<b>Οριακή τιμή τάσης</b> [KN/cm <sup>2</sup> ]
<b><math>\sigma_s</math></b>	46.53	51.28	<b>43.5 ×</b>
<b><math>\sigma_{au}</math></b>	51.96	55.95	<b>33.37 ×</b>
<b><math>\sigma_{ao}</math></b>	60.11	64.43	<b>35.5 ×</b>
<b><math>\sigma_w</math></b>	57.18	61.29	<b>32.3 ×</b>
<b><math>\tau_w</math></b>	14.69	14.92	<b>18.64 ×</b>
Von Mises "w"	$\sqrt{60.11^2 + 3 * 14.69^2} = 65.27$	$\sqrt{64.43^2 + 3 * 14.92^2} = 69.42$	<b>35.5 ×</b>

Πίνακας (6.4) - Έλεγχος τάσεων

## 6.2. Επανασχεδίαση της Διατομής του Κιβωτίου

Τα αποτελέσματα της προμελέτης οδήγησαν στο συμπέρασμα ότι απαιτείται ο επανασχεδιασμός του κιβωτίου με σκοπό την αύξηση των αδρανειακών του χαρακτηριστικών. Ο επανασχεδιασμός εστιάστηκε στην αύξηση των διαστάσεων (πλάτος και πάχος) του πάνω πέλματος, το ύψος του κορμού ενώ τοποθετούνται διαμήκεις νευρώσεις στον κορμό και το κάτω πέλμα. Μετά από δοκιμές για τις οποίες χρησιμοποιήθηκε φύλλο υπολογισμού στο πρόγραμμα excel κατέληξα στη διατομή που φαίνεται στο σχήμα (6.2).



Σχήμα (6.2) - Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής Κιβωτίου για τη Μεσαία Στήριξη

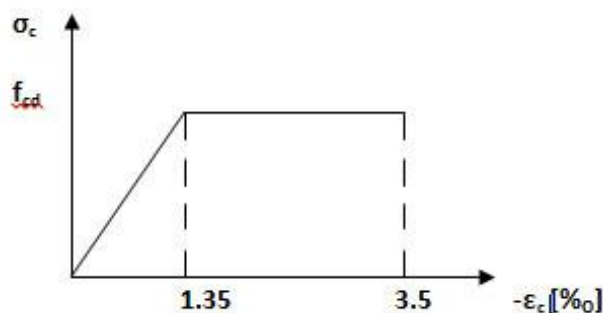
## 6.3. Δομικά Υλικά

Θα χρησιμοποιηθεί χάλυβας ποιότητας S355, σκυρόδεμα κατηγορίας C35/45 του οποίου οι τιμές αντοχών [MPa] και το μέτρο ελαστικότητας σε [GPa] φαίνονται στον πίνακα (6.5) και χάλυβα για τον οπλισμό της πλάκας B500C.

Ποιότητα σκυροδέματος	C35/45
$f_{ck}$	35
$f_{cm}$	43
$f_{ctm}$	3.2
$f_{ctk0.05}$	2.2
$f_{ctk0.95}$	4.2
$E_{cm}$	33.5

Πίνακας (6.5) - Τιμές Αντοχών

Ως ειδικό βάρος του ξηρού σκυροδέματος λαμβάνονται οι τιμές  $24 \text{ kN/m}^3$  για άοπλο και  $25 \text{ kN/m}^3$  για οπλισμένο σκυρόδεμα. Το ειδικό βάρος του υγρού σκυροδέματος είναι μεγαλύτερο κατά  $1 \text{ kN/m}^3$ . Η συνήθης προσέγγιση τάσεων - παραμορφώσεων του σκυροδέματος φαίνεται στο σχήμα (6.3).



Σχήμα (6.3) - Διάγραμμα Τάσεων - Παραμορφώσεων Σκυροδέματος

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN10025[25] και οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  του δομικού χάλυβα φαίνονται στον πίνακα (6.6).

Ποιότητα κατα EN10025-2	Πάχος στοιχείου t			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>y</sub> [MPa]	f <sub>u</sub> [MPa]	f <sub>y</sub> [MPa]	f <sub>u</sub> [MPa]
S355	355	510	335	490

Πίνακας (6.6) - Χαρακτηριστικές Τιμές Ορίων Αντοχής

Επίσης οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας φαίνονται στον πίνακα (6.7).

Σκυρόδεμα	$\gamma_c = 1.5$
Δομικός χάλυβας	$\gamma_a = 1.0$
Οπλισμοί	$\gamma_s = 1.15$

Πίνακας (6.7) - Συντελεστές Ασφαλείας



### 6.4. Κατάταξη Διατομής

Για την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου σχεδιασμού θα καθοριστεί η κατηγορία διατομής στη στήριξη. Για την ταξινόμηση της διατομής χρησιμοποιούμε τον πίνακα (6.8).

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	όταν $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$

Πίνακας (6.8) - Κατάταξη Κορμών σε Κατηγορίες

Αντοχή Χάλυβα:  $f_{yd} = 355 / 1.0 = 355 \text{ Μπα}$

$f_{yd} = 335 / 1.0 = 335 \text{ Μπα}$

πάχος άνω πέλματος:  $t = 70 \text{ mm}$

πάχος κορμού:  $t = 20 \text{ mm}$

πάχος κάτω πέλματος:  $t = 30 \text{ mm}$

(\* αυτές οι τιμές είναι χωρίς να έχω λάβει υπόψη μου τις απαιτούμενες, διαμήκειες νευρώσεις.)

Το επιπλέον πάχος του κάτω πέλματος προκύπτει με την τοποθέτηση νευρώσεων και ισούται με  $t = \frac{A_{stiff}}{b_{flange}} = 30 \text{ mm}$ . Άρα το πέλμα μου έχει συνολικό πάχος  $t = 30 + 30 = 60 \text{ mm}$ .

### 6.4.1. Κατηγοριοποίηση Κορμού

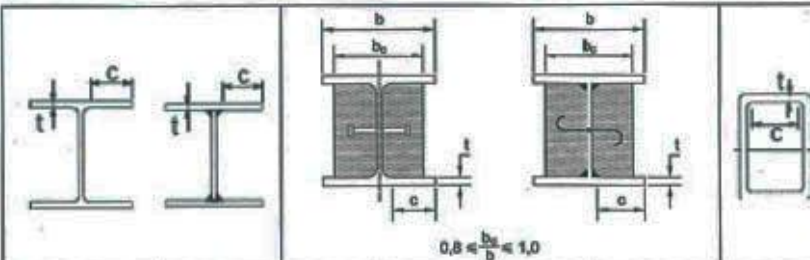
Το κέντρο βάρους της διατομής από το κάτω πέλμα απέχει 1.6 m και από το πάνω πέλμα 1.9 m (ουδέτερος άξονας). Συνεπώς ο λόγος:  $\psi = -\frac{(1.9 - 0.25 - 0.07)}{(1.6 - 0.03)} = -1.05 < -1$

$$f_y = 355 \text{ MPa} \rightarrow \epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

Το ύψος τού κορμού παραλείποντας τη συγκόλληση προσδιορίζεται ως  $c = 3209 \text{ mm}$

$$c / t = 3209 / 20 = 159.9 > 62 * 0.814 * (1 + 1.01) * \sqrt{1.01} = 138.9$$

άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 4.



Κατηγορία	Μη εγκιβωτισμένος κορμός	Εγκιβωτισμένος κορμός	Κοίλη διατομή		
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 20\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		
$f_y \text{ MPa}$	235	275	355	420	460
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*Παρατήρηση:* Σημειώνεται ότι αν η τάση  $\sigma$  στο πέλμα είναι μικρότερη από το όριο διαρροής τότε γίνεται αντικατάσταση του ορίου διαρροής  $f_y$  από την τάση αυτή, οπότε είναι:  $\epsilon = \sqrt{235 / \sigma}$ ,  $\sigma$  σε [MPa]

Πίνακας (6.9) - Κατάταξη Θλιβομένων Πελμάτων σε Κατηγορίες

### 6.4.2. Κατηγοριοποίηση Κάτω Πέλματος

$$f_y = 355 \text{ MPa} \rightarrow \varepsilon = 0.814$$

$$\frac{c}{t} = \frac{3500}{30} = 116.6 > 42 * \varepsilon = 42 * 0.814 = 34.2$$

Συνεπώς το πέλμα είναι κατηγορίας 4 άρα όλη η διατομή μου είναι κατηγορίας 4.

### 6.4.3. Έλεγχος Λυγισμού για τον Κορμό

Ο κορμός είναι κατηγορίας 4 συνεπώς ο έλεγχος σε λυγισμό είναι κρίσιμος για τις άμεσες καταπονήσεις. Από την άλλη όμως γίνεται έλεγχος σε διάτμηση με

$$\frac{hw}{tw} = \frac{3260}{20} = 159.9 > 60 * \varepsilon = 60 * 0.814 = 48.84$$

Ο μειωτικός συντελεστής από το διάγραμμα βρίσκεται  $\chi_w = 0.42$ . Ωστόσο θέτω τρεις διαμήκεις νευρώσεις στο κορμό οι οποίες συντελούν στο να μειωθεί το  $hw$  και το κλάσμα θα γίνει  $< 48.84$  και ο μειωτικός συντελεστής να αυξηθεί σε  $\chi_w = 1.00$ . Άρα η διατμητική οριακή τάση προκύπτει

$$\tau_{RD} = \frac{\chi_w * f_{yd}}{1.1 * \sqrt{3}} = \frac{35.5}{1.1 * \sqrt{3}} = 18.64 \text{ KN/cm}^2$$

### 6.4.4. Έλεγχος Λυγισμού για το Κάτω Πέλμα

Ο έλεγχος λυγισμού γίνεται προκειμένου να εξακριβωθεί πως το πέλμα είναι κατηγορίας 3. Γίνονται λοιπόν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Η δοκός υποβάλλεται σε κάμψη μόνο από κατακόρυφα φορτία με συνέπεια το κάτω πέλμα να υποβάλλεται σε ομοιόμορφη συμπίεση με συντελεστή  $\psi=1$ .
- Ο πλευρικός λυγισμός αφορά μόνο τη θλίψη.
- Το κάτω πέλμα δεν έχει διαμήκεις νευρώσεις.
- Οι εγκάρσιες νευρώσεις τοποθετούνται σε απόσταση 3.5 m μεταξύ τους, συνεπώς προκύπτει λόγος διαστάσεων  $\alpha = \frac{3.5}{3.5} = 1.0$ .

### 6.4.5. Υπολογισμός Κρίσιμων Τάσεων

$$\text{Τάση Euler: } \sigma_e = 18980 \left( \frac{t}{b} \right)^2 = 18980 \left( \frac{30}{3500} \right)^2 = 1.39 \text{ kN/cm}^2$$

Κρίσιμη τάση  $\sigma_{cr,p}$  (συμπεριφορά φατνώματος ως ορθότροπη πλάκα).

συντελεστής κύρτωσης:  $k_{\sigma,p} = 4$

$$\sigma_{cr,p} = 4 * 1.39 = 5.56 \text{ kN/cm}^2$$

ανηγμένη λυγηρότητα:  $\lambda_p = \sqrt{\frac{35.5}{5.56}} = 2.53$

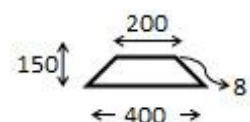
μειωτικός συντελεστής:  $\rho = \frac{2.53 - 0.055 * (3 + 1)}{2.53^2} = 0.36$

Στο κάτω πέλμα τοποθετούνται 4 διαμήκεις νευρώσεις με συνέπεια την αύξηση του μειωτικού συντελεστή. Μετά από υπολογισμούς προκύπτει  $\rho = 0.94$  και η τάση αντοχής ισούται με:

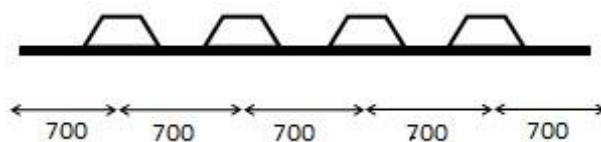
$$\sigma_{\chi,Rd} = \frac{0.94 * 35.5}{1.1} = 33.37 \text{ kN/cm}^2$$

## 6.5. Έλεγχος Νευρώσεων

Για την αύξηση των αδρανειακών μεγεθών της διατομής προέκυψε η ανάγκη ενίσχυσης της διατομής τοποθετώντας 3 διαμήκεις ενισχύσεις διαστάσεων 250 \* 20 στους 2 κορμούς του κιβωτίου και 4 διαμήκεις ενισχύσεις στο κάτω πέλμα ανά 0.7 m τοποθετημένες. Τα γεωμετρικά στοιχεία των ενισχύσεων του πέλματος φαίνονται στο σχήμα (6.4) και τοποθετούνται ανά 0.7 m όπως φαίνεται στο σχήμα (6.5).

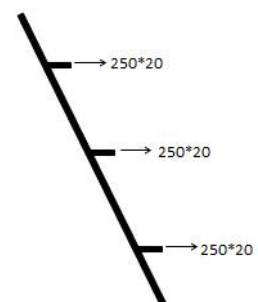


Σχήμα (6.4)  
Γεωμετρικά Στοιχεία  
Νεύρωσης



Σχήμα (6.5) - Διάταξη Ενισχύσεων στο Κάτω Πέλμα

Στο κορμό τοποθετούνται ενισχύσεις ανά 0.80 m όπως φαίνεται στο σχήμα (6.6).



Σχήμα (6.6)  
Διάταξη Νευρώσεων  
στον Κορμό

ενισχύσεις πέλματος:  $A = 20 * 0.8 + 2 * 18.03 * 0.8 = 44.85 \text{ cm}^2$

$$e_o = \frac{20 * 0.8 * 0.4 + 0.8 * 7.5 * 2 * 18.03}{44.85} = 4.97 \text{ cm}$$

$$I_x = 20 * 0.8 * 4.97^2 + 2 * \frac{0.8 / \cos(56)}{3} * (4.97^3 + 10.03^3) = 1474.67 \text{ cm}^4$$

μετά τις ενισχύσεις προκύπτει διατομή:  $A_{\text{gross}} = 0.531 \text{ m}^2$ ,  $I_{\text{gross}} = 1.13 \text{ m}^4$

ενεργά πλάτη ελασμάτων ενισχύσεων:

έλασμα κλειστής ενίσχυσης  $200 * 8$ :  $\psi = 1$ ,  $\kappa_\sigma = 4$ ,  $\lambda_\rho = \frac{200 / 8}{28.4 * 0.81 * \sqrt{4}} = 0.543 < 0.673$ ,  $\rho = 1$

άρα ενεργό όλο το έλασμα.

λοξό έλασμα κλειστής ενίσχυσης  $180.3 * 8$ :  $\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{1600 - 30 - 150}{1600} = 0.89$

προσεγγιστικά και επί το δυσμενέστερο λαμβάνεται  $\psi=1$  έτσι ώστε να προκύψει ενεργό εμβαδόν ίδιο με αυτό που αντιστοιχεί σε καθαρή θλίψη όλης της δοκού.

$$\kappa_\sigma = \frac{8.2}{1.05 + 1} = 4, \quad \lambda_\rho = \frac{180.3 / 8}{28.4 * 0.81 * \sqrt{4}} = 0.49 < 0.673$$

άρα ενεργό όλο το έλασμα.

ενίσχυση κορμού  $250 * 20$ :  $\psi = 1$ ,  $\kappa_\sigma = 0.43$ ,  $\lambda_\rho = \frac{250 / 20}{28.4 * 0.81 * \sqrt{0.43}} = 0.829 > 0.673$

$$\lambda_{\text{req}} = 0.829 * \sqrt{0.529} = 0.603 < 0.673 \quad \text{όπου} \quad \frac{\sigma_{\text{com}}}{f_{\text{yd}}} = 0.529$$

άρα οι ενισχύσεις του κορμού είναι εξολοκλήρου ενεργές.

μειωτικός συντελεστής του θλιβόμενου πέλματος συμπεριφερόμενου ως ορθότροπη πλάκα:

$$A = 350 * 3 + 4 * 44.848 = 1229.39 \text{ cm}^2, \quad e_x = \frac{4 * 44.848 * 10.03 + 350 * 3 * 1.5}{1229.39} = 2.75 \text{ cm}$$

$$I_x = 4 * 1474.67 + 4 * 44.85 * 7.5^2 + \frac{350 * 3^3}{12} + 350 * 3 * 1.15^2 = 0.18 * 10^5$$

$$I_p = \frac{350 * 3^3}{12 * (1 - 0.3^2)} = 865 \text{ cm}^4, \quad \gamma = \frac{18000}{865} = 20.81 \rightarrow \gamma = 50, \quad \delta = \frac{A s l}{A_p} = \frac{179.4}{1050} = 0.171, \quad \alpha = 1$$

$$\text{οπότε} \quad \kappa_\sigma = \frac{2 * [(1 + \alpha^2)^2 + \gamma]}{\alpha^2 * (\psi + 1) * (1 + \delta)} = 27, \quad \sigma_E = 1.39 \text{ KN/cm}^2, \quad \sigma_{\text{cr}} = 27 * 1.39 = 63.12 \text{ KN/cm}^2$$

μειωτικός συντελεστής  $\beta = 1$

$$\lambda_\rho = \sqrt{\frac{35.5}{63.12}} = 0.75 > 0.673, \quad \rho = \frac{0.75 - 0.055 * 4}{0.75^2} = 0.94$$

Για την εσωτερική στήριξη, το κάτω πέλμα είναι κατηγορίας 4 επομένως και όλη η διατομή είναι κατηγορίας 4. Ωστόσο η εξέταση του κάτω πέλματος σε λυγισμό με τη μέθοδο του μειωτικού συντελεστή κατατάσσει τη διατομή στη κατηγορία 3. Σύμφωνα με αυτό ο σχεδιασμός θα γίνει εξετάζοντας τις τάσεις, λαμβάνοντας υπόψη μας τα στάδια κατασκευής. Οι χρόνοι για το σχεδιασμό θα είναι οι 100 μέρες μετά το άνοιγμα της κυκλοφορίας και οι 30000 μέρες όταν ο ερπυσμός και η συστολή ξυράνσεως θα ολοκληρωθούν. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι προκειμένου να παραμεληθούν τα στάδια κατασκευής, ο ερπυσμός και η συστολή ξυράνσεως και όλες οι διατομές πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2.

## 6.6. Επιρροές Λόγω Χρόνιων Παραμορφώσεων

### 6.6.1. Ερπυσμός

Θεωρώ σχετική υγρασία  $RH = 80\%$

Χρησιμοποιούμε σκυρόδεμα κατηγορίας C35/45 με θλιπτική αντοχή:

$$f_{cm} = 43 \text{ MPa} > 35 \text{ MPa} \quad \text{και} \quad E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$$

οι συντελεστές  $\alpha$  υπολογίζονται για  $\eta_1 = 0.7$ ,  $\eta_2 = 0.2$ ,  $\eta_3 = 0.5$  από τον τύπο:

$$\alpha_i = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{\eta_i} \rightarrow \alpha_1 = \left(\frac{35}{43}\right)^{0.7} = 0.866 \quad \text{και} \quad \alpha_2 = 0.96 \quad \text{και} \quad \alpha_3 = 0.902$$

επιρροή θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{43}} = 2.562, \quad f_{cm} \text{ σε MPa}$$

επιρροή σχετικής υγρασίας περιβάλλοντος  $RH[\%]$  δίνεται  $h_o = 2 * 250 = 500 \text{ mm}$

$$\Phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH}{0.1 * \sqrt[3]{h_o}} * \alpha_1\right] * \alpha_2 = \left[1 + \frac{1 - 0.8}{0.1 * \sqrt[3]{500}} * 0.866\right] * 0.96 = 1.169$$

συντελεστής μετατροπής σκυροδέματος-χάλυβα για βραχυχρόνιες φορτίσεις:

$$\eta_o = \frac{E\alpha}{E_{cm}} = \frac{210000}{34000} = 6.17$$

Θέτω  $t_o = 7.5$  μέρες

### 6.6.1.1. Τιμές για το Άνοιγμα της Κυκλοφορίας σε Χρόνο $t = 100$ Μέρες

$$\text{συνάρτηση εξέλιξης με το χρόνο: } \beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$$\begin{aligned} * \beta_H &= 1.5 * [1 + (0.012 * RH)^{18}] * h_0 + 250 * \alpha_3 = 1.5 * [1 + (0.012 * 80)^{18}] * 500 + 250 * 0.902 = \\ &= 1336 \leq 1500 * \alpha_3 = 1500 * 0.902 = 1353 \end{aligned}$$

$$\text{άρα } \beta_c(100, 7.5) = \left[ \frac{(100 - 7.5)}{1336 + (100 - 7.5)} \right]^{0.3} = 0.44$$

$$\text{επιρροή ηλικίας στην αρχή της φόρτισης: } \beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + 7.5^{0.2}} = 0.625$$

$$\text{βασική τιμή: } \phi_0 = \phi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1.169 * 2.562 * 0.625 = 1.872$$

$$\phi(t, t_0) = \beta_c(t, t_0) * \phi_0 = \phi(100, 7.5) = 0.44 * 1.872 = 0.824$$

$$\text{συντελεστής για μόνιμα φορτία P: } \eta_{LP} = 6.17 * (1 + 1.1 * 0.824) = 11.76$$

$$\text{συντελεστής για δευτερεύοντα φορτία S: } \eta_{LS} = 6.17 * (1 + 0.55 * 0.824) = 8.97$$

### 6.6.1.2. Τιμές για Χρόνο $t_\infty = 30000$ Μέρες

$$\beta_c(30000, 7.5) = \left[ \frac{30000 - 7.5}{1336 + (30000 - 7.5)} \right]^{0.3} = 0.987, \quad \phi(30000, 7.5) = 0.987 * 1.872 = 1.847$$

$$\eta_{LP} = 6.17 * (1 + 1.1 * 1.847) = 18.706, \quad \eta_{LS} = 6.17 * (1 + 0.55 * 1.847) = 12.438$$

## 6.6.2. Συστολή Ξήρανσης

### 6.6.2.1. Ανηγμένη Παραμόρφωση Ξήρανσης για $t = 100$ Μέρες

$$\epsilon_{c, ds100} = \epsilon_{c, ds0}(f_{cm}) * \beta_{RH} * \beta_{ds}$$

$$\text{βασικός συντελεστής ξήρανσης: } \epsilon_{c, ds0}(f_{cm}) = [220 + 110 * 4] * e^{[-0.12 * \frac{43}{10}]} * 10^{-6} = 3.94 * 10^{-4}$$

$$\text{συντελεστής σχετικής υγρασίας: } \beta_{RH} = -1.55 * [1 - RH^3] = -1.55 * [1 - 0.8^3] = -0.75$$

$$\text{χρονική συνάρτηση: } \beta_{ds100} = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 * \sqrt{h_0^3}} = \frac{100 - 7.5}{100 - 7.5 + 0.04 * \sqrt{500^3}} = 0.17$$

$$\epsilon_{c, ds100} = -0.75 * 0.17 * 3.94 * 10^{-4} = 0.50 * 10^{-4} = 50 * 10^{-6}$$

### 6.6.2.2. Ανηγμένη Παραμόρφωση Ξήρανσης για $t_{\infty} = 30000$ Μέρες

$$\varepsilon_{c,ds30000} = 325 * 10^{-6}$$

(\* Η τελική τιμή της ανηγμένης βράχυνσης δίνεται για γέφυρες και το εσωτερικό και εξωτερικό κτιρίων.)

## 6.7. Συνεργαζόμενα Πλάτη

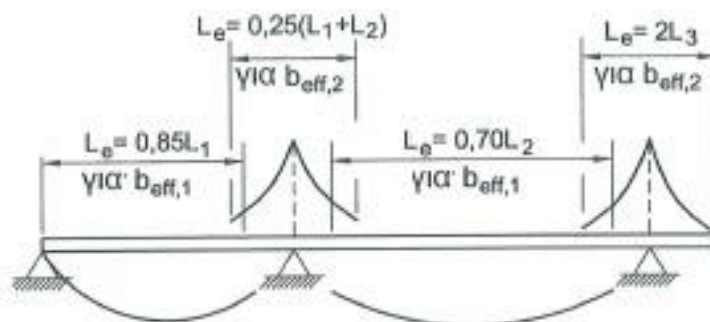
Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, Μέρος 1, το συνεργαζόμενο πλάτος του πέλματος πλακοδοκού εκατέρωθεν του κορμού δίνεται από τη σχέση:

$$b_{\text{eff}} = b_o + \Sigma \beta b_{ei}, \quad b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i$$

- \*  $b_o$ : απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων για γέφυρες.
- \*  $L_e$ : προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών.
- \*  $b_i$ : απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ παράλληλων κορμών ή μέχρι το ελεύθερο άκρο.

μειωτικός συντελεστής:  $\beta_i = (0.55 + 0.25 * L_e / b_i) \leq 1.0$

Το συνεργαζόμενο πλάτος κατά μήκος μιας συνεχούς δοκού μεταβάλλεται. Αυτό έχει ως συνέπεια την αλλαγή των αδρανειακών χαρακτηριστικών της διατομής κατά μήκος του φορέα. Για την αποφυγή μιάς κοπιώδους επαναληπτικής διαδικασίας επιτρέπεται να λαμβάνεται για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών μιας συνεχούς δοκού σταθερό συνεργαζόμενο πλάτος καθ'όλο το μήκος της.



Σχήμα (6.7) - Προσδιορισμός Συνεργαζόμενου Πλάτους Πλάκας κατά Ευρωκώδικα 4



Μήκη  $L_e$ : άνοιγμα 50m:  $L_e = 0.85 * 50 = 42.5 \text{ m}$

άνοιγμα 60m:  $L_e = 0.85 * 60 = 51.0 \text{ m}$

εσωτερική στήριξη:  $L_e = 0.25 * (50 + 60) = 27.5 \text{ m}$

Σκυρόδεμα:

θεωρώ για απλότητα υπολογισμών  $b_0 = 0$  και τα πλήρη πλάτη κοντά στους κορμούς είναι:

$$b_2 = \frac{8.5 - 5}{2} = 1.75 \text{ m} \quad \text{και} \quad b_1 = \frac{5}{2} = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{άνοιγμα 50m: } b_e = \frac{42.5}{8} = 5.31 \text{ m}$$

$$\text{άνοιγμα 60m: } b_e = \frac{51.0}{8} = 6.38 \text{ m}$$

$$\text{εσωτερική στήριξη: } b_e = \frac{27.5}{8} = 3.44 \text{ m}$$

Προκύπτει ότι  $b_e > b_1, b_2$  άρα δε χρειάζεται κάποια περαιτέρω μείωση λόγω διάτμησης.

Δομικός χάλυβας:

Προκύπτει  $b_0 = \frac{3.5}{2} = 1.75 \text{ m}$  το οποίο είναι μεγαλύτερο από το  $L_e / 50$  ( $= 0.85 \text{ m}$  για το αριστερό άνοιγμα,  $1.02 \text{ m}$  για το δεξί άνοιγμα και  $0.55 \text{ m}$  για την στήριξη). Συνεπώς πρέπει να καθοριστούν τα συνεργαζόμενα πλάτη.

Επίδραση των διαμηκών νευρώσεων:

Βρέθηκε από προηγουμένως  $\frac{Asl}{bo} = 30 \text{ mm}$ . Για πάχος πέλματος  $30 \text{ mm}$  προκύπτει:

$$\alpha = \sqrt{1 + \frac{Asl}{bo * t}} = \sqrt{1 + \frac{30}{30}} = 1.414$$

$$\text{Άνοιγμα 50m: } 0.02 < \kappa = 1.414 * 1.75 / 42.5 = 0.058 < 0.7$$

$$\text{συντελεστής κάμψης: } \beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6.4 * 0.058^2} = 0.978$$

$$\text{συνεργαζόμενο πλάτος: } b_{\text{eff}} = 0.978 * 1.75 = 1.712 \text{ m}$$

$$\text{Άνοιγμα 60m: } 0.02 < \kappa = 1.414 * 1.75 / 51 = 0.0485 < 0.7$$

$$\text{συντελεστής κάμψης: } \beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6.4 * 0.0485^2} = 0.985$$

$$\text{συνεργαζόμενο πλάτος: } b_{\text{eff}} = 0.985 * 1.75 = 1.724 \text{ m}$$

$$\text{Εσωτερική στήριξη: } \kappa = 1.13 * 1.75 / 27.5 = 0.0719$$

$$\text{συντελεστής κάμψης: } \beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6.4 * 0.0719^2} = 0.968$$

$$\text{συνεργαζόμενο πλάτος: } b_{\text{eff}} = 0.968 * 1.75 = 1.694 \text{ m}$$

Λαμβάνοντας υπόψη τα συνεργαζόμενα πλάτη, το απαιτούμενο πάχος του κάτω πέλματος προκύπτει:

$$t_{\text{eq}} = 6.0 * 1.694 / 1.75 = 5.808 \text{ cm}$$

## 6.8. Αδρανειακά Μεγέθη

Για τον σχεδιασμό της κατασκευής χρησιμοποιείται ελαστική ανάλυση θεωρώντας ρηγματωμένη διατομή σε περιοχές κοντά στην εσωτερική στήριξη και αρηγμάτωση διατομή στα δύο ανοίγματα. Στα ανοίγματα, τα πλάτη που προκύπτουν από τη πλαστική και την ελαστική ανάλυση δεν έχουν διαφορά μεγάλη ωστόσο στη στήριξη η διαφορά των αποτελεσμάτων από τις δύο αναλύσεις είναι μεγάλη. Αυτό έχει ως συνέπεια να χρησιμοποιηθούν διαφορετικά αδρανειακά μεγέθη για τη κάθε περίπτωση.

- **Στάδιο I, αρηγμάτωση διατομή**

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_a + A_s + A_c / n$$

$$\text{Απόσταση κέντρου βάρους: } z_e = (A_a * z_a + A_s * z_s + A_c * z_c / n) / A_e$$

$$\text{Ροπή αδρανείας σταδίου I: } I_e = I_a + A_a * (z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{n} + \frac{A_c}{n} * (z_e - z_c)^2 + A_s * (z_s - z_e)^2$$

- **Στάδιο II, ρηγματωμένη διατομή**

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_a + A_s$$

$$\text{Απόσταση κέντρου βάρους: } z_e = (A_a * z_a + A_s * z_s) / A_e$$

$$\text{Ροπή αδρανείας σταδίου I: } I_e = I_a + A_a * (z_a - z_e)^2 + A_s * (z_s - z_e)^2$$

$$\text{Από τα προηγούμενα δίνονται: } A_a = 0.535 \text{ m}^2, \quad z_a = 1.9 \text{ m}, \quad A_s = 0.03 \text{ m}^2, \quad z_s = 0.1 \text{ m}, \\ A_c = 2.125 \text{ m}^2, \quad z_c = 0.125 \text{ m}$$

$$\text{Συντελεστές ισοδύναμης διατομής: } n_o = 6.17, \quad n_{LP100} = 11.76, \quad n_{LS100} = 8.97, \\ n_{LP30000} = 18.706, \quad n_{LS30000} = 12.438$$

Μετά από υπολογισμούς σε φύλλο excel, φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (6.10) το εμβαδόν, η ροπή αδρανείας και η απόσταση του κέντρου βάρους για τη κάθε περίπτωση.

Περιγραφή διατομής	Εμβαδόν διατομής $A \text{ (m}^2\text{)}$	Ροπή αδρανείας $I_y \text{ (m}^4\text{)}$	Απόσταση κέντρου βάρους από την πάνω ίνα $z_g \text{ (m)}$
Συγκολλητή σιδηρά διατομή "a"	0.531 m <sup>2</sup>	1.13 m <sup>4</sup>	1.9 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για βραχυχρόνιες φορτίσεις "0"	0.905 m <sup>2</sup>	1.926 m <sup>4</sup>	1.498 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από μόνιμες δράσεις "P" (100 μέρες)	0.742 m <sup>2</sup>	1.642 m <sup>4</sup>	1.608 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από δευτερεύοντα φορτία "S" (100 μέρες)	0.798 m <sup>2</sup>	1.747 m <sup>4</sup>	1.565 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από μόνιμες δράσεις "P" (30000 μέρες)	0.675 m <sup>2</sup>	1.503 m <sup>4</sup>	1.668 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από δευτερεύοντα φορτία "S" (30000 μέρες)	0.732 m <sup>2</sup>	1.626 m <sup>4</sup>	1.616 m
Ρηγματωμένη διατομή "2"	0.561 m <sup>2</sup>	1.224 m <sup>4</sup>	1.804 m

Πίνακας (6.10) - Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Ενισχυμένης Διατομής

Υπολογίστηκαν και οι αντίστοιχες ροπές αντίστασης πίνακας (6.11):

$$\text{Σιδηροδοκός κάτω πέλμα: } W_{au} = \frac{I_e}{h_u}$$

$$\text{Σιδηροδοκός άνω πέλμα: } W_{ao} = \frac{I_e}{z_e - d}$$

$$\text{Οπλισμός σκυροδέματος: } W_s = - \frac{I_e}{z_e - z_s}$$

$$\text{Σκυρόδεμα κάτω πέλμα: } W_{cu} = - \frac{I_e}{z_e - d} * \eta$$

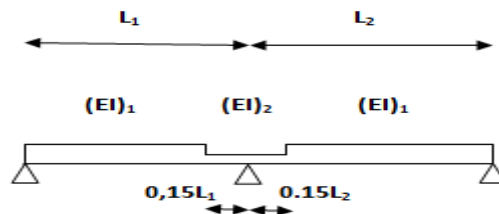
$$\text{Σκυρόδεμα άνω πέλμα: } W_{co} = - \frac{I_e}{z_e} * \eta$$

Περιγραφή διατομής	$I_e$	$W_{au}$	$W_{ao}$	$W_s$	$W_w$
Συγκολλητή σιδηρά διατομή "a"	1.13 m <sup>4</sup>	0.706 m <sup>3</sup>	0.706 m <sup>3</sup>	0.635 m <sup>3</sup>	0.739 m <sup>3</sup>
Ρηγματωμένη διατομή "2"	1.224 m <sup>4</sup>	0,722 m <sup>3</sup>	0.814 m <sup>3</sup>	0.727 m <sup>3</sup>	0.854 m <sup>3</sup>

Πίνακας (6.11) - Ροπές Αντίστασης Ενισχυμένης Διατομής

Επειδή στην ελαστική ανάλυση η κατανομή των εντατικών μεγεθών γίνεται σύμφωνα με τις δυσκαμψίες των στοιχείων είναι σημαντική η όσο το δυνατόν καλύτερη εκτίμηση των δυσκαμψιών. Στις συνεχείς δοκούς υπάρχουν περιοχές υπό θετική ροπή και περιοχές υπό αρνητική ροπή. Στις περιπτώσεις αρνητικών ροπών το σκυρόδεμα υπόκειται σε εφελκυσμό και συνεπώς λόγω ρηγμάτωσης δεν συμβάλλει στην αντοχή και στη δυσκαμψία. Για το λόγο αυτό υπάρχουν οι δύο δυσκαμψίες η αρηγμάτωση  $EI_1$  δηλαδή και η ρηγματωμένη  $EI_2$ .

Οι διαφορές μεταξύ των δύο δυσκαμψιών είναι γενικά σημαντικές πράγμα που οδηγεί σε μεγάλες αποκλίσεις εντατικών μεγεθών όταν εφαρμοσθεί ελαστική ανάλυση. Στη ρηγματωμένη ανάλυση αυξάνουν οι ροπές στο άνοιγμα και μικραίνουν στο στήριγμα ενώ αυξάνουν τα βέλη. Συνεπώς η αρηγμάτωση ανάλυση οδηγεί από μόνη της σε ανακατανομή ροπών από το στήριγμα στο άνοιγμα. Μια προσεγγιστική θεώρηση δυσκαμψιών φαίνεται παρακάτω στο σχήμα (6.8), σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4.



Σχήμα (6.8) - Κατανομή Δυσκαμψιών σε Συνεχή Δοκό

## 6.9. Χαρακτηριστικές Τιμές Φορτίσεων

### 6.9.1. Ερπυσμός

Διαφορά θερμοκρασίας στο άνοιγμα 50 m:

$$\Delta T_{cr} = \frac{M}{E\alpha} * \frac{h}{at} * \left( \frac{1}{I_p(30000)} - \frac{1}{I_0} \right) = \frac{23999.56}{2.1 * 10^8} * \frac{3.25}{10^{-5}} * \left( \frac{1}{1.503} - \frac{1}{1.926} \right) = 5.42 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Όμοια υπολογίζονται και οι υπόλοιπες διαφορές θερμοκρασίας:

$$\text{Άνοιγμα 50 m για 100 μέρες: } \Delta T_{cr} = \frac{23999.56}{2.1 * 10^8} * \frac{3.25}{10^{-5}} * \left( \frac{1}{1.642} - \frac{1}{1.926} \right) = 3.33 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{Άνοιγμα 60 m για 30000 μέρες: } \Delta T_{cr} = \frac{44573.93}{2.1 * 10^8} * \frac{3.25}{10^{-5}} * \left( \frac{1}{1.503} - \frac{1}{1.926} \right) = 9.35 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{Άνοιγμα 60 m για 100 μέρες: } \Delta T_{cr} = \frac{44573.93}{2.1 * 10^8} * \frac{3.25}{10^{-5}} * \left( \frac{1}{1.642} - \frac{1}{1.926} \right) = 6.19 \text{ } ^\circ\text{C}$$



Σχήμα (6.9) - Ερπυσμός 100 Μέρες



Σχήμα (6.10) - Ερπυσμός 30000 Μέρες

### 6.9.2. Συστολή Ξήρανσης

Η αξονική που δρα στο κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής και η αντίστοιχη καμπτική ροπή υπολογίζονται από τις σχέσεις:

- **30000 μέρες**

$$\text{Αξονική: } N_{sh} = \epsilon_{sh} * \frac{no}{ns} * E_{cm} * A_c = 325 * 10^{-6} * \frac{6.17}{12.438} * 34000 * 2.125 = 11.648 \text{ KN}$$

$$\text{Ροπή: } M_{sh} = N_{sh} * (z_g - z_c) = 11.648 * (1.616 - 0.125) = 17.367 \text{ KNm}$$

$$\text{Διαφορά θερμοκρασίας: } \Delta T_{sh} = \frac{M_{sh}}{Ea * I_{sh}} * \frac{h}{a\tau} = \frac{17367}{2.1 * 10^8 * 1.623} * \frac{3.25}{10^{-5}} = 16.54 \text{ }^\circ\text{C}$$

- **100 μέρες**

$$\text{Αξονική: } N_{sh} = \epsilon_{sh} * \frac{no}{ns} * E_{cm} * A_c = 50 * 10^{-6} * \frac{6.17}{8.97} * 34000 * 2.125 = 2.485 \text{ KN}$$

$$\text{Ροπή: } M_{sh} = N_{sh} * (z_g - z_c) = 2.485 * (1.565 - 0.125) = 3.578 \text{ KNm}$$

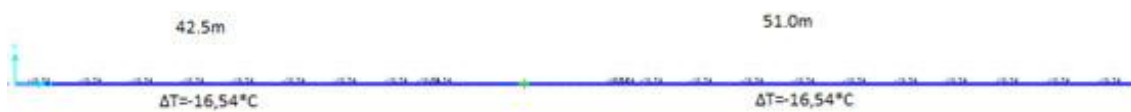
$$\text{Διαφορά θερμοκρασίας: } \Delta T_{sh} = \frac{M_{sh}}{Ea * I_{sh}} * \frac{h}{a\tau} = \frac{3578}{2.1 * 10^8 * 1.746} * \frac{3.25}{10^{-5}} = 3.17 \text{ }^\circ\text{C}$$

Υπενθυμίζεται ότι η συστολή ξήρανσης αναπτύσσεται αποκλειστικά στις μη ρηγματωμένες περιοχές της σύμμικτης διατομής, οι οποίες έχουν συνολικό μήκος:

$$L_{0\lambda} = 0.85 * 50 + 0.85 * 60 = 42.5 + 51 = 93.5 \text{ m}$$



Σχήμα (6.11) - Συστολή Ξήρανσης 100 Μέρες

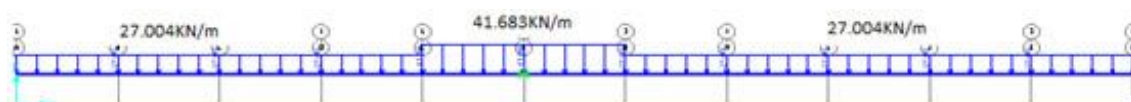


Σχήμα (6.12) - Συστολή Ξήρανσης 30000 Μέρες

### 6.9.3. Μόνιμα Φορτία

#### 6.9.3.1. Ίδιον Βάρος Χάλυβα: [G1]

τα αποτελέσματα της φόρτισης αυτής δίνονται άμεσα από το στατικό πρόγραμμα SAP.



Σχήμα (6.13) - Φόρτιση [G1]

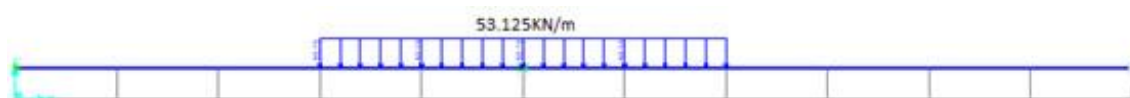
### 6.9.3.2. Ίδιον Βάρος Πλάκας Σκυροδέματος: [Gc]

Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι  $25 \text{ KN/m}^3$ , το πάχος της πλάκας είναι  $t = 0.25 \text{ m}$  και το πλάτος της πλάκας είναι  $b = 8.5 \text{ m}$ . Συνεπώς το φορτίο είναι:

$$g_c = 25 * 8.5 * 0.25 = 53.125 \text{ KN/m}$$



Σχήμα (6.14) - Φόρτιση [Gc1]



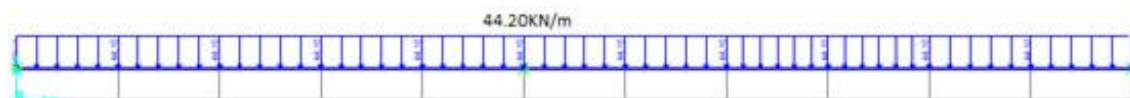
Σχήμα (6.15) - Φόρτιση [Gc2]

### 6.9.3.3. Λοιπά Μόνιμα Φορτία: [G2]

Στα λοιπά μόνιμα φορτία περιλαμβάνεται το έρμα με ίδιο βάρος χαλκιού  $16 \text{ KN/m}^3$ , οι σιδηροδρομικές γραμμές και η στεγανοποίηση. Το πάχος του έρματος θεωρείται ενιαίο  $t = 0.35 \text{ m}$  και πλάτος  $7 \text{ m}$ . Συνεπώς το φορτίο γίνεται:

$$g_2 = 16 * 0.35 * 7 + 5 = 44.2 \text{ KN/m}$$

(\* ) Σημείωση: Το πάχος της πλάκας διαφέρει κατά μήκος της γέφυρας αλλά λαμβάνεται ως σταθερό για την απλούστευση των υπολογισμών της σύνθετης δοκού.



Σχήμα (6.16) - Φόρτιση [G2]

### 6.9.4. Κινητά Φορτία

Τοποθετώ τα κινητά φορτία σύμφωνα με το μοντέλο LOAD-MODEL71 του ευρωκώδικα και για διάφορες θέσεις του οχήματος (πρώτη στήριξη, μέσο πρώτου ανοίγματος, μεσαία στήριξη, μέσο δεύτερου ανοίγματος, τρίτη στήριξη) βρίσκω τα εντατικά μεγέθη και καταλήγω στα δυσμενέστερα για τον έλεγχο της διατομής. Όσον αφορά τη στρεπτική ροπή δυσμενέστερη είναι η περίπτωση που πάνω στη γέφυρα περνά ένα τρένο σε αντίθεση με τα υπόλοιπα εντατικά μεγέθη που δυσμενέστερα είναι στη περίπτωση που πάνω στη γέφυρα έχουμε ταυτόχρονη κυκλοφορία δύο συρμών.

## 6.10. Έλεγχος Τάσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

### 6.10.1. Εσωτερική Στήριξη

Η διατομή στην εσωτερική στήριξη είναι κατηγορίας 3. Λαμβάνοντας υπόψη τα στάδια κατασκευής υπολογίζονται οι ορθές και διατμητικές τάσεις πίνακας (6.12). Υπολογίστηκαν οι ορθές τάσεις στο πάνω πέλμα, στο κάτω πέλμα και στον οπλισμό σκυροδέματος και οι ορθές και διατμητικές τάσεις στον κορμό για να γίνει έπειτα και ο έλεγχος Von Mises πίνακας (6.13). Οι διατμητικές τάσεις κατά μήκος του κορμού ισούνται με  $\tau_w = \frac{V}{A_w}$  όπου  $A_w = 1584 \text{ cm}^2$ . Η διατμητική τάση λόγω στρέψης, υπολογίζεται από τη σχέση  $\tau_w = \frac{Mt}{2 * A_o * t_w}$  όπου  $2 * A_o * t_w = 2 * \frac{5 + 3.5}{2} * 3.21 * 0.02 = 0.527 \text{ m}^3 = 527000 \text{ cm}^3$ . Η διατμητική τάση λόγω στρέψης από τα κινητά φορτία προκύπτει  $\tau_w = \frac{547733}{527000} = 1.04 \text{ KN/cm}^2$  με ροπή στρέψης  $M_t = 5477.33$ .

	<b>M</b> [KNm]	<b><math>\sigma_s</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]	<b><math>\sigma_{au}</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]	<b><math>\sigma_{ao}</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]	<b><math>\sigma_w</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]	<b><math>V_t</math></b> [KN]	<b><math>\tau_w</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]
Ι.Β. σιδηροδοκού	- 15602.61	-	- 2.21	2.21	2.11	1493.67	0.94
Ι.Β πλάκας	- 20157.31	-	- 2.86	2.86	2.73	1929.71	1.21
Πρόσθετα μόνιμα φορτία	- 16732.94	2.30	- 2.32	2.06	1.95	1601.88	1.01
Κινητά φορτία	- 66297.12	9.12	- 9.18	8.14	7.76	6718.11	4.24 + 1.04
Συστολή ξήρανσης σε <b>100 μέρες</b>	- 6470.22	0.89	- 0.90	0.79	0.75	129.40	0,08
Συστολή ξήρανσης σε <b>30000 μέρες</b>	- 33759.46	4.64	- 4.67	4.14	3.92	675.19	0.43
Ερπυσμός σε <b>100 μέρες</b>	- 10321.71	1.41	- 1.43	1.27	1.21	206.43	0.13
Ερπυσμός σε <b>30000 μέρες</b>	- 15437.98	2.12	- 2.14	1.89	1.81	308.76	0.19

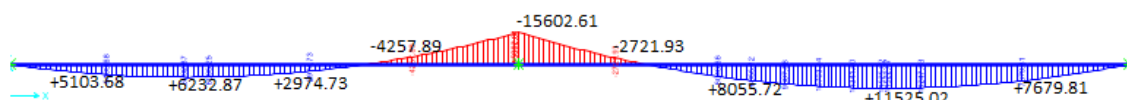
Πίνακας (6.12) - Υπολογισμός Τάσεων για τη Μεσαία Στήριξη

$1.35 * \Sigma G + 1.45 * Q + S$	100 μέρες	30000 μέρες	Οριακή τιμή τάσης [KN/cm <sup>2</sup> ]
$\sigma_s$	19.123	23.831	43.5 v
$\sigma_{au}$	26.118	30.847	33.37 v
$\sigma_{ao}$	23.933	28.120	33.5 v
$\sigma_w$	22.802	26.782	32.3 v
$\tau_w$	11.772	12.203	18.64 v
Von Mises "w"	$\sqrt{23.933^2 + 3 * 11.772^2} = 31.44$	$\sqrt{28.120^2 + 3 * 12.203^2} = 35.18$	35.5 v
	$(\frac{11.772}{18.64})^2 + (\frac{22.802}{32.3})^2 = 0.897$	$(\frac{12.203}{18.64})^2 + (\frac{26.782}{32.3})^2 = 1.01 \approx 1.00$	$\leq 1.00 v$

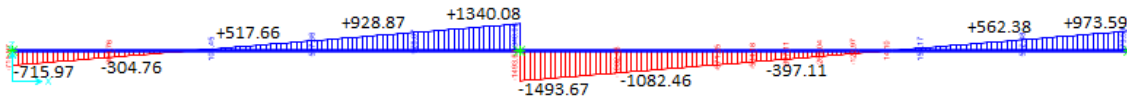
Πίνακας (6.13) - Έλεγχος Τάσεων στη Μεσαία Στήριξη

Ικανοποιείται λοιπόν ο έλεγχος τάσεων στη στήριξη για την κατάσταση αστοχίας.

Παρακάτω δίνονται τα διαγράμματα για τα κρίσιμα εντατικά μεγέθη στη μεσαία στήριξη.



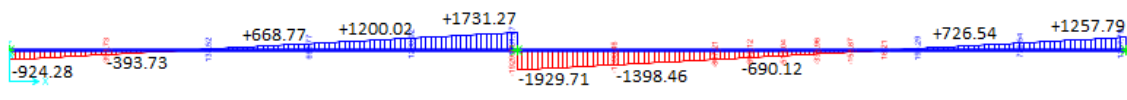
Σχήμα (6.17) - Διάγραμμα Ροπών [G1]



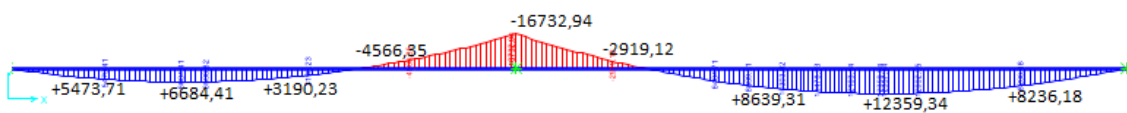
Σχήμα (6.18) - Διάγραμμα Τεμνουσών [G1]



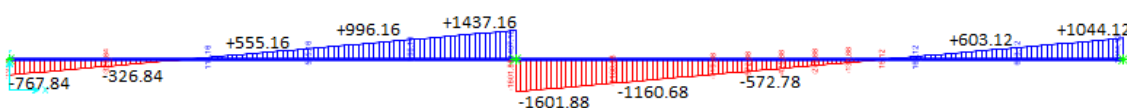
Σχήμα (6.19) - Διάγραμμα Ροπών [Gc]



Σχήμα (6.20) - Διάγραμμα Τεμνουσών [Gc]

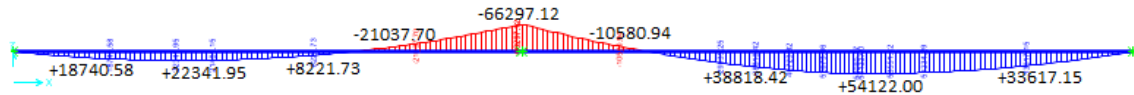


Σχήμα (6.21) - Διάγραμμα Ροπών [G2]

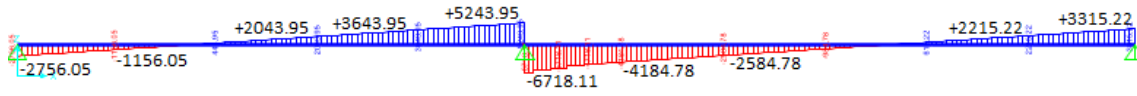


Σχήμα (6.22) - Διάγραμμα Τεμνουσών [G2]

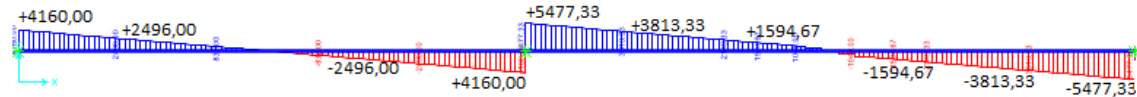




Σχήμα (6.23) - Διάγραμμα Ροπών Q



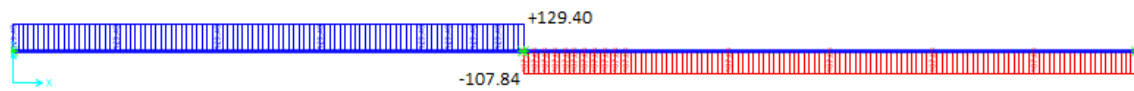
Σχήμα (6.24) - Διάγραμμα Τεμνουσών Q



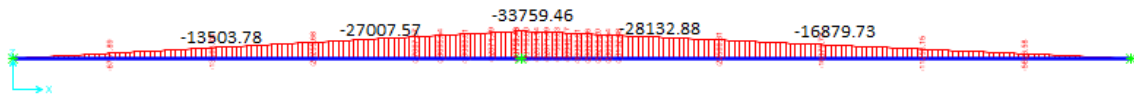
Σχήμα (6.25) - Διάγραμμα Στρεπτικών Ροπών Q



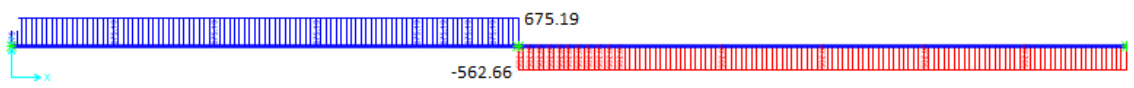
Σχήμα (6.26) - Διάγραμμα Ροπών S100 Μέρες



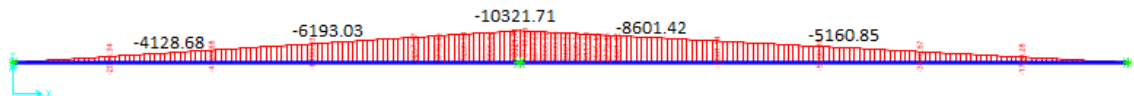
Σχήμα (6.27) - Διάγραμμα Τεμνουσών S100 Μέρες



Σχήμα (6.28) - Διάγραμμα Ροπών S30000 Μέρες



Σχήμα (6.29) - Διάγραμμα Τεμνουσών S30000 Μέρες



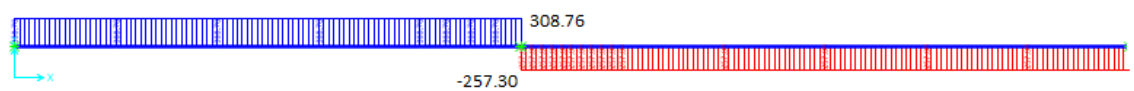
Σχήμα (6.30) - Διάγραμμα Ροπών E100 Μέρες



Σχήμα (6.31) - Διάγραμμα Τεμνουσών E100 Μέρες



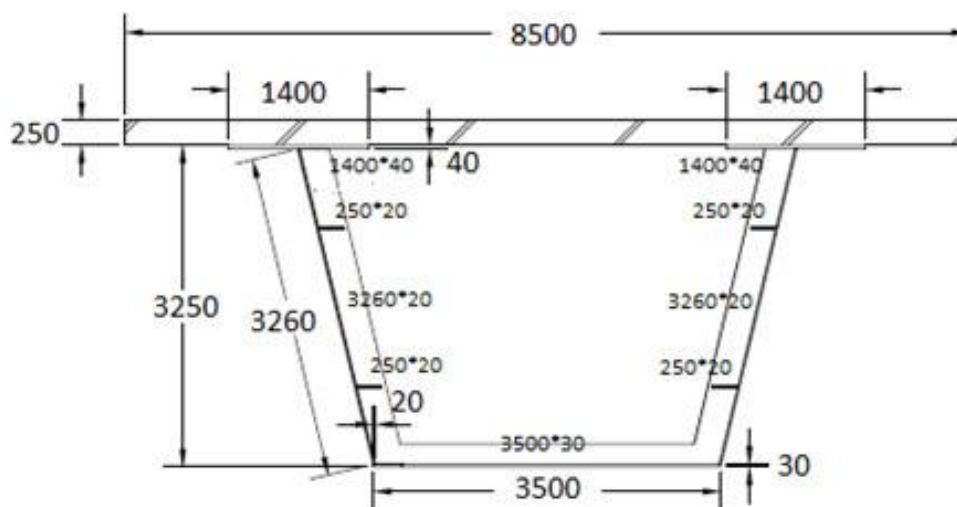
Σχήμα (6.32) - Διάγραμμα Ροπών E30000 Μέρες



Σχήμα (6.33) - Διάγραμμα Τεμνουσών E30000 Μέρες

### 6.10.2. Ανοίγματα

Για τα ανοίγματα, καθώς τα εντατικά μεγέθη είναι μικρότερα, γίνεται κάποια απομείωση της διατομής της μεσαίας στήριξης για να αποφευχθεί η υπερδιαστασιολόγηση του κιβωτίου. Έτσι μειώνεται το πάχος του ελάσματος του πάνω πέλματος, το κάτω πέλμα είναι υπό εφελκυσμό, δεν τοποθετούνται νευρώσεις και μειώνονται και οι νευρώσεις στο κορμό καθώς το εντατικό μέγεθος της τέμνουσας μειώνεται επίσης. Έτσι στα ανοίγματα η διατομή έχει τη μορφή του σχήματος (6.34) και τα αδρανειακά της χαρακτηριστικά φαίνονται στον πίνακα (6.14) όπως και οι ροπές αντίστασης, στον πίνακα (6.15).



Σχήμα (6.34) - Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Διατομής Ανοιγμάτων

Περιγραφή διατομής	Εμβαδόν διατομής $A$ ( $m^2$ )	Ροπή αδρανείας $I_y$ ( $m^4$ )	Απόσταση κέντρου βάρους από την πάνω ίνα $z_g$ (m)
Συγκολλητή σιδηρά διατομή "a"	0.344 $m^2$	0.668 $m^4$	1.846 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για βραχυχρόνιες φορτίσεις "0"	0.718 $m^2$	1.328 $m^4$	1.368 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από μόνιμες δράσεις "P" (100 μέρες)	0.555 $m^2$	1.103 $m^4$	1.476 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από δευτερεύοντα φορτία "S" (100 μέρες)	0.611 $m^2$	1.186 $m^4$	1.432 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από μόνιμες δράσεις "P" (30000 μέρες)	0.488 $m^2$	0.991 $m^4$	1.541 m
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για φόρτιση από δευτερεύοντα φορτία "S" (30000 μέρες)	0.545 $m^2$	1.087 $m^4$	1.484 m
Ρηγματωμένη διατομή "2"	0.374 $m^2$	0.745 $m^4$	1.789 m

Πίνακας (6.14) - Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Διατομής Ανοιγμάτων

Περιγραφή διατομής	$I_e$	$W_{au}$	$W_{ao}$	$W_s$	$W_w$
Συγκολλητή σιδηρά διατομή "α"	0.344 m <sup>4</sup>	0.476 m <sup>3</sup>	0.419 m <sup>3</sup>	0.383 m <sup>3</sup>	0.429 m <sup>3</sup>
Σύμμικτη αρηγμάτωση διατομή για βραχυχρόνιες φορτίσεις "0"	0.718 m <sup>4</sup>	0.706 m <sup>3</sup>	1.189 m <sup>3</sup>	1.048 m <sup>3</sup>	1.233 m <sup>3</sup>

Πίνακας (6.15) - Ροπές Αντίστασης Διατομής Ανοιγμάτων

## 6.10.2.1 Άνοιγμα 60 m

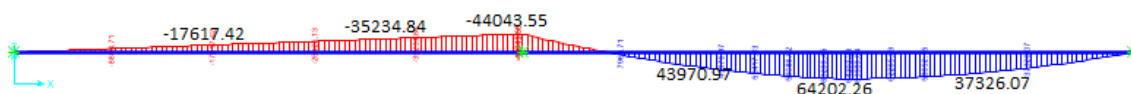
	<b>M</b> [KNm]	<b><math>\sigma_s</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]	<b><math>\sigma_{au}</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]	<b><math>\sigma_{ao}</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]	<b><math>\sigma_w</math></b> [KN/cm <sup>2</sup> ]
Ι.Β. σιδηροδοκού	+ 11525.02	-	+ 2.43	- 2.75	- 2.68
Ι.Β πλάκας	+ 14889.39	-	+ 3.13	- 3.55	- 3.47
Πρόσθετα μόνιμα φορτία	+ 12359.74	- 1.18	+ 1.75	- 1.18	- 1.01
Κινητά φορτία	+ 64202.26	- 6.13	+ 9.09	- 5.39	- 5.21
Συστολή ξήρανσης σε <b>100</b> μέρες	- 4313.48	0.48	- 0.75	0.45	0.40
Συστολή ξήρανσης σε <b>30000</b> μέρες	- 22506.31	2.87	- 4.17	2.66	2.34
Ερπυσμός σε <b>100</b> μέρες	- 6881.14	0.86	- 1.26	0.80	0.71
Ερπυσμός σε <b>30000</b> μέρες	- 10291.99	1.49	- 2.03	1.39	1.07

Πίνακας (6.16) - Υπολογισμός Τάσεων για το Άνοιγμα 60 m

$1.35 * \Sigma G + 1.45 * Q + S$	100 μέρες	30000 μέρες	Οριακή τιμή τάσης [KN/cm <sup>2</sup> ]
$\sigma_s$	8.841	5.600	<b>43.5 v</b>
$\sigma_{au}$	20.598	16.139	<b>35.5 v</b>
$\sigma_{ao}$	16.384	13.377	<b>33.5 v</b>
$\sigma_w$	15.862	13.436	<b>32.3 v</b>

Πίνακας (6.17) - Έλεγχος Τάσεων στο Άνοιγμα 60 m

Ικανοποιείται λοιπόν ο έλεγχος τάσεων στο μεγάλο άνοιγμα για την κατάσταση αστοχίας.



Σχήμα (6.35) - Διάγραμμα Ροπών Q

### 6.10.2.2. Άνοιγμα 50 m

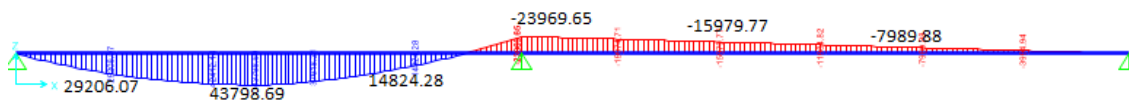
	M [KNm]	$\sigma_s$ [KN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{au}$ [KN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ao}$ [KN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_w$ [KN/cm <sup>2</sup> ]
I.B. σιδηροδοκού	+ 6232.87	-	1.31	- 1.44	- 1.40
I.B πλάκας	+ 8052.36	-	1.69	- 1.86	- 1.81
Πρόσθετα μόνιμα φορτία	+ 6684.41	- 0.64	0.94	- 0.56	- 0.54
Κινητά φορτία	+ 43798.69	- 4.17	6.17	- 3.68	- 3.55
Συστολή ξήρανσης σε 100 μέρες	- 3882.13	0.44	- 0.68	0.41	0.36
Συστολή ξήρανσης σε 30000 μέρες	- 20255.68	2.58	- 3.76	2.39	2.13
Ερπυσμός σε 100 μέρες	- 6193.03	0.77	- 1.13	0.72	0.64
Ερπυσμός σε 30000 μέρες	- 9262.79	1.35	- 1.83	1.25	1.12

Πίνακας (6.18) - Υπολογισμός Τάσεων για το Άνοιγμα 50 m

$1.35 * \Sigma G + 1.45 * Q + S$	100 μέρες	30000 μέρες	Οριακή τιμή τάσης [KN/cm <sup>2</sup> ]
$\sigma_s$	5.431	2.508	<b>43.5 v</b>
$\sigma_{au}$	12.06	8.035	<b>35.5 v</b>
$\sigma_{ao}$	9.165	6.469	<b>33.5 v</b>
$\sigma_w$	8.986	6.568	<b>32.3 v</b>

Πίνακας (6.19) - Έλεγχος Τάσεων στο Άνοιγμα 50 m

Ικανοποιείται λοιπόν ο έλεγχος τάσεων στο μικρό άνοιγμα για την κατάσταση αστοχίας.



Σχήμα (6.36) - Διάγραμμα Ροπών Q

### 6.10.2.3. Πλαστική Ανάλυση στα Ανοίγματα

για τη διατομή στο άνοιγμα βρίσκω τη  $M_{pl}$

$$\text{εφελκυστική δύναμη: } Z = 3440 * 35.5 = 122120 \text{ KN}$$

$$\text{θλιπτική δύναμη σκυροδέματος: } D = 1.98 * 850 * 25 = 42075 \text{ KN, } D < Z$$

$$\text{θέση ουδετέρου άξονα: } z_o = 25 + 4 + \frac{122120 - 1.98 * 850 * 25}{4 * 35.5 * 2} - \frac{140 * 4}{2} = 30.85 \text{ cm} > 29 \text{ cm}$$

άρα ο ουδέτερος άξονας είναι λίγο κάτω από το πάνω πέλμα

$$\begin{aligned} \text{πλαστική ροπή: } M_{pl} &= 122120 * (184.6 - 12.5) - 4 * 35.5 * 2 * (30.85 - 25 - 4) * \left(\frac{30.85 + 4}{2}\right) - 4 \\ &* 35.5 * 140 * 4 * \left(\frac{25 + 4}{2}\right) = 19854656 \text{ KNcm} = 198546.56 \text{ KNm} \end{aligned}$$

### δρώσα ροπή στο άνοιγμα 60 μέτρων (δυσμενέστερο)

- 100 μέρες

$$M_{ED} = 1.35 * (11525.02 + 14889.39 + 12359.7 - 6881.14) + 1.45 * 64202.26 - 4313.48 = 131835.36 < M_{pl} \text{ v}$$

- 30000 μέρες

$$M_{ED} = 1.35 * (11525.02 + 14889.39 + 12359.7 - 10291.99) + 1.45 * 64202.26 - 22506.31 = 109038 < M_{pl} \text{ v}$$

### δρώσα ροπή στο άνοιγμα 50 μέτρων

- 100 μέρες

$$M_{ED} = 1.35 * (6232.87 + 8052.36 + 6684.41 - 6193.03) + 1.45 * 43798.69 - 3882.13 = 79574.394 < M_{pl} V$$

- 30000 μέρες

$$M_{ED} = 1.35 * (6232.87 + 8052.36 + 6684.41 - 9262.79) + 1.45 * 43798.69 - 20255.68 = 59056.67 < M_{pl} V$$

## 6.11. Έλεγχος Τάσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

### 6.11.1. Για τη Μεσαία Στήριξη

1.00 * ΣG + 1.00 * Q + S	100 μέρες	30000 μέρες	Οριακή τιμή τάσης [KN/cm <sup>2</sup> ]
$\sigma_s$	13.72	18.18	<b>43.5 v</b>
$\sigma_{au}$	18.90	23.38	<b>33.37 v</b>
$\sigma_{ao}$	17.33	21.30	<b>33.5 v</b>
$\sigma_w$	16.51	20.28	<b>35.5 v</b>
$\tau_w$	8.57	8.98	<b>18.64 v</b>
Von Mises "w"	$\sqrt{17.33^2 + 3 * 8.57^2} = 22.818$	$\sqrt{21.3^2 + 3 * 8.98^2} = 26.374$	<b>35.5 v</b>
	$\left(\frac{8.57}{18.64}\right)^2 + \left(\frac{16.51}{35.5}\right)^2 = 0.43$	$\left(\frac{8.98}{18.64}\right)^2 + \left(\frac{20.28}{35.5}\right)^2 = 0.56$	<b>≤ 1.00 v</b>

Πίνακας (6.20) - Έλεγχος Τάσεων στην Ο.Κ.Λ.

## 6.12. Έλεγχος Βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Ο υπολογισμός των βελών βασίζεται στην ιστορία φόρτισης:



Σχήμα (6.37) - I.B. Κάλυβα

Σχήμα (6.38) - 1<sup>η</sup> και 2<sup>η</sup> Σκυροδέτηση

Σχήμα (6.39) - Λοιπά Μόνιμα



Σχήμα (6.40) - Κινητά



Σχήμα (6.41) - Συστολή Ξήρανσης

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5 = 172.6 \text{ mm} = 17.2 \text{ cm} \leq \delta_{\text{max}} = \frac{L}{300} = \frac{6000}{300} = 20 \text{ cm}$$

## 6.13. Έλεγχος Ρηγμάτωσης

Ο έλεγχος ρηγμάτωσης είναι απαραίτητος στις περιοχές όπου η πλάκα σκυροδέματος βρίσκεται υπό εφελκυσμό και περιλαμβάνει την πρόβλεψη του ελάχιστου οπλισμού και τον έλεγχο του περιορισμού του εύρους των ρωγμών.

### 6.13.1. Ελάχιστος Οπλισμός

$$k_d = 0.9, \quad k_c = \frac{1}{1 + \frac{hc}{2 * z_0}} + 0.3 = \frac{1}{1 + \frac{25}{2 * 137.3}} + 0.3 = 1.22, \quad k = 0.8$$

$$\sigma_{s2} = \sigma_{s,el} + 0.4 * \frac{f_{ct}}{a_{st} * \rho_s} = 13.72 + 0.4 * \frac{0.32}{1.144 * 0.014} = 21.71 \text{ KN/cm}^2$$

$$a_{st} = \frac{I_2 * A_2}{I_s * A_s} = \frac{0.561 * 1.224}{0.531 * 1.13} = 1.144$$

$$\min A_s = \frac{k_d * k_c * k * f_{ct} * Act}{\sigma_s} = \frac{0.9 * 0.8 * 1.0 * 0.32 * 850 * 25}{21.71} = 225.52 \text{ cm}^2 < A_s \checkmark$$

### 6.13.2. Περιορισμός του Εύρους Ρωγμών

Για σύμμικτες γέφυρες χωρίς διαμήκη προένταση τα ανοίγματα των ρωγμών πρέπει να περιορίζονται σε  $w_k = 0.2 \text{ mm}$ . Η τάση του χάλυβα προσδιορίστηκε  $\sigma_{s2} = 21.71 \text{ KN/cm}^2$ . Ο περιορισμός του εύρους των ρωγμών επιτυγχάνεται:

- με περιορισμό των αποστάσεων μεταξύ των ράβδων του οπλισμού από πίνακα για  $\sigma_s = 21.71 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \max s = 150 \text{ mm}$
- με περιορισμό της διαμετρού του οπλισμού από πίνακα για  $\sigma_s = 21.71 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \max d_s = 12.8 \text{ mm}$

### 6.14. Διατμητική Σύνδεση

Επιλογή διατμητικού μέσου

$$\text{Ήλος κεφαλής } \Phi 25, \quad h = 125 \text{ mm}, \quad f_{uk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

Αντοχή ήλου σε διάτμηση

$$\text{Διάτμηση κορμού ήλου: } P_{RD} = 0.8 * 45 * \left( \frac{\pi * 2.5^2}{4} \right) / 1.25 = 141.3 \text{ KN}$$

$$\text{Σύνθλιψη άντυγας σκυροδέματος: } \frac{h}{d} = \frac{125}{25} = 5.00 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{RD} = 0.25 * 1.0 * 2.5^2 * \sqrt{3.5 * 3350} / 1.25 = 135.5 \text{ KN}$$

$$\text{Αντοχή: } P_{RD} = \min\{141.3, 135.5\} = 135.5 \text{ KN}$$

#### 6.14.1. Πλήρης Διατμητική Σύνδεση

Κατανομή ήλων

$$D = 4 * 35.5 * 140 * 4 + 4 * 35.5 * 2 * (30.85 - 29) + 1.98 * 850 * 25 = 122120.4 \text{ KN}$$

$$\alpha_{\eta 3} = \frac{122120.4}{135.5} = 902 \text{ ήλοι} \rightarrow 2 \text{ τριάδες} / 35 \text{ cm} \text{ ή } 2 \text{ τετράδες} / 48 \text{ cm}$$



Λόγω αγκύρωσης της δύναμης της συστολής ξήρανσης στα άκρα και στους αρμούς διακοπής σκυροδέτησης προσαυξάνω τους ήλους στις περιοχές αυτές.

Τελική διάταξη ήλων:

Άκρα: σε μήκος 4 μέτρων λόγω συστολής ξήρανσης τίθενται 2 τετράδες / 20 cm

Ανοίγματα: 2 τετράδες / 48 cm

Στήριξη: επειδή οι ήλοι που απαιτούνται στους αρμούς σκυροδέτησης καλύπτουν το μεγαλύτερο τμήμα της στήριξης, θέτω 2 τετράδες / 20 cm

Κατασκευαστικές απαιτήσεις:

διαμήκης απόσταση ήλων:  $5 * d = 5 * 25 = 125 \text{ mm} \leq e_L \leq 800 \text{ mm}$

εγκάρσια απόσταση ήλων:  $2.5 * d = 2.5 * 25 = 62.5 \text{ mm} \leq e_T$

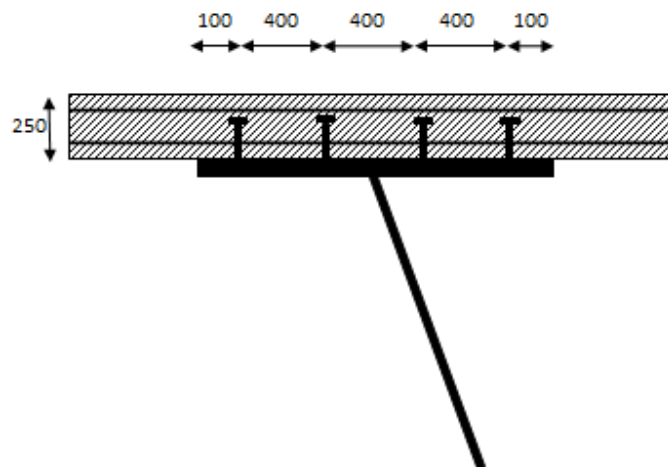
εγκάρσια απόσταση ακραίου ήλου από πέλμα:  $25 \text{ mm} \leq e_D$

σε θλιβόμενα πέλματα:  $e_D \leq 100 \text{ mm}$

κατακόρυφη απόσταση κάτω εγκάρσιου

οπλισμού – κεφαλής ήλου:  $e_v \leq 30 \text{ mm}$

και η τελική διάταξη φαίνεται στο σχήμα (6.42).



Σχήμα (6.42) - Τελική Διάταξη Ήλων

## 6.15. Διατμητική Κάλυψη Πλάκας Σκυροδέματος

### 6.15.1. Κάλυψη Πλάκας Σκυροδέματος για Θλιβόμενο Πέλμα

ο έλεγχος θα πραγματοποιηθεί για την μέγιστη διατμητική ροή η οποία έχει τιμή:

$$v_{L,Ed} = 481.93 \text{ KN/m}$$

έλεγχος διάτμησης περυγίου

η διατμητική ροή στο περύγιο

$$\text{υπολογίζεται: } A_{cp,eff} = 105 * 25 = 2625 \text{ cm}^2$$

$$v_{Lc,Ed} = 481.93 * \frac{2625}{850 * 25} = 59.54 \text{ KN/m}$$

$$\text{αντοχή θλιπτήρα: } L_v = 25 \text{ cm, } v_{c,Rd} = \frac{0.75 * 25 * 0.85 * 3.5 / 1.5}{1.2 + 1.2^{-1}} = 1075.82 \text{ KN/m}$$

$$\text{έλεγχος: } \frac{v_{Lc,Ed}}{v_{c,Rd}} = \frac{59.54}{1075.82} = 0.06 \leq 1.00$$

$$\text{έλεγχος εγκάρσιου οπλισμού: } v_{s,Rd} = A_{sf} * 50 * 1.2 / 1.15 \geq 59.54 \rightarrow A_{sf} \geq 1.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

έλεγχος διάτμησης στην περιοχή γύρω από τους διατμητικούς ήλους

$$\text{διατμητική ροή: } v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed} = 481.93 \text{ KN/m}$$

$$\text{αντοχή θλιπτήρα: } L_v = 2 * 12.5 + 3.5 + 3 * 40 = 148.8 \text{ cm}$$

$$v_{c,Rd} = \frac{0.75 * 148.8 * 0.85 * 3.5 / 1.5}{1.2 + 1.2^{-1}} = 10885.57 \text{ KN/m}$$

$$\text{έλεγχος: } \frac{v_{Lc,Ed}}{v_{c,Rd}} = \frac{481.93}{10885.57} = 0.05 \leq 1.00$$

$$\text{έλεγχος εγκάρσιου οπλισμού: } v_{s,Rd} = A_{sf} * 50 * 1.2 / 1.15 \geq 481.93 \rightarrow A_{sf} \geq 9.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός: } \min A_{s,y} = 0.16 * 3.2 * 850 * 25 / 500 = 21.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

θέτω τον ελάχιστο λοιπόν, δηλαδή  $\Phi 10 / 15$  (άνω και κάτω).

### 6.15.2. Κάλυψη Πλάκας Σκυροδέματος για Εφελκόμενο Πέλημα

ο έλεγχος θα πραγματοποιηθεί για την μέγιστη διατμητική ροή η οποία έχει τιμή:

$$v_{L,Ed} = 439.37 \text{ KN/m}$$

έλεγχος διάτμησης περυγίου

η διατμητική ροή στο περύγιο

υπολογίζεται:  $\frac{A_{s,p}}{A_{s,tot}} = \frac{105}{850} = 0.13$

$$v_{Lc,Ed} = 439.37 * 0.13 = 57.12 \text{ KN/m}$$

αντοχή θλιπτήρα:  $L_v = 25 \text{ cm}, \quad v_{c,Rd} = \frac{0.75 * 25 * 0.85 * 3.5 / 1.5}{1.0 + 1.0^{-1}} = 1859.37 \text{ KN/m}$

έλεγχος:  $\frac{v_{Lc,Ed}}{v_{c,Rd}} = \frac{57.12}{1859.37} = 0.03 \leq 1.00$

έλεγχος εγκάρσιου οπλισμού:  $v_{s,Rd} = A_{sf} * 50 * 1.2 / 1.15 \geq 57.12 \rightarrow A_{sf} \geq 1.1 \text{ cm}^2/\text{m}$

έλεγχος διάτμησης στην περιοχή γύρω από τους διατμητικούς ήλους

διατμητική ροή:  $v_{Lc,Ed} = v_{L,Ed} = 439.37 \text{ KN/m}$

αντοχή θλιπτήρα:  $L_v = 2 * 12.5 + 3.5 + 3 * 40 = 148.8 \text{ cm}$

$$v_{c,Rd} = \frac{0.75 * 148.8 * 0.85 * 3.5 / 1.5}{1.0 + 1.0^{-1}} = 11067 \text{ KN/m}$$

έλεγχος:  $\frac{v_{Lc,Ed}}{v_{c,Rd}} = \frac{439.37}{11067} = 0.04 \leq 1.00$

έλεγχος εγκάρσιου οπλισμού:  $v_{s,Rd} = A_{sf} * 50 * 1.2 / 1.15 \geq 439.37 \rightarrow A_{sf} \geq 8.42 \text{ cm}^2/\text{m}$

ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός:  $\min A_{s,y} = 0.16 * 3.2 * 850 * 25 / 500 = 21.76 \text{ cm}^2/\text{m}$

θέτω τον ελάχιστο λοιπόν, δηλαδή  $\Phi 10 / 15$  (άνω και κάτω).

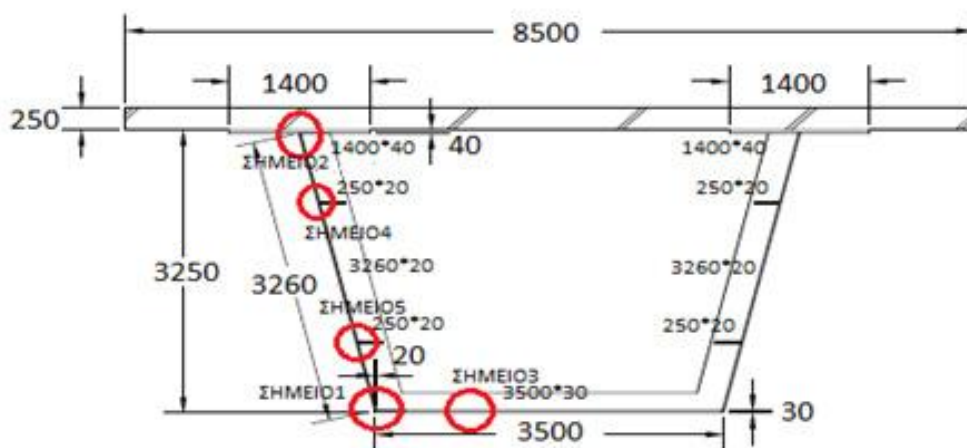
## 6.16. Έλεγχος σε Κόπωση

Η απαίτηση του ελέγχου σε κόπωση αναφέρεται σε οδικές και σιδηροδρομικές γέφυρες και αφορά το δομικό χάλυβα, ιδιαίτερα στις περιοχές των συγκολλήσεων και των κοχλιώσεων, τον σπλισμό, τους διατμητικούς ήλους και το σκυρόδεμα. Για τους σπλισμούς και το σκυρόδεμα προβλέπονται απλοποιημένοι έλεγχοι.

### 6.16.1. Έλεγχος Δομικού Χάλυβα

Θα γίνει έλεγχος σε πέντε σημεία, όπως φαίνεται στο σχήμα (6.43).

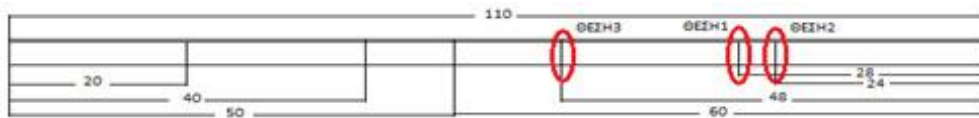
- **Σημείο1** (ένωση κορμού με κάτω πέλμα)
- **Σημείο2** (ένωση κορμού με πάνω πέλμα)
- **Σημείο3** (ένωση εγκάρσιας νεύρωσης με κάτω πέλμα)
- **Σημείο4, 5** (ένωση διαμήκουσ ένωσης με κορμό)



Σχήμα (6.43) - Σημεία Ελέγχου

και σε τρεις διαφορετικές θέσεις, όπως φαίνεται στο σχήμα (6.44).

- **Θέση 1** (μέσο ανοίγματος όπου έχω το μεγαλύτερο  $\Delta\sigma$ )
- **Θέση 2** (στη θέση όπου γίνεται συγκολλητή αποκατάσταση συνέχειας)
- **Θέση 3** (στη θέση όπου αλλάζει η διατομή του ανοίγματος)



Σχήμα (6.44) - Θέσεις Ελέγχου Κόπωσης

(\* ) Σημείωση: οι κατηγορίες λεπτομερειών λαμβάνονται από τον πίνακα 8.2 EN1993-1-9

- **Θέση 1**

Για την συγκεκριμένη θέση βρίσκω εντατικά μεγέθη:

$$M_{per} = 38774.35 \text{ KNm}, \quad M_{max} = 64202.26 \text{ KNm}, \quad M_{min} = - 8222.7 \text{ 8KNm}$$

ροπή αντίστασης σημείου 1:  $W_{\Sigma 1} = 0.717$ ,      ροπή αντίστασης σημείου 2:  $W_{\Sigma 2} = 1.233$

ροπή αντίστασης σημείου 3:  $W_{\Sigma 3} = 0.717$ ,      ροπή αντίστασης σημείου 4:  $W_{\Sigma 4} = 4.787$

ροπή αντίστασης σημείου 5:  $W_{\Sigma 5} = 1.262$

συντελεστής που λαμβάνει υπόψη το μήκος της γραμμής

επιρροής και την κυκλοφορία (ΠΙΝΑΚΑΣ 9.3 EN1993-2):  $\lambda_1 = 0.73$

συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τον όγκο κυκλοφορίας:  $\lambda_2 = 1.0$  για  $N_{obs} = 0.5 * 10^6$

συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την

τη διάρκεια ζωής του έργου:  $\lambda_3 = 1.0$  για διάρκεια ζωής 100 έτη

συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την

κυκλοφορία στη δεύτερη λωρίδα:  $\lambda_4 = 1.0$  (ευμενής επιρροή)

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 1.0 * 1.0 * 0.73 * 1.0 = 0.73 < \lambda_{max} = 1.4 \text{ (για σιδηροδρομικές γέφυρες)}$$

Σημείο 1 (λεπτομέρεια κατηγορίας 125):  $\sigma_{min,f} = \frac{38774.35 - 8222.78}{0.717} = 4.26 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{max,f} = \frac{38774.35 + 64202.26}{0.717} = 14.36 \text{ KN/cm}^2$$

Έλεγχος:  $1.0 * \Delta\sigma\epsilon = 1.0 * 0.73 * 1.0 * |14.36 - 4.26| = 7.37 \text{ KN/cm}^2 \leq \frac{12.5}{1.15} = 10.87 \text{ v}$

Σημείο 2 (λεπτομέρεια κατηγορίας 125):  $\sigma_{min,f} = \frac{38774.35 - 8222.78}{1.233} = 2.48 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{max,f} = \frac{38774.35 + 64202.26}{1.233} = 8.35 \text{ KN/cm}^2$$

Έλεγχος:  $1.0 * \Delta\sigma\epsilon = 1.0 * 0.73 * 1.0 * |8.35 - 2.48| = 4.29 \text{ KN/cm}^2 \leq \frac{12.5}{1.15} = 10.87 \text{ v}$

Σημείο 3 (λεπτομέρεια κατηγορίας 90):  $\sigma_{\min,f} = \frac{38774.35 - 8222.78}{0.717} = 4.26 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{\max,f} = \frac{38774.35 + 64202.26}{0.717} = 14.36 \text{ KN/cm}^2$$

Έλεγχος:  $1.0 * \Delta\sigma\epsilon = 1.0 * 0.73 * 1.0 * |14.36 - 4.26| = 7.37 \text{ KN/cm}^2 \leq \frac{9.0}{1.15} = 7.83 \text{ v}$

Σημείο 4 (λεπτομέρεια κατηγορίας 80):  $\sigma_{\min,f} = \frac{38774.35 - 8222.78}{4.787} = 0.64 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{\max,f} = \frac{38774.35 + 64202.26}{4.787} = 2.15 \text{ KN/cm}^2$$

Έλεγχος:  $1.0 * \Delta\sigma\epsilon = 1.0 * 0.73 * 1.0 * |2.15 - 0.64| = 1.11 \text{ KN/cm}^2 \leq \frac{8.0}{1.15} = 6.96 \text{ v}$

Σημείο 5 (λεπτομέρεια κατηγορίας 80):  $\sigma_{\min,f} = \frac{38774.35 - 8222.78}{1.262} = 2.42 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{\max,f} = \frac{38774.35 + 64202.26}{1.262} = 8.16 \text{ KN/cm}^2$$

Έλεγχος:  $1.0 * \Delta\sigma\epsilon = 1.0 * 0.73 * 1.0 * |8.16 - 2.42| = 4.19 \text{ KN/cm}^2 \leq \frac{8.0}{1.15} = 6.96 \text{ v}$

- **Θέση 2** (λεπτομέρεια κατηγορίας 90)

Για την συγκεκριμένη θέση βρίσκω εντατικά μεγέθη:

$$M_{per} = 36598.65 \text{ KNm}, \quad M_{max} = 59028.21 \text{ KNm}, \quad M_{min} = -7845.3 \text{ 2KNm}$$

Σημείο 1 (λεπτομέρεια κατηγορίας 90):  $\sigma_{\min,f} = \frac{36598.65 - 7845.32}{0.717} = 4.01 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{\max,f} = \frac{36598.65 + 59028.21}{0.717} = 13.34 \text{ KN/cm}^2$$

Έλεγχος:  $1.0 * \Delta\sigma\epsilon = 1.0 * 0.73 * 1.0 * |13.34 - 4.01| = 6.81 \text{ KN/cm}^2 \leq \frac{9.0}{1.15} = 7.83 \text{ v}$

Σημείο 2 (λεπτομέρεια κατηγορίας 90):  $\sigma_{\min,f} = \frac{36598.65 - 7845.32}{1.233} = 2.33 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{\max,f} = \frac{36598.65 + 59028.21}{1.233} = 7.76 \text{ KN/cm}^2$$

Έλεγχος:  $1.0 * \Delta\sigma\epsilon = 1.0 * 0.73 * 1.0 * |7.76 - 2.33| = 3.96 \text{ KN/cm}^2 \leq \frac{9.0}{1.15} = 7.83 \text{ v}$

- **Θέση 3** (λεπτομέρεια κατηγορίας 80)

Για την συγκεκριμένη θέση βρίσκω εντατικά μεγέθη:

$$M_{per} = 14368.95 \text{ KNm}, \quad M_{max} = 18153.71 \text{ KNm}, \quad M_{min} = -14435.11 \text{ KNm}$$

Σημείο 1 (λεπτομέρεια κατηγορίας 80):  $\sigma_{min,f} = \frac{14368.95 - 14435.11}{0.717} = -0.92 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{max,f} = \frac{14368.95 + 18153.71}{0.717} = 4.54 \text{ KN/cm}^2$$

Έλεγχος:  $1.0 * \Delta\sigma\epsilon = 1.0 * 0.73 * 1.0 * |4.54 + 0.92| = 3.99 \text{ KN/cm}^2 \leq \frac{8.0}{1.15} = 6.96 \text{ v}$

Σημείο 2 (λεπτομέρεια κατηγορίας 80):  $\sigma_{min,f} = \frac{14368.95 - 14435.11}{1.233} = -0.53 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{max,f} = \frac{14368.95 + 18153.71}{1.233} = 2.64 \text{ KN/cm}^2$$

Έλεγχος:  $1.0 * \Delta\sigma\epsilon = 1.0 * 0.73 * 1.0 * |2.64 + 0.53| = 2.31 \text{ KN/cm}^2 \leq \frac{8.0}{1.15} = 6.96 \text{ v}$

### 6.16.2. Έλεγχος Οπλισμών

Για τον εφελκόμενο οπλισμό προβλέπεται ένας απλοποιημένος έλεγχος σε κόπωση για τα εντατικά μεγέθη του συχνού συνδυασμού.

εντατικά μεγέθη:  $M_{PER} = 52492.86 \text{ KNm}, \quad M_{max} = 66297.12 \text{ KNm}, \quad M_{min} = 23969.65 \text{ KNm}$

τάσεις:  $\sigma_{s,max} = \frac{66297.12 + 52492.86}{0.726} + 0.4 * \frac{0.32}{1.14 * 0.014} = 3.37 + 11.87 = 15.24 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{s,min} = 15.24 * \frac{76463.51}{118789.12} = 9.81 \text{ KN/cm}^2$$

Έλεγχος:  $\Delta\sigma_s = |15.24 - 9.81| = 5.43 \text{ KN/cm}^2 < 7 \text{ KN/cm}^2 \text{ v}$

### 6.16.3. Έλεγχος Σκυροδέματος

Για το θλιβόμενο σκυρόδεμα προβλέπεται επίσης ένας απλοποιητικός έλεγχος για τα εντατικά μεγέθη του συχνού συνδυασμού.

ροπές:  $M_{\max} = 100976.61 \text{ KNm}$ ,  $M_{\min} = 30351.57 \text{ KNm}$

τάσεις:  $\sigma_{c,\max} = \frac{100976.61}{1.07} = 9.43 \text{ KN/cm}^2$

$$\sigma_{c,\min} = \frac{30351.57}{1.07} = 2.84 \text{ KN/cm}^2$$

αντοχή σε κόπωση:  $f_{cd,f} = e^{0.2 * (1 - \sqrt{\frac{28}{28}})} * (1 - \frac{35}{250}) * 19.83 = 17.84 \text{ KN/cm}^2$

έλεγχος:  $\frac{\sigma_{c,\max} - 0.45 * \sigma_{c,\min}}{f_{cd,f}} = \frac{9.43 - 0.45 * 2.84}{17.84} = 0.45 \leq 0.5 \checkmark$

και  $\frac{\sigma_{c,\max}}{f_{cd,f}} = \frac{9.43}{17.84} = 0.53 \leq 0.9 \checkmark$

#### 6.16.4. Έλεγχος Διατμητικών Ήλων

υπολογίζονται οι συντελεστές:  $\lambda_{v1} = 1.55$ ,  $\lambda_{v2} = 1.0$  (με  $N_{obs} = 0.5 * 10^6$ )

$$\lambda_{v3} = 1.0 \text{ (για διάρκεια ζωής 100 έτη)}, \quad \lambda_{v4} = 1.0$$

$$\lambda_v = \lambda_{v1} * \lambda_{v2} * \lambda_{v3} * \lambda_{v4} = 1.55$$

δεδομένου ότι στη στήριξη το άνω πέλμα εφελκύεται θα πρέπει να γίνουν δύο έλεγχοι:

- για μέγιστες ορθές τάσεις και αντίστοιχες διατμητικές
- για μέγιστες διατμητικές και αντίστοιχες ορθές

ισχύει:  $\Delta\tau_c = 9.0 \text{ KN/cm}^2$  και  $\Delta\sigma_c = 8.0 \text{ KN/cm}^2$

#### Έλεγχος 1

ορθές τάσεις:  $\max\Delta\sigma_E = \lambda_\alpha * \phi * \Delta M / W_{\alpha 0} = 0.73 * 1.0 * \frac{66297.12 - 23969.65}{0.814} = 3.796 \text{ KN/cm}^2$

έλεγχος:  $\frac{\gamma f * \max\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma M f} = \frac{1.0 * 3.796}{8.0 / 1.15} = 0.546 \leq 1.00$

διατμητικές τάσεις:  $\Delta\tau_E = \lambda_v * \phi * \frac{\Delta V}{n * I_{st} * A} * S_{st} = 1.55 * 1.0 * \frac{6371.62 - 399.49}{40 * 1.224 * 4.906} * 0.0068 = 0.26 \text{ KN/cm}^2$

έλεγχος:  $\frac{\gamma f * \max\Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma M f} = \frac{1.0 * 0.26}{9.0 / 1.25} = 0.04 \leq 1.0 \checkmark$

αλληλεπίδραση:  $\frac{\gamma f * \max\Delta\sigma_E}{\Delta\sigma_c / \gamma M f} + \frac{\gamma f * \max\Delta\tau_E}{\Delta\tau_c / \gamma M f} = 0.546 + 0.04 = 0.59 \leq 1.3 \checkmark$



## Έλεγχος 2

$$\text{ορθές τάσεις: } \max \Delta \sigma_E = \lambda_\alpha * \phi * \Delta M / W_{\alpha 0} = 0.73 * 1.0 * \frac{62197.66 - 39943.38}{0.814} = 1.99 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{έλεγχος: } \frac{\gamma f * \max \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_c / \gamma M f} = \frac{1.0 * 1.99}{8.0 / 1.15} = 0.29 \leq 1.00$$

$$\text{διατμητικές τάσεις: } \Delta \tau_E = \lambda_v * \phi * \frac{\Delta V}{n * I_{st} * A} * S_{st} = 1.55 * 1.0 * \frac{6718.11 + 6347.20}{40 * 1.224 * 4.906} * 0.0068 = 0.58 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{έλεγχος: } \frac{\gamma f * \max \Delta \tau_E}{\Delta \tau_c / \gamma M f} = \frac{1.0 * 0.58}{9.0 / 1.25} = 0.08 \leq 1.0 \text{ v}$$

$$\text{αλληλεπίδραση: } \frac{\gamma f * \max \Delta \sigma_E}{\Delta \sigma_c / \gamma M f} + \frac{\gamma f * \max \Delta \tau_E}{\Delta \tau_c / \gamma M f} = 0.29 + 0.08 = 0.37 \leq 1.3 \text{ v}$$

## Κεφάλαιο 7 – Συμπεράσματα

Σκοπός της διπλωματικής αυτής εργασίας ήταν η μελέτη σιδηροδρομικής γέφυρας με σύμμικτη κιβωτοειδή διατομή και να εξαχθούν ασφαλή συμπεράσματα για το σχεδιασμό του καταστρώματος σιδηροδρομικών σύμμικτων γεφυρών με αυτά τα χαρακτηριστικά.

Μελετήθηκαν διάφορα κιβώτια τα οποία προσομοιώθηκαν μέσω του στατικού προγράμματος SAP, με συνεχείς δοκούς, με τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του κιβωτίου τα οποία υπολογίστηκαν με τη βοήθεια φύλλων excel. Έγιναν φορτίσεις από τα κινητά φορτία για διάφορες θέσεις των συρμών και χρησιμοποιήθηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για κάθε περίπτωση. Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στο εντατικό μέγεθος της στρέψης που λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο τάσεων του κιβωτίου. Έτσι καταλήξαμε σε μια βέλτιστη διατομή κιβωτίου που επαρκεί σε όλους τους ελέγχους του καταστρώματος. Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από αυτή τη διπλωματική και την υπόλοιπη βιβλιογραφία είναι τα εξής:

- Στις σιδηροδρομικές γέφυρες, κατά την φάση σχεδιασμού της ανωδομής, πρέπει να προβλέπεται ένα περιθώριο στην αντοχή της τάξης περίπου του 20% λόγω της δυσμενούς επιρροής της κόπωσης.
- Λόγω της μεγάλης διαφοράς των εντατικών μεγεθών κατά μήκος της γέφυρας επιτυγχάνεται σημαντική οικονομία υλικού με τη χρήση μεταβλητού πάχους ελασμάτων, όπως στην εφαρμογή που μειώθηκε το πάχος του ελάσματος του άνω πέλματος.
- Η μεγάλη διακύμανση που αναφέρθηκε και προηγουμένως ανά θέση, για αισθητικούς λόγους και κυρίως για οικονομία υλικού χρήζει της τοποθέτησης διαμηκών νευρώσεων τόσο στο κάτω πέλμα όσο και στο κορμό.
- Παρατηρήθηκε επίσης ότι πρέπει να ληφθεί υπόψη το εντατικό μέγεθος της στρέψης καθώς επηρεάζει τη διαστασιολόγηση του κορμού του κιβωτίου και τον έλεγχο von Mises που είναι ο δυσμενέστερος για το παράδειγμα μας.

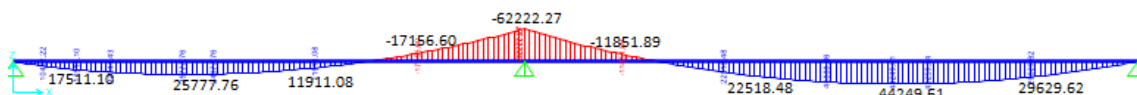
- Όσον αφορά τον έλεγχο σε κόπωση παρατηρείται ότι ο έλεγχός αυτός είναι κρίσιμος και κυρίως η συγκέντρωση τάσεων στο κιβώτιο μεγάλη. Δυσμενέστερο είναι το σημείο ένωσης του κάτω πέλματος με τον κορμό. Γι' αυτό είναι απαραίτητο να επιλέγονται κατασκευαστικές λεπτομέρειες κατηγορίας τουλάχιστον 100 για να μην υπάρχει θέμα αλλαγής διατομής.
- Με τη χρήση κιβωτοειδούς διατομής επιτυγχάνεται οικονομικότερος σχεδιασμός. Στη συγκεκριμένη γέφυρα τα αποτελέσματα προμέτρησης των υλικών της ανωδομής είναι οι εξής:

	Δομικός χάλυβας:	3000 kg/m
Οπλισμός σκυροδέματος ανά m <sup>3</sup> σκυροδέματος:		111 kg/m <sup>3</sup>
	Όγκος σκυροδέματος:	2,125m <sup>3</sup> /m

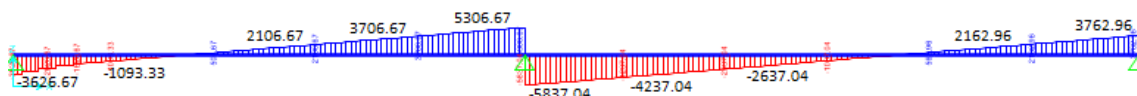
## Παράρτημα Α

Στο παράρτημα αυτό παρουσιάζονται τα διαγράμματα τεμνουσών και ροπών των κινητών φορτίων για τις διάφορες θέσεις των τρένων πάνω στη γέφυρα.

### A.1. Δύο Τρένα στη Πρώτη Στήριξη



Σχήμα (Α.1) - Διάγραμμα Ροπών

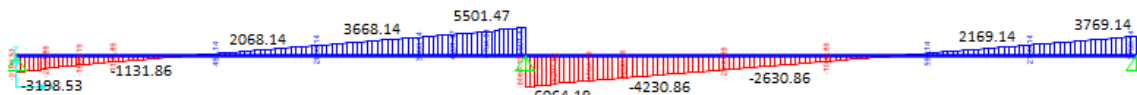


Σχήμα (Α.2) - Διάγραμμα Τεμνουσών

### A.2. Ένα Τρένο στη Πρώτη Στήριξη και Ένα στη Μεσαία Στήριξη

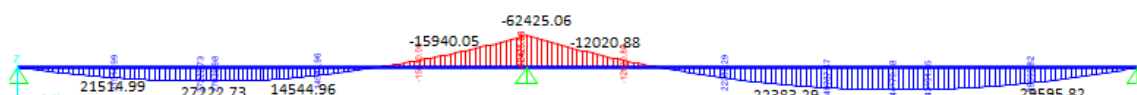


Σχήμα (Α.3) - Διάγραμμα Ροπών

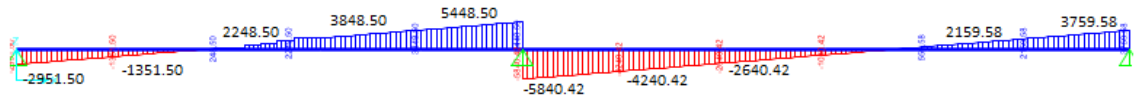


Σχήμα (Α.4) - Διάγραμμα Τεμνουσών

### A.3. Δύο Τρένα στο Μέσο του Πρώτου Ανοίγματος

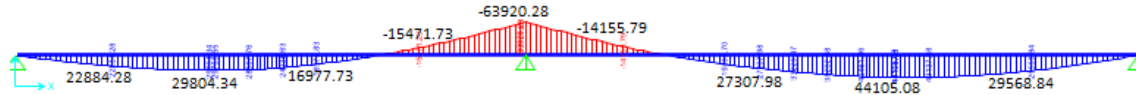


Σχήμα (Α.5) - Διάγραμμα Ροπών

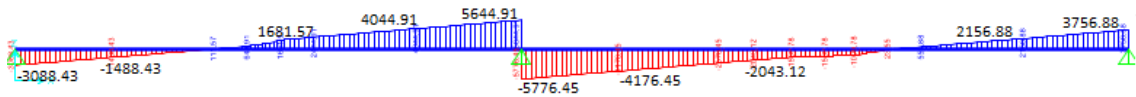


Σχήμα (Α.6) - Διάγραμμα Τεμνουσών

#### A.4. Ένα Τρένο στο Πρώτο Άνοιγμα και Ένα στο Δεύτερο



Σχήμα (Α.7) - Διάγραμμα Ροπών

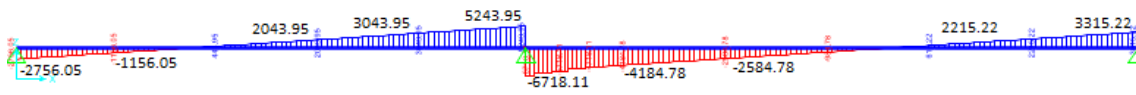


Σχήμα (Α.8) - Διάγραμμα Τεμνουσών

#### A.5. Δύο Τρένα στη Μεσαία Στήριξη

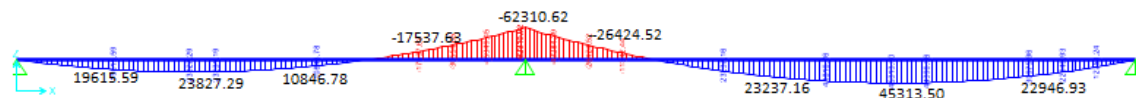


Σχήμα (Α.9) - Διάγραμμα Ροπών



Σχήμα (Α.10) - Διάγραμμα Τεμνουσών

#### A.6. Ένα Τρένο στη Μεσαία Στήριξη και Ένα στη Τελευταία

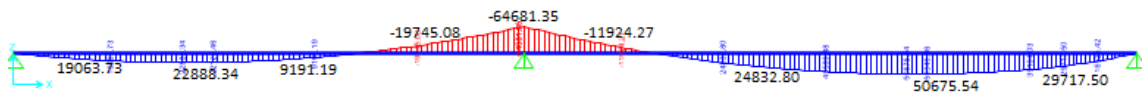


Σχήμα (Α.11) - Διάγραμμα Ροπών

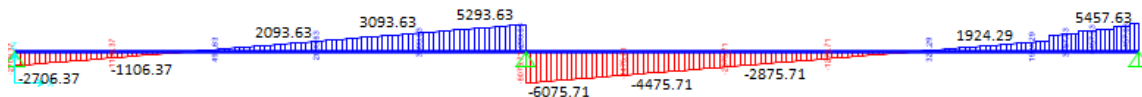


Σχήμα (Α.12) - Διάγραμμα Τεμνουσών

### A.7. Δύο Τρένα στη Τελευταία Στήριξη

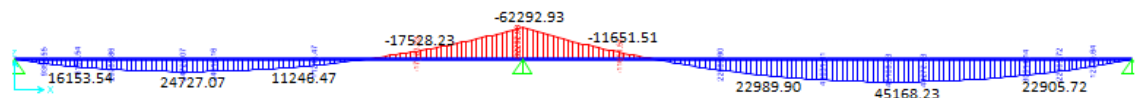


Σχήμα (A.13) - Διάγραμμα Ροπών

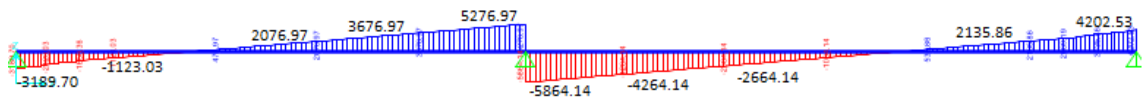


Σχήμα (A.14) - Διάγραμμα Τεμνουσών

### A.8. Ένα Τρένο στη Πρώτη και Ένα στη Τελευταία Στήριξη



Σχήμα (A.15) - Διάγραμμα Ροπών



Σχήμα (A.16) - Διάγραμμα Τεμνουσών

## Βιβλιογραφία

- “Bridges of the world: Their design and construction”, Charles.S. Whitney, (2003).
- EN 1991-2: Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: traffic loads on bridges, (2003).
- EN 1993-1-1: Ευρωκώδικας: Σχεδιασμός κατασκευών από χαλυβα, (2004).
- EN 1991-1-2: Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, (2004).
- EN 1993-2: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel bridges, (2003).
- EN 1993-1-9: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue, (2004).
- EN 1994-1-1: Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, (2004).
- EN 1994-1-2: Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, σύμμικτες γέφυρες, (2004).
- “Ιστορία των σιδηροδρόμων”, εφημερίδα “Η Καθημερινή”, (2009).
- “Προβλήματα δυναμικής σιδηρών γεφυρών”, Μιχάλτσος Γ., Συμεών, (2005).
- “Σιδηρές γέφυρες”, Ερμόπουλος Ι., Κλειδάριθμος, (2005).
- “Σιδηρές κατασκευές”, Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., Κλειδάριθμος, (2005).
- “Σιδηρές κατασκευές II”, Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., Κλειδάριθμος, (2005).
- “Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση”, Βάγιας Ι., Κλειδάριθμος, (2004).
- “Σιδηροδρομική θεωρία και εφαρμογές”, Λυμπέρης Κ., Συμμετρία, (2007).
- “Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα”, Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., Κλειδάριθμος, (2005).
- “Σύμμικτες γέφυρες”, Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Κλειδάριθμος, (2007).
- “Σύμμικτες κατασκευές”, Βάγιας Ι., Κλειδάριθμος, (2010).