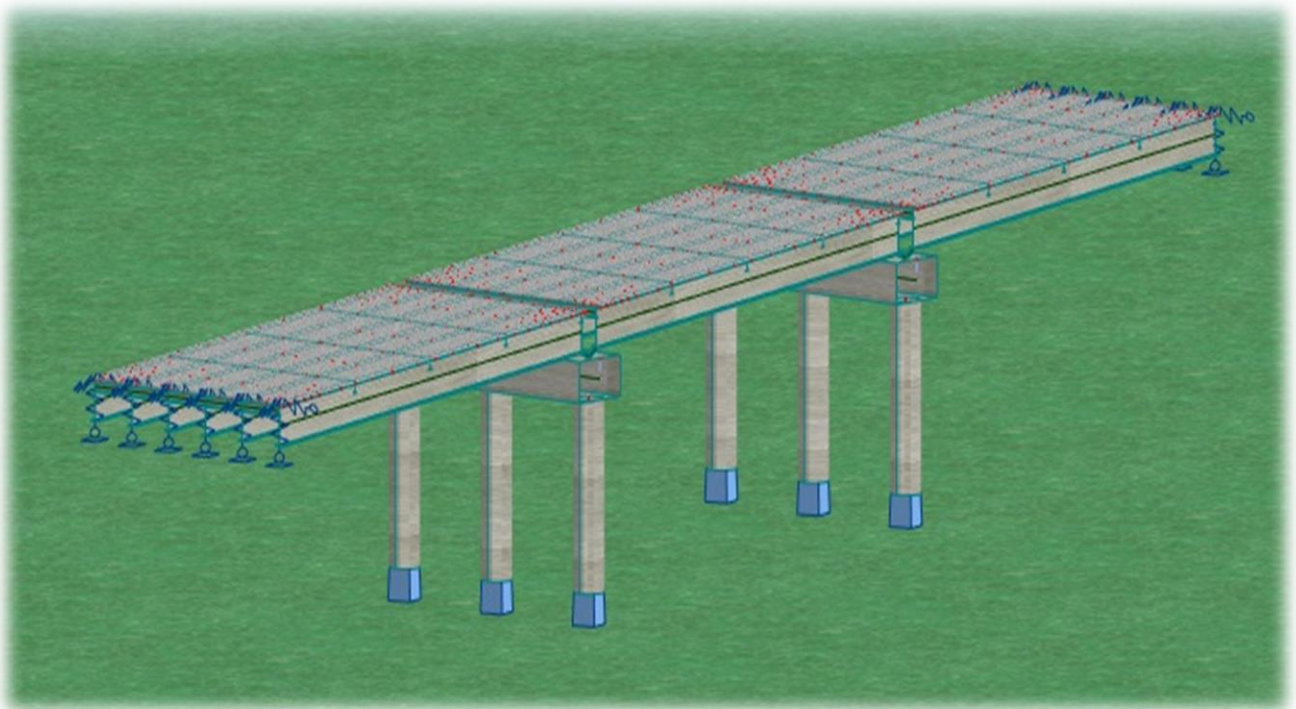




# ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Φορέα και Μεσοβάθρων Σύμμικτης Γέφυρας Τριών Ανοιγμάτων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αναστόπουλος Παναγιώτης  
Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος

Αθήνα, Σεπτέμβριος 2021  
ΕΜΚ ΔΕ 2021/21



# ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

---

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Φορέα και Μεσοβάθρων Σύμμικτης Γέφυρας Τριών Ανοιγμάτων

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αναστόπουλος Παναγιώτης  
Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος

Αθήνα, Σεπτέμβριος 2021  
ΕΜΚ ΔΕ 2021/21

Αναστόπουλος Π. (2021).  
Σχεδιασμός φορέα και μεσοβάθρων σύμμικτης γέφυρας τριών ανοιγμάτων  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/21  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Anastopoulos P. (2021).  
Design of deck and piers of a three-span composite bridge  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021/21  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Περιεχόμενα

Περίληψη .....	7
Abstract .....	8
Ευχαριστίες .....	9
<b>1 Εισαγωγή .....</b>	<b>10</b>
1.1 Γενικά .....	10
1.1.1 Ιστορική Αναδρομή .....	10
1.1.2 Τύποι Γεφυρών .....	12
1.1.3 Κριτήρια επιλογής τύπου γεφυρών .....	13
1.2 Σύμμικτες γέφυρες από πολλαπλές δοκούς .....	13
1.3 Αμφιέριστες Γέφυρες .....	14
1.4 Εφέδρανα .....	14
1.5 Βάθρα .....	15
<b>2 Μόρφωση Γέφυρας .....</b>	<b>16</b>
2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά .....	16
2.1.1 Ανωδομή .....	16
2.1.2 Εφέδρανα .....	17
2.1.3 Βάθρα .....	18
2.2 Συνεργαζόμενο Πλάτος Πελμάτων Σκυροδέματος .....	18
2.3 Στατικό Προσομοίωμα .....	20
<b>3 Δομικά Υλικά 16 .....</b>	<b>22</b>
3.1 Σκυρόδεμα-Ερπυσμός .....	22
3.2 Σκυρόδεμα-Συστολή Ξήρανσης .....	25
<b>4 Δράσεις .....</b>	<b>26</b>
4.1 Μόνιμες Δράσεις .....	26
4.2 Μεταβλητές Δράσεις .....	26
4.2.1 Φορτία Κυκλοφορίας .....	26
4.2.1.1 Κατακόρυφα Φορτία Οδοστρώματος .....	26
4.2.1.2 Κατακόρυφα φορτία πεζοδρομίων .....	28
4.2.1.3 Οριζόντιες Δυνάμεις Πέδησης και Επιτάχυνσης .....	28
4.2.2 Θερμοκρασία .....	29
4.2.2.1 Συνιστώσα Ομοιόμορφης Θερμοκρασίας ΔΤΝ .....	30
4.2.2.2 Συνιστώσα Θερμοκρασιακής διαφοράς ΔΤΜ .....	30
4.2.2.3 Συνδυασμός ΔΤΝ και ΔΤΜ .....	31
4.2.3 Άνεμος .....	31
4.2.4 Λοιπές Φορτίσεις .....	33
<b>5 Βάσεις Σχεδιασμού .....</b>	<b>36</b>
5.1 Γενικά .....	36
5.2 Συνδυασμοί Δράσεων .....	36
5.2.1 Συνδυασμοί ΟΚΑ .....	36
5.2.2 Συνδυασμοί ΟΚΛ .....	38
<b>6 Έλεγχοι Επάρκειας .....</b>	<b>40</b>
6.1 Έλεγχος Επάρκειας σε ΟΚΑ .....	40

6.1.1	Κατάταξη Διατομής .....	42
6.1.2	Έλεγχοι ορθών τάσεων .....	44
6.1.3	Έλεγχος Διατμητικής Κύρτωσης .....	45
6.2	Έλεγχος Στη Φάση Κατασκευής .....	48
6.2.1	Ημιπλάσια Π και Κρίσιμο Φορτίο Λυγισμού .....	48
6.2.2	Έλεγχος Στρεπτοκαμπτικού λυγισμού .....	50
6.3	Έλεγχος Επάρκειας σε ΟΚΛ .....	51
6.3.1	Έλεγχοι Περιορισμού Τάσεων .....	51
6.3.2	Προπαραμόρφωση Κύριας Δοκού και Έλεγχος Βελών .....	51
<b>7</b>	<b>Κόπωση .....</b>	<b>53</b>
7.1	Ορισμός Κόπωσης .....	53
7.2	Κατηγορίες Λεπτομερειών .....	53
7.3	Φόρτιση Κόπωσης .....	55
7.4	Συντελεστές Ισοδύναμης Βλάβης .....	56
7.4.1	Συντελεστής Ισοδύναμης για τον Έλεγχο Κόπωσης Χάλυβα .....	56
7.4.2	Συντελεστής Ισοδύναμης για τον Έλεγχο Κόπωσης Διατμητικών Ήλων .....	57
7.4.3	Συντελεστής Ισοδύναμης βλάβης για τον Έλεγχο Κόπωσης Οπλισμού .....	58
7.5	Έλεγχοι Κόπωσης .....	59
7.5.1	Ανισότητες Ελέγχου .....	59
7.5.2	Έλεγχος Δομικού χάλυβα .....	60
7.5.2.1	Υπολογισμός Τάσεων .....	60
7.5.2.2	Έλεγχος κάτω πέλματος (AU) .....	61
7.5.2.3	Έλεγχος άνω πέλματος (AO) .....	62
7.5.2.4	Έλεγχος διατμητικών τάσεων κορμού .....	62
7.5.3	Έλεγχος διατμητικών ήλων .....	63
7.5.4	Έλεγχος Σκυροδέματος .....	63
<b>8</b>	<b>Διατμητική Σύνδεση .....</b>	<b>65</b>
8.1	Γενικά .....	65
8.2	Αντοχή Διατμητικών Ήλων .....	66
8.3	Διαμήκης Διατμητική Ροή και Ανισώσεις Ελέγχου .....	67
8.4	Έλεγχος στην ΟΚΑ .....	68
8.4.1	Μόνιμα Φορτία .....	68
8.4.2	Μεταβλητά Φορτία .....	69
8.4.3	Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης .....	70
8.5	Έλεγχος στην ΟΚΛ .....	70
8.5.1	Μόνιμα .....	70
8.5.2	Μεταβλητά Φορτία .....	70
8.5.3	Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης .....	71
8.6	Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος .....	71
8.6.1	Δρώσα Διατμητική Ροή .....	71
8.6.2	Έλεγχος θλιπτήρων -ελκυστήρων .....	73
<b>9</b>	<b>Εφέδρανα .....</b>	<b>75</b>
9.1	Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά .....	76
9.2	Έλεγχοι Εφεδράνων .....	76
9.3	Συνδυασμοί Δράσεων .....	78
9.3.1	Στατικές Δράσεις .....	78
9.3.2	Σεισμικές Δράσεις .....	79

9.4 Έλεγχοι Εφεδράνων Σε Σεισμικές Δράσεις .....	80
<b>10 Βάθρα .....</b>	<b>82</b>
10.1 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά .....	83
10.2 Φορτίσεις Μεσοβάθρων .....	83
10.2.1 Άνεμος .....	83
10.2.2 Σεισμικά Φορτία .....	93
10.2.3 Λοιπές Φορτίσεις .....	93
10.3 Διαστασιολόγηση .....	94
10.3.1 Διαμήκης Οπλισμός .....	94
10.3.2 Εγκάρσιος Οπλισμός .....	94
10.3.3 Διαμήκης Οπλισμός Δοκού Έδρασης .....	95
10.3.4 Οπλισμός Διάτμησης Δοκού Έδρασης .....	96
<b>11 Βιβλιογραφία .....</b>	<b>98</b>



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2021/21

## **Σχεδιασμός Φορέα και Μεσοβάθρων Σύμμικτης Γέφυρας Τριών Ανοιγμάτων**

Αναστόπουλος Π. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

### **Περίληψη**

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός μιας οδικής γέφυρας από πολλαπλές δοκούς και σύμμικτο κατάστρωμα, η επιλογή των κατάλληλων εφεδράνων αλλά και ο σχεδιασμός των μεσοβάθρων. Η γέφυρα έχει συνολικό μήκος 99.0 m, ενώ αποτελείται από τρία ξεχωριστά αμφιέριστα ανοίγματα με μήκος 33.0 m το κάθε ένα. Στην εργασία μελετάται το ένα από τα τρία ανοίγματα, ενώ τα αποτελέσματα από την ανάλυση μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για τα άλλα δύο. Το κατάστρωμα αποτελείται από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, πλάτους 12.0 m, η οποία συνδέεται με 6 χαλύβδινες ολόσωμες δοκούς, συγκολλητής διατομής σχήματος διπλού Ταυ, μέσω διατμητικών ήλων κεφαλής διαμορφώνοντας με αυτό το τρόπο τη σύμμικτη λειτουργία της γέφυρας.

Αρχικά γίνεται μία σύντομη ιστορική αναδρομή στην εξέλιξη της γεφυροποιίας στο χρόνο ενώ επεξηγείται περιεκτικά η λειτουργία των σύμμικτων και αμφιέριστων γεφυρών. Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γέφυρας που εξετάζεται, περιγράφεται το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση, καθώς και η χρήση του προγράμματος Autodesk Robot Structural Analysis στη μελέτη.

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

Τέλος, παρουσιάζεται η μελέτη επιλογής των εφεδράνων που χρησιμοποιήθηκαν ως στηρίξεις αλλά και ο σχεδιασμός και η όπλιση των μεσοβάθρων τα οποία αποτελούνται από την δοκό έδρασης και τρεις κυκλικούς στύλους.



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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2021/21

## **Design of deck and piers of a three-span composite bridge**

Anastopoulos P. ( Supervisor : Thanopoulos P. )

### **Abstract**

The scope of the present diploma thesis is the study and design of a multi-beam road bridge with composite deck, the selection of the bearings but also the design of the pier. The total length of the bridge is 99.0 m and it consists of three individual spans of 33.0 m. One of the three individual spans is studied and the results of this study can be used for the other two as well. The deck is a 12.0 m wide reinforced concrete slab, which is connected with 6 steel beams, of welded I sections, with shear connectors creating a composite structure.

Initially, a brief introduction is made on the road bridges evolution over the years and then the functionality of composite and simply supported beam bridges is explained. Then the geometric characteristics of the bridge are presented, the simulation used for the analysis is described, as well as the use of the Autodesk Robot Structural Analysis program in the study.

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

Finally, the study of the selection of the bearings used as supports and the design of the middle pier which consists of the beam and three circular pillars are presented.



## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, λέκτορα του τομέα Δομοστατικής, κ. Παύλο Θανόπουλο. Η άμεση βοήθεια και καθοδήγηση του ήταν καθοριστική για την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους καθηγητές κ. Γαντέ και κ. Αβραάμ για την συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή, καθώς και όλους τους διδάσκοντες της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών, αλλά και των υπολοίπων σχολών του ΕΜΠ, για τις γνώσεις που μου προσέφεραν σε αυτό μου το ταξίδι. Τέλος, θα ήθελα να πω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου και τους φίλους μου, για την συνεχή υποστήριξη και την διαχρονική συμπαράσταση και κατανόηση τους.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Γέφυρα είναι μία κατασκευή που αποκαθιστά τη συνέχεια μιας γραμμής επικοινωνίας, όπως μιας οδού (οδική γέφυρα), ενός σιδηροδρόμου, μιας ροής πεζών ή ενός αγωγού, πάνω από ένα εμπόδιο. Τα συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι ποτάμια ή υδάτινες επιφάνειες, άλλοι συγκοινωνιακοί άξονες, τεχνητές υδάτινες ροές, εδαφικές ταπεινώσεις κ.τ.λ.

Γενικά, οι γέφυρες θεωρούνται από τις πιο εντυπωσιακές κατασκευές και για πολλούς μηχανικούς αποτελούν την κορωνίδα της επιστήμης τους. Πράγματι, ο σχεδιασμός της βέλτιστης τεχνικής και οικονομικής λύσης με τα διαθέσιμα μέσα και τους λοιπούς περιορισμούς αποτελεί πρόκληση για το δομοστατικό Μηχανικό. Παράλληλα όμως παρουσιάζουν πολλές ιδιομορφίες και λεπτά σημεία στην ανάλυση, τη διαστασιολόγηση και την ανέγερσή τους, γεγονός που καθιστά απαραίτητες κάποιες ιδιαίτερες γνώσεις για αυτούς που ασχολούνται με το συγκεκριμένο αντικείμενο. [1]

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζεται η μελέτη και η διαστασιολόγηση μιας λοξής σύμμικτης γέφυρας τριών αμφιέριστων ανοιγμάτων, το καθένα από τα οποία έχει μήκος 33 m. Επιπλέον θα γίνει η σχεδίαση και η διαστασιολόγηση των μεσοβάθρων αυτής.

### 1.1.1 Ιστορική Αναδρομή

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



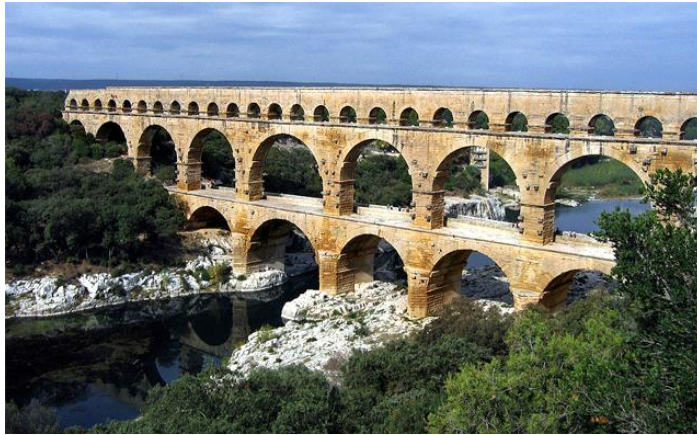
(α)



(β)

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

Ιστορικά αξιοσημείωτη είναι η συμβολή των Ρωμαίων στην ανάπτυξη της γεφυροποιίας. Οι αρχαίοι Ρωμαίοι θεωρούνται οι μεγαλύτερες κατασκευαστές γεφυρών της αρχαιότητας με σημαντικά επιτεύγματα στο τομέα, όπως η χρήση τσιμέντου και η κατασκευή κυρτών γεφυρών.



Σχήμα 1.2: Ρωμαϊκό υδραγωγείο επί του ποταμού Gardon, Νότια Γαλλία (60 μ.Χ.)

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



Σχήμα 1.3: Η πρώτη γέφυρα από χυτοσίδηρο Iron Bridge, Αγγλία (1779 μ.Χ.)

### 1.1.2 Τύποι Γεφυρών

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

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



(α)



(β)

Σχήμα 1.4: Τύποι γεφυρών βάσει προορισμού: (α) Οδική (Schwabelweis, Regensburg 1982), (β) Σιδηροδρομική (Garabit, Γαλλία 1880-84)



(α)

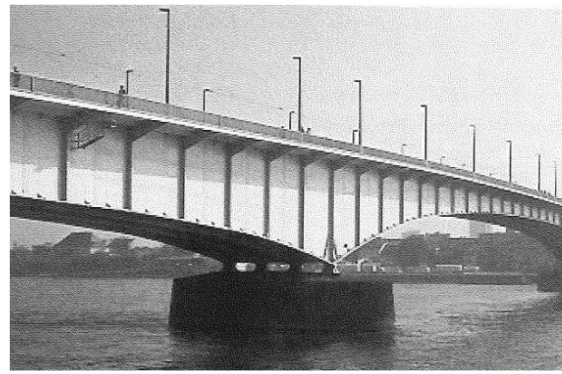


(β)

Σχήμα 1.5: Τύποι γεφυρών βάση στατικής λειτουργίας: (α) Τοξωτή (Matsushima, Ιαπωνία), (β) Κρεμαστή (San Francisco)



(α)



(β)

Σχήμα 1.6: Τύποι γεφυρών βάση μόρφωσης κύριων δοκών: (α) Δικτυωτή (Francis Scitt Key, USA 1978), (β) Ολόσωμη (Ρήνου)

### 1.1.3 Κριτήρια Επιλογής Τύπου Γέφυρας

Η οριστική επιλογή του υλικού και του είδους του φορέα δεν είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί χωρίς την εξέταση ορισμένων παραγόντων, οι κυριότεροι των οποίων είναι οι ακόλουθοι:

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

Μετά τη μελέτη των ανωτέρων συνιστωσών και λαμβανομένου υπόψη του οικονομικού παράγοντα, προσδιορίζεται η προσφορότερη/ενδεικνυόμενη λύση.

## 1.2 Σύμμικτες γέφυρες

Ως σύμμικτες περιγράφονται οι γέφυρες, στις οποίες χρησιμοποιούνται δύο τουλάχιστον διαφορετικά υλικά, εν προκειμένω σπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβας. Τα δύο αυτά υλικά συνδέονται μεταξύ τους με τη βοήθεια ειδικών συνδέσμων με τέτοιο τρόπο, ώστε να εξασφαλίζεται η μεταξύ τους συνεργασία και ενιαία παραμόρφωση κατά τη δράση των αναμενόμενων/προβλεπόμενων φορτίων

Οι σιδηρές γέφυρες με κατάστρωμα από ορθότροπη πλάκα κυριάρχησαν μέχρι τα μέσα του 20ου αιώνα και αυτό οφείλεται στις σπουδαίες ιδιότητες του χάλυβα, μερικές από τις οποίες είναι:

- Η υψηλή αντοχή, ακόμα και λεπτών διατομών με μικρό ίδιο βάρος
- Η ολκιμότητα, που επιτρέπει την εκτεταμένη παραμόρφωση του χωρίς αστοχία
- Η μεγάλη διάρκεια ζωής
- Η ομοιομορφία του υλικού, όπως προκύπτει ύστερα από ελέγχους κατά την παραγωγή
- Η ταχύτητα ανέγερσης, μιας και μεγάλο μέρος της προετοιμασίας λαμβάνει χώρα στα εργοστάσια
- Η επαναχρησιμοποίηση υλικού

- Η δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων, έως και άνω των 2000 m.
- Η δυνατότητα παρέμβασης και ενίσχυσης σε ήδη υπάρχοντα έργα, π.χ. για αύξηση του ωφέλιμου φορτίου
- Το άριστο αισθητικό αποτέλεσμα.

Ωστόσο, το υψηλό κόστος κατασκευής, η ευαισθησία του χαλύβδινου καταστρώματος έναντι ακραίων θερμοκρασιακών συνθηκών, εξαιτίας της μικρής θερμοχωρητικότητάς του και η αδυναμία έναντι κόπωσης, είχαν ως αποτέλεσμα τη σταδιακή αντικατάστασή τους από σύμμικτες. Έτσι, όχι μόνο οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις παραλαμβάνονται κατά το μεγαλύτερο μέρος (ή και όλες) από το σκυρόδεμα, αλλά μειώνεται σημαντικά το κόστος κατασκευής του έργου.

Οι σύμμικτες γέφυρες όμως, υπερτερούν και έναντι των προεντεταμένων. Αυτό συμβαίνει διότι, ενώ το κόστος είναι συγκρίσιμο για τις δύο περιπτώσεις, οι πρώτες κατασκευάζονται σε πολύ μικρότερο χρονικό διάστημα, δίνοντάς τους το προβάδισμα στην κατηγορία φορέων με μέτρια ή μεγάλα ανοίγματα.

### 1.3 Αμφιέρειστες Γέφυρες

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

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

### 1.4 Εφέδρανα

Τα εφέδρανα είναι μηχανικά στοιχεία, με προορισμό να μεταφέρουν στα βάθρα τα φορτία, τα οποία επενεργούν στο φορέα της γέφυρας. Επιπλέον παρέχουν τη δυνατότητα σχετικών μετακινήσεων και στροφών στις θέσεις όπου τοποθετούνται.

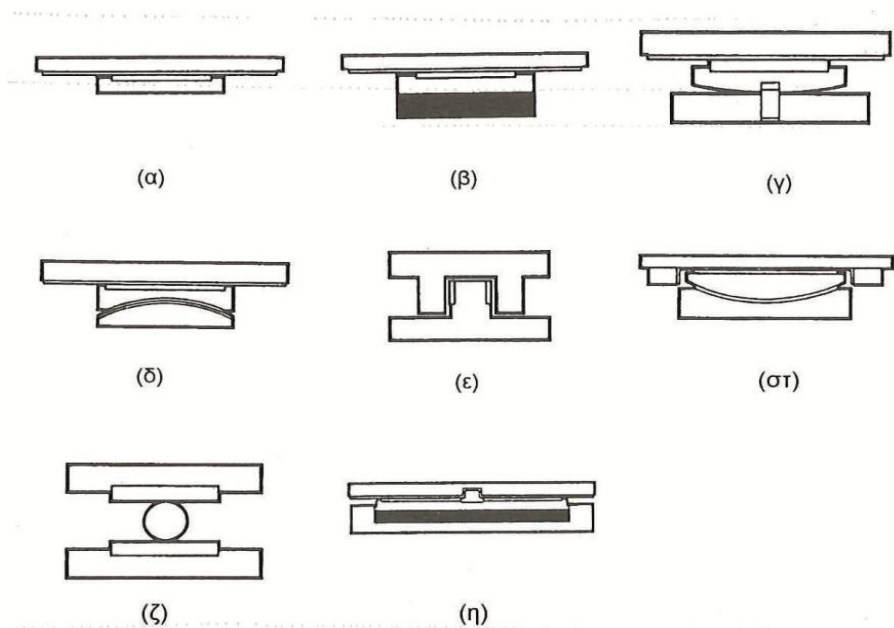
Παράλληλα, ανάλογα με τη χρήση τους διακρίνονται σε σταθερά και κινητά. Τα εφέδρανα τοποθετούνται στις θέσεις στήριξης των κύριων δοκών επί των βάθρων, σε γέφυρες δε με περισσότερες από δύο δοκούς, τοποθετούνται σε κάθε σημείο στήριξης των δοκών.

Επιλέγονται έτσι ώστε να μπορούν να μεταφέρουν όλες τις επιβαλλόμενες δυνάμεις, κατά τα στάδια ανέγερσης και λειτουργίας. Κατά την προσομοίωση της ανωδομής, πρέπει η συμπεριφορά των εφεδράνων να εισάγεται στο συνολικό μοντέλο, προκειμένου το αποτέλεσμα της ανάλυσης να αποδίδει την ορθή καταπόνηση του συστήματος.

Ιδιαίτερως σημαντικό είναι τα εφέδρανα να σχεδιάζονται και να διαστασιολογούνται έτσι ώστε να είναι επαρκή σε σχέση με τις απαιτήσεις του κανονισμού για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Επίσης, πρέπει να είναι έτσι τοποθετημένα ώστε να είναι εύκολα επισκέψιμα για επιθεώρηση, συντήρηση ή αλλαγή, εφόσον παραστεί ανάγκη, προκειμένου να ικανοποιείται η λειτουργικότητα τους για όλη την διάρκεια ζωής της γέφυρας.

Υπάρχει μεγάλη ποικιλία εφεδράνων ανάλογα με το σκοπό που καλούνται να εξυπηρετήσουν. Ορισμένες τυπικές μορφές, από αυτές που χρησιμοποιούνται σήμερα, είναι οι εξής:

- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα ή εφέδρανα από οπλισμένο ελαστικό
- Εφέδρανα σημειακού τύπου (rot bearings)
- Γραμμικά κυλιόμενα κινητά εφέδρανα
- Χαλύβδινα κυλινδρικά εφέδρανα ή γραμμικώς αρθρωτά εφέδρανα
- Ειδικά εφέδρανα
- Σταθερά εφέδρανα (fixed bearings)
- Ελευθέρως ολισθαίνοντα εφέδρανα (free sliding bearings)
- Ελευθέρως ολισθαίνοντα εφέδρανα κατά μία κατεύθυνση (sliding guided) bearings)



Σχήμα 1.7 : Τύποι εφεδράνων

## 1.5 Βάθρα

Τα δομικά μέλη επί των οποίων στηρίζονται οι φορείς των καταστροφμάτων ονομάζονται βάθρα και, αναλόγως της θέσεως τους, διακρίνονται σε μεσόβαθρα και ακρόβαθρα. Η στήριξη του φορέα ανωδομής επί των βάθρων γίνεται είτε απ' ευθείας, οπότε υπάρχει συνέχεια του υλικού ανωδομής - βάθρου και η στήριξη ονομάζεται μονολιθική, είτε με παρεμβολή ειδικών διατάξεων, οι οποίες ονομάζονται εφέδρανα. Σε συνεχείς φορείς πολλών ανοιγμάτων, συχνά χρησιμοποιούνται και τα δύο ανωτέρω είδη στηρίξεων.

Η επιλογή του τρόπου στήριξης της ανωδομής επί των βάθρων και η επιλογή της μορφής των βάθρων είναι ιδιαίτερα σημαντική στο σχεδιασμό των γεφυρών, καθόσον έχει άμεση επιρροή στην επιτελεσματικότητα της γέφυρας (κατανομή της ακαμψίας κατά μήκος και εγκάρσια, μεταφορά εντατικών μεγεθών από ανωδομή προς βάθρα και θεμέλια, λειτουργικότητα, απαιτήσεις συντήρησης κλπ.)

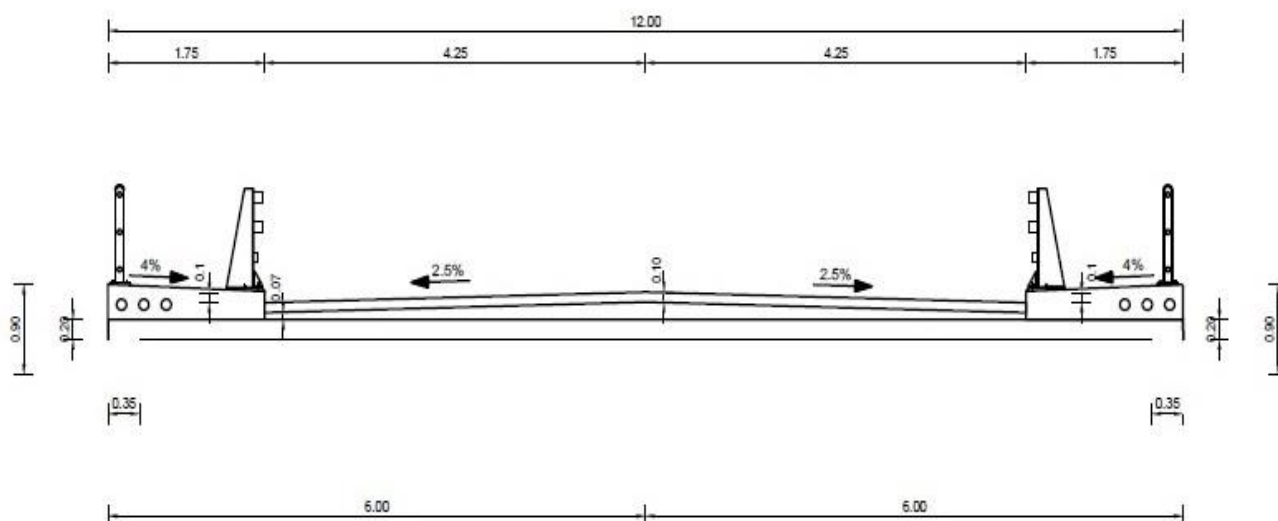
## 2 Μόρφωση Γέφυρας

### 2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

#### 2.1.1 Ανωδομή

Η γέφυρα που εξετάζεται είναι λοξή, σύμμικτη και αμφιέρειστη αποτελούμενη από 3 ανεξάρτητα ανοίγματα. Το συνολικό μήκος είναι 99 m, με μήκος κάθε ανοίγματος 33 m, ενώ η τελική διαμόρφωση της γέφυρας γίνεται με την εισαγωγή αρμών διαστολής ανάμεσα σε κάθε άνοιγμα (0.30m). Στην παρούσα εργασία εξετάζεται ένα από τα τρία ανοίγματα ως ανεξάρτητο και στο τέλος ολόκληρη η γέφυρα μαζί με τα βάθρα. Ο φορέας συμπληρώνεται από: έξι χαλύβδινες κύριες δοκούς, κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα, μεταλλικές διαδοκίδες, εγκάρσιες στις δοκούς, δώδεκα εφέδρανα και τα δύο μεσόβαθρα

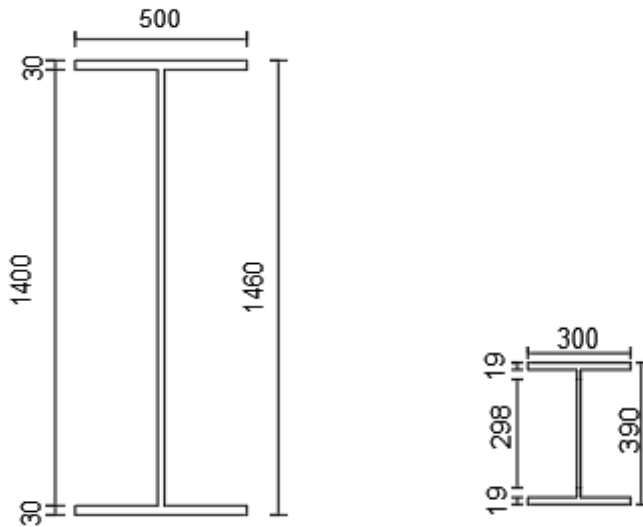
Το συνολικό πλάτος του καταστρώματος είναι 12.0 m, με πλάτος οδοστρώματος 8.50 m και πεζοδρομίων 1.75 m εκατέρωθεν. Το οδόστρωμα έχει επίκλιση 2.5% προς το εξωτερικό της γέφυρας για την απορροή των υδάτων. Το πάχος της πλάκας σκυροδέματος είναι 20 cm ενώ το πάχος των πεζοδρομίων πάνω από την πλάκα κυμαίνεται από 35 cm εξωτερικά της γέφυρας μέχρι 28 cm εσωτερικά διαμορφώνοντας κλίση προς το εσωτερικό 4%. Στο Σχήμα 2.1 φαίνεται η τυπική διατομή του καταστρώματος της γέφυρας.



Σχήμα 2.1 : Εγκάρσια Τομή Καταστρώματος Γέφυρας

Το κατάστρωμα θα σκυροδετηθεί πάνω στον χαλύβδινο σκελετό στη φάση κατασκευής. Ο χαλύβδινος σκελετός θα αποτελείται από 6 διαμήκεις χαλύβδινες δοκούς μήκους 33m η κάθε μία, συγκολλητής διατομής, μορφής διπλού Ταυ με συνολικό ύψος 1.46 m. Η απόσταση μεταξύ των δοκών θα είναι 2.30 m. Επίσης θα τοποθετηθούν διαδοκίδες ανά  $\frac{1}{4}$  του συνολικού μήκους του ανοίγματος (ανά 8.25 m) και για να προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση κατά την φάση κατασκευής στις κύριες δοκούς. Οι διαδοκίδες θα είναι πρότυπης ελατής διατομής από την κατηγορία HEA400 με μήκος 1.38m. Για την τοποθέτηση των διαδοκίδων και ενίσχυση του κορμού της κύριας δοκού θα τοποθετηθούν στις θέσεις των διαδοκίδων εγκάρσιες ενισχύσεις διατομής τύπου T που θα συνδέουν άνω και κάτω πέλματα της κύριας δοκού και από τις δύο πλευρές. Η σύνδεση εγκάρσιων ενισχύσεων με διαδοκίδες θα γίνει με συγκόλληση. Οι διατομές φαίνονται στο Σχήμα 2.2 ενώ οι διαστάσεις συνοψίζονται στο Πίνακα 2.1.





Σχήμα 2.2 : Μεταλλικές διατομές

Πίνακας 2.1 : Διαστάσεις διατομών ανωδομής

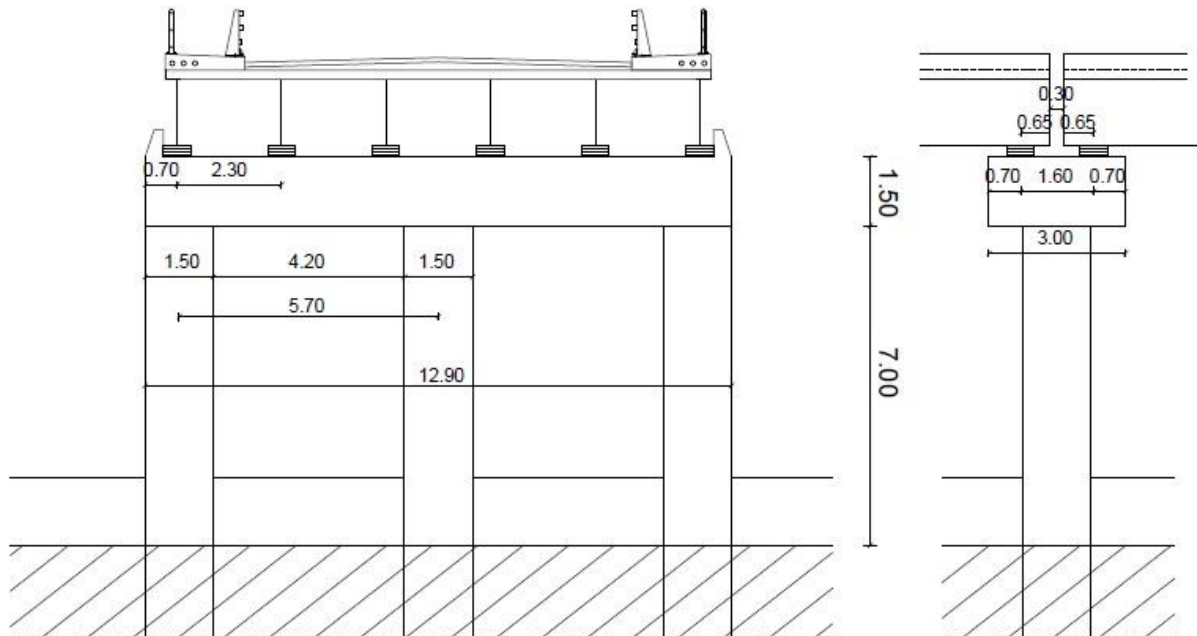
Κύρια δοκός		Διαδοκίδα HEA 400		Εγκάρσια Ενίσχυση	
Πλάτος Άνω πέλματος	500 mm	Άνω πέλμα	300 mm	Πλάτος πέλματος	320 mm
Πλάτος Κάτω Πέλματος	500 mm	Κάτω Πέλμα	300 mm	Πάχος πέλματος	20 mm
Πάχος Άνω πέλματος	30 mm	Πάχος Άνω πέλματος	19 mm	Ύψος Κορμού	1040 mm
Πάχος Κάτω πέλματος	30 mm	Πάχος Κάτω πέλματος	19 mm	Πάχος κορμού	12 mm
Ύψος Κορμού	1400 mm	Ύψος Κορμού	298 mm		
Πάχος Κορμού	20 mm	Πάχος Κορμού	11 mm		

### 2.1.2 Εφέδρανα

Στο φορέα μας χρησιμοποιούνται ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου C2. Έτσι ονομάζεται το εφέδρανο του οποίου οι άνω και κάτω στρώσεις του αποτελούνται από χαλύβδινα ελάσματα. Με αυτό τον τρόπο μπορεί να ασφαλιστεί έναντι ολίσθησης και στις δύο του πλευρές. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκαν 12 ελαστομεταλλικά εφέδρανα, ένα δηλαδή σε κάθε άκρο κάθε δοκού στην επαφή με το βάθρο, από τους καταλόγους Maurer με διαστάσεις 600x700 mm για τα μεσόβαθρα με συνολικό πάχος 250 mm και πάχος ελαστομερούς 185 mm.

### 2.1.3 Βάθρα

Το μεσόβαθρο αποτελείται από την δοκό έδρασης και τρεις στύλους. Η δοκός έχει σχεδιαστεί με μήκος 12.90 m, πλάτος 3.0 m και ύψος 1.50 m, ενώ οι στύλοι έχουν διάμετρο 1.50 m, ύψος 7.0 m και απόσταση μεταξύ τους 5.70 m. Τα γεωμετρικά στοιχεία του μεσόβαθρου φαίνονται στο Σχήμα 2.3 :



Σχήμα 2.3 : Μεσόβαθρο

### 2.2 Συνεργαζόμενο Πλάτος Πελάτων Σκυροδέματος

Το συνεργαζόμενο πλάτος των συμμίκτων διατομών υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 [16] για εσωτερικές και ακραίες στηρίξεις όπως φαίνεται παρακάτω:

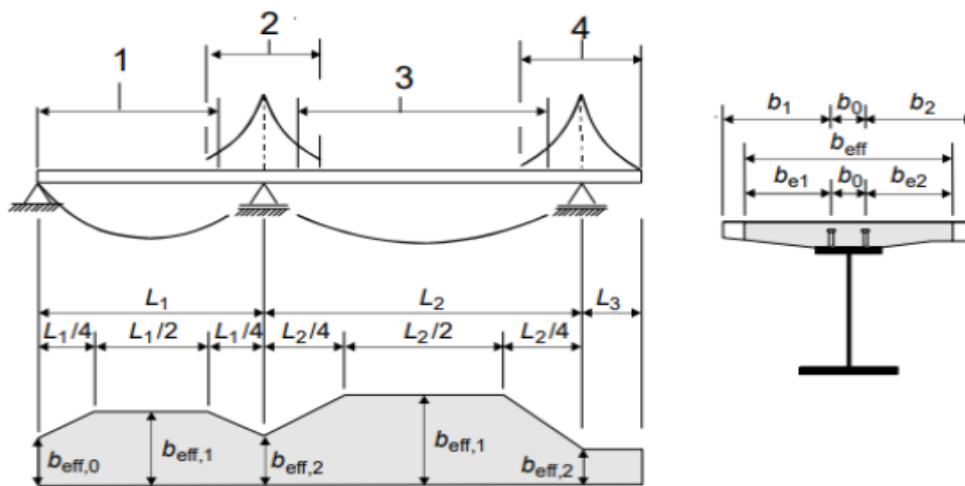
$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (\text{εξ. 2.1})$$

όπου :

$b_0$  είναι η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων,

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

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



Σχήμα 2.4: Υπολογισμός Συνεργαζόμενου πλάτους  $b_{eff}$

Συμβολισμοί:

1.  $L_e = 0.85 L_1$ , για  $b_{eff,1}$  (εξ. 2.2)
2.  $L_e = 0.25(L_1 + L_2)$ , για  $b_{eff,2}$
3.  $L_e = 0.70 L_2$ , για  $b_{eff,1}$
4.  $L_e = 2 L_3$ , για  $b_{eff,2}$

$\beta_i = 0.55 + 0.025 * L_e / b_e$ ,  $i \leq 1$ , για ακραίες στηρίξεις για τον υπολογισμό του  $b_{eff}$  (εξ. 2.3)  
 $\beta_i = 1$ , σε άλλες περιπτώσεις.

Απλοποιητικά θα πάρουμε σταθερό συνεργαζόμενο πλάτος κατά μήκος του ανοίγματος, ενώ θα υπάρχει η κατάλληλη διαβάθμιση κατά την εγκάρσια διεύθυνση και μεταξύ των ακραίων 2 δοκών και των 4 μεσαίων. Συγκεκριμένα και εξετάζοντας τη θέση στο μέσο του ανοίγματος:

Επειδή στο αρχικό στάδιο, στο οποίο δεν έχει καθοριστεί η διάταξη των διατμητικών ήλων, αγνοείται η μικρή συνεισφορά λόγω της εγκάρσιας απόστασης μεταξύ των ήλων ( $b_0 = 0$ ) και  $L_e = 33.0$  m.

#### Ακραίες Δοκοί:

Γεωμετρικά πλάτη:  $b_{g,1} = 0.25$  m,  $b_{g,2} = 1.15$  m

$b_{e,1} = L_e / 8 = 4.125$  m  $>$   $b_{g,1} \rightarrow b_{e,1} = 0.25$  m

$b_{e,2} = L_e / 8 = 4.125$  m  $>$   $b_{g,2} \rightarrow b_{e,2} = 1.15$  m

$\beta_1 = 3.85 > 1 \rightarrow \beta_1 = 1$

$\beta_2 = 1.267 > 1 \rightarrow \beta_2 = 1$

$b_{eff} = b_0 + \sum b_{e,i} = 1.40$  m

#### Μεσαίες Δοκοί:

Γεωμετρικά πλάτη :  $b_{g,1} = 1.15$  m =  $b_{g,2}$

$b_{e,1} = L_e / 8 = 4.125 > b_{g,1} \rightarrow b_{e,1} = 1.15$  m

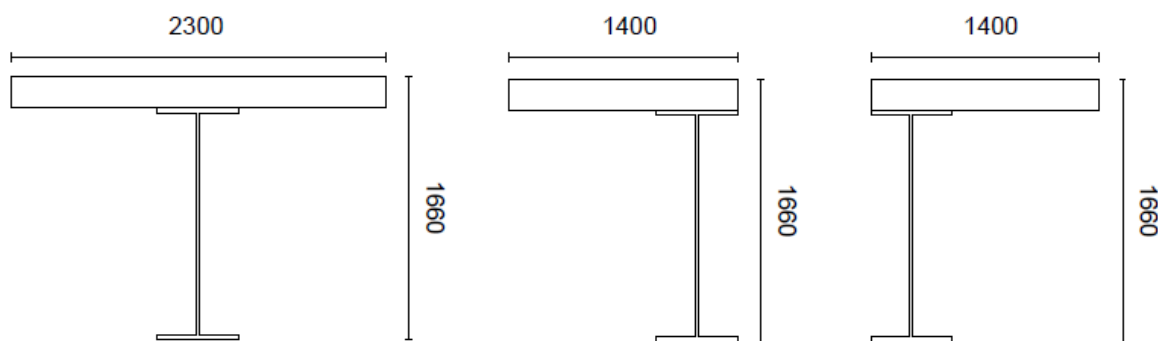
$b_{e,2} = L_e / 8 = 4.125 > b_{g,2} \rightarrow b_{e,2} = 1.15$  m

$\beta_1 = 1.267 > 1 \rightarrow \beta_1 = 1$

$\beta_2 = 1.267 > 1 \rightarrow \beta_2 = 1$

$b_{eff} = b_0 + \sum b_{e,i} = 2.30$  m

Στα Σχήμα 2.5 φαίνονται οι διατομές των 2 ακραίων δοκών και αυτή των 4 μεσαίων σύμμικτων δοκών.



Σχήμα 2.5: Διατομές σύμμικτων δοκών (μεσαίας και ακραίων)

Τα αδρανειακά χαρακτηριστικά των διατομών για τη φάση σκυροδέτησης και για το χρόνο  $t=0$  της σύμμικτης δοκού, όπου λήφθηκε η πλήρη τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος  $E_{cm} = 34000$  MPa υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα excel και δίνονται στον Πίνακα 2.2.

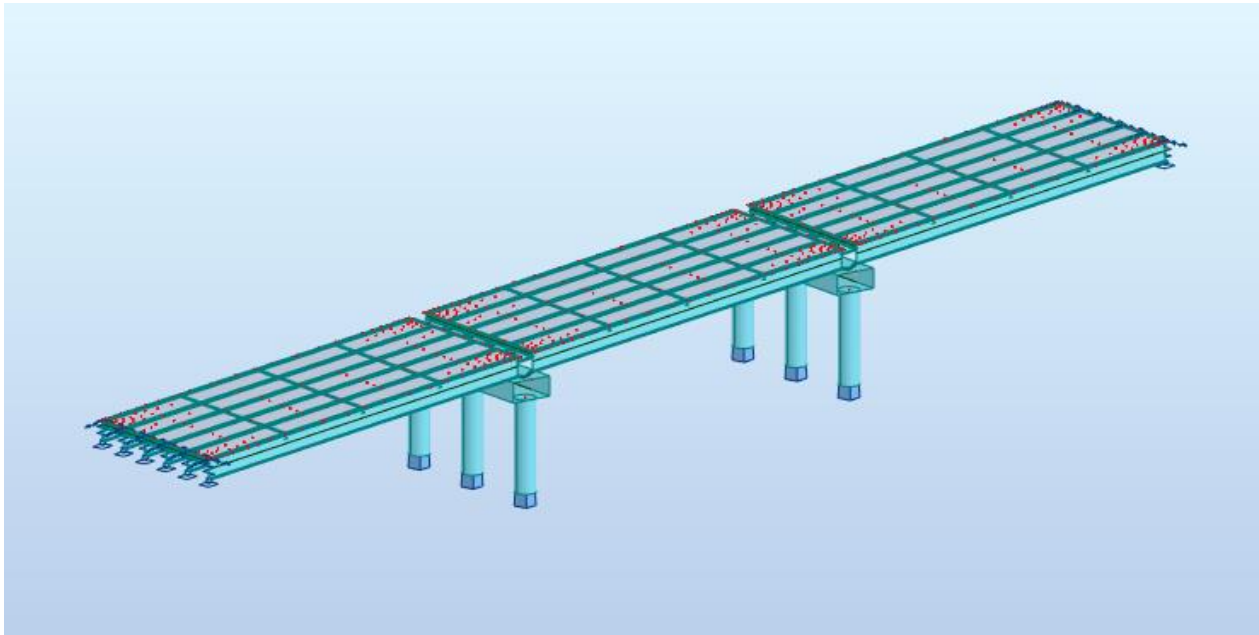
Πίνακας 2.2 : Ιδιότητες διατομών

Αδρανειακά Διατομών			
Φάση κατασκευής		Σύμμικτη δοκός $t = 0$	
Aa	580 cm <sup>2</sup>	Ae	1033,333 cm <sup>2</sup>
Za	73 cm	Ze	56,5871 cm
Ia	1991233 cm <sup>4</sup>	Ie	3759262 cm <sup>4</sup>

### 2.3 Στατικό Προσομοίωμα

Για την ανάλυση της γέφυρας και τον υπολογισμό των τάσεων και των εντατικών μεγεθών, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Autodesk Robot Structural Analysis στο οποίο έγινε τρισδιάστατη προσομοίωση της γέφυρας. Αρχικά αφού ορίστηκαν τα υλικά επιλέγοντας τον κανονισμό διαστασιολόγησης EN 1994-2004 – Road bridges – EU, σχεδιάστηκαν οι διατομές και το άνοιγμα της γέφυρας στο περιβάλλον του Robot. Στο περιβάλλον αυτό ορίστηκαν οι διατομές, οι διαστάσεις τους και κατάλληλα stress points (θέσεις σημείων υπολογισμού τάσης) στις σύμμικτες. Συγκεκριμένα στην άνω και κάτω ίνα των δύο πελμάτων του μεταλλικού τμήματος, στον κορμό και στην άνω και κάτω ίνα της πλάκας σκυροδέματος που περιλαμβάνεται στην σύμμικτη διατομή. Ως επίπεδο αναφοράς ορίστηκε η άνω ίνα της πλάκας σκυροδέματος.

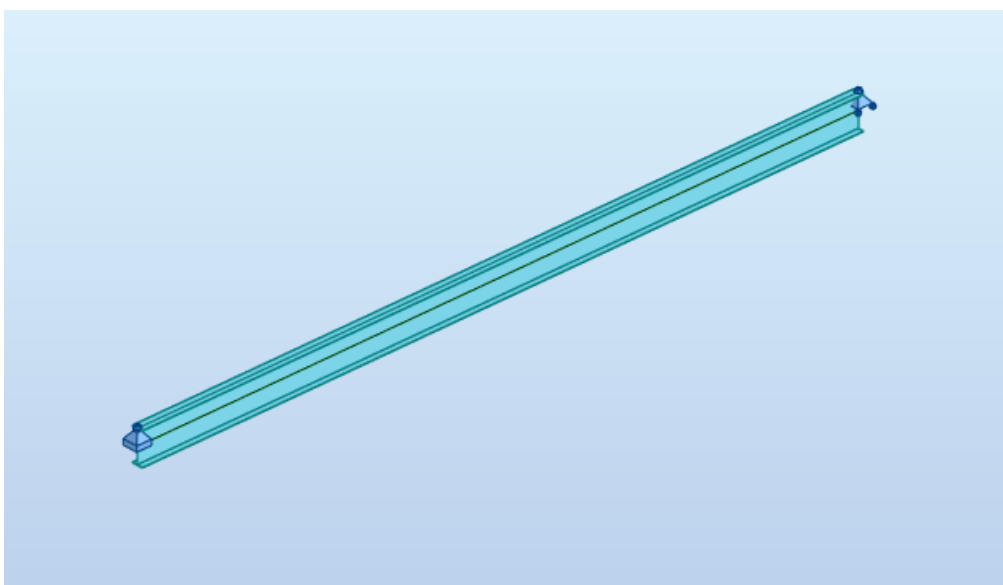
Στην συνέχεια και αφού σχεδιάστηκε το τμήμα της γέφυρας, ορίστηκαν διαμήκη και εγκάρσια στοιχεία ως beam elements (στοιχεία δοκού) σχηματίζοντας ένα κানাβο. Στα διαμήκη στοιχεία ορίστηκαν οι σύμμικτες διατομές ενώ στα εγκάρσια στοιχεία, ορίστηκαν οι διατομές της πλάκας σκυροδέματος. Τα εφέντρα προσομοιάστηκαν με ελατήρια με τις κατάλληλες δυσκαμψίες ενώ εισήχθησαν στη στάθμη του κάτω πέλματος της δοκού και ενώθηκαν με το επίπεδο αναφοράς με άκαμπτα στοιχεία. Τέλος αφού οριστεί το load definition surface (επιφάνεια επιβολής φορτίων) που καλύπτει όλο το μήκος και πλάτος του ανοίγματος, εισάγονται τα φορτία, ως επιφανειακά, γραμμικά και συγκεντρωμένα, ενώ το βάρος του χάλυβα υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα. Στο Σχήμα 2.6 φαίνεται το προσομοίωμα.



Σχήμα 2.6 : Προσομοίωμα γέφυρας

Οι ιδιότητες των διατομών προσδιορίστηκαν από υπολογιστικό φύλλο Microsoft Office Excel, οι συνδυασμοί των φορτίσεων έγιναν με το Loads Manual Combinations και κάνοντας γραμμική ελαστική ανάλυση, υπολογίστηκαν τα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη. Ακόμα υπολογίστηκαν οι περιβάλλουσες για κάθε συνδυασμό, ενώ οι τάσεις προσδιορίστηκαν με το task Results Diagrams for Bars Stresses. Οι υπολογισμοί έγιναν στο χρόνο  $t = 0$  για την φάση κατασκευής και την φάση λειτουργίας της σύμμικτης δοκού.

Επιπλέον για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών κατά τον έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (ΣΚΛ) χρησιμοποιήθηκε και το απλό προσομοίωμα μιας δοκού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.7, με άρθρωση και κύλιση ως στηρίξεις στα άκρα και την εισαγωγή απλών γραμμικών φορτίων που αναλογούν στην δοκό από το ίδιο βάρος της και το συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος. Οι διαδοκίδες και οι εγκάρσιες ενισχύσεις δεν εισήχθησαν στο προσομοίωμα για τους υπολογισμούς κατά την ανάλυση και η παρουσία τους χρησιμοποιήθηκε στους υπολογισμούς που έγιναν με το χέρι για τον έλεγχο σε ΣΚΛ. Το βάρος τους λήφθηκε υπόψη προσαυξάνοντας το συνολικό ίδιο βάρος του χάλυβα.



Σχήμα 2.7 : Προσομοίωμα δοκού για έλεγχο σε ΣΚΛ

## 3 Δομικά Υλικά

Τα υλικά με τα οποία διαστασιολογείται η γέφυρα είναι:

- Σκυρόδεμα C35/45 :  
Για την πλάκα καταστρώματος  
Μέτρο ελαστικότητας:  $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$   
Ειδικό βάρος:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}$   
Ειδικό βάρος νωπού σκυρ/τος:  $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$   
Λόγος Poisson:  $\nu = 0.2$   
Χαρακτηριστική αντοχή:  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$   
Μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής:  $f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$   
Μέση τιμή θλιπτικής αντοχής:  $f_{cm} = 43 \text{ MPa}$
- Σκυρόδεμα C20/25 :  
Για το βάθρο και γενικότερα τα στοιχεία θεμελίωσης  
Μέτρο ελαστικότητας:  $E_{cm} = 30 \text{ GPa}$   
Χαρακτηριστική αντοχή:  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$   
Μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής:  $f_{ctm} = 2.2 \text{ MPa}$   
Μέση τιμή θλιπτικής αντοχής:  $f_{cm} = 28 \text{ MPa}$
- Δομικός Χάλυβας S355  
Μέτρο ελαστικότητας:  $E_a = 210 \text{ GPa}$   
Ειδικό βάρος:  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$   
Λόγος Poisson:  $\nu = 0.3$   
Όριο διαρροής:  $f_y = 355 \text{ MPa}$
- Χάλυβας οπλισμού B500C  
Όριο διαρροής:  $f_y = 500 \text{ MPa}$
- Διατμητικοί ήλοι:  
Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής ποιότητας S235 και διαμέτρου  $\Phi 19$

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

### 3.1 Σκυρόδεμα-Ερπυσμός

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

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

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

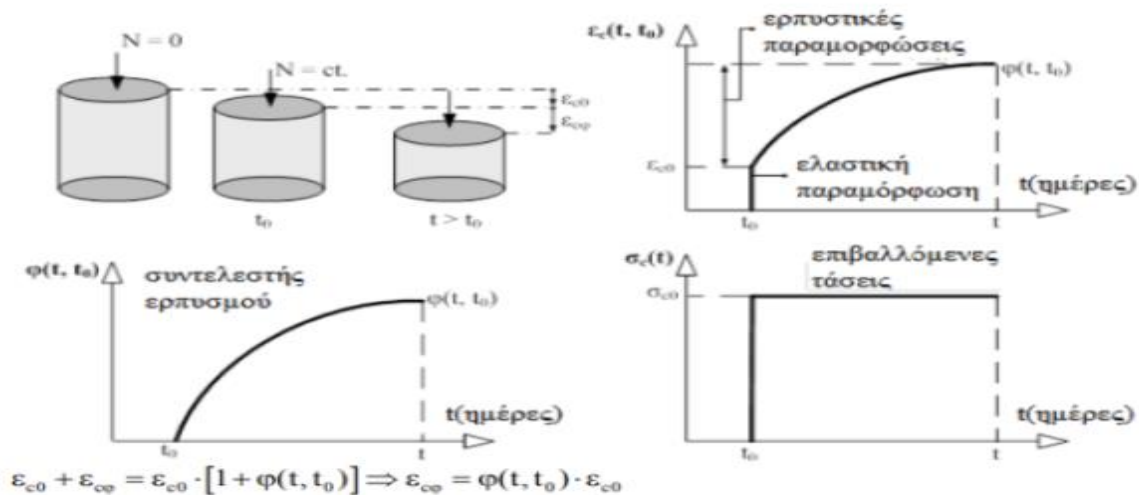
Βραχυχρόνια:  $n_o = E_a/E_{cm} = 210/34 = 6.178$  (εξ. 3.1)

Μακροχρόνια:  $n_L = n_o * [+ψ_L * φ(t, t_o)]$  (εξ. 3.2)

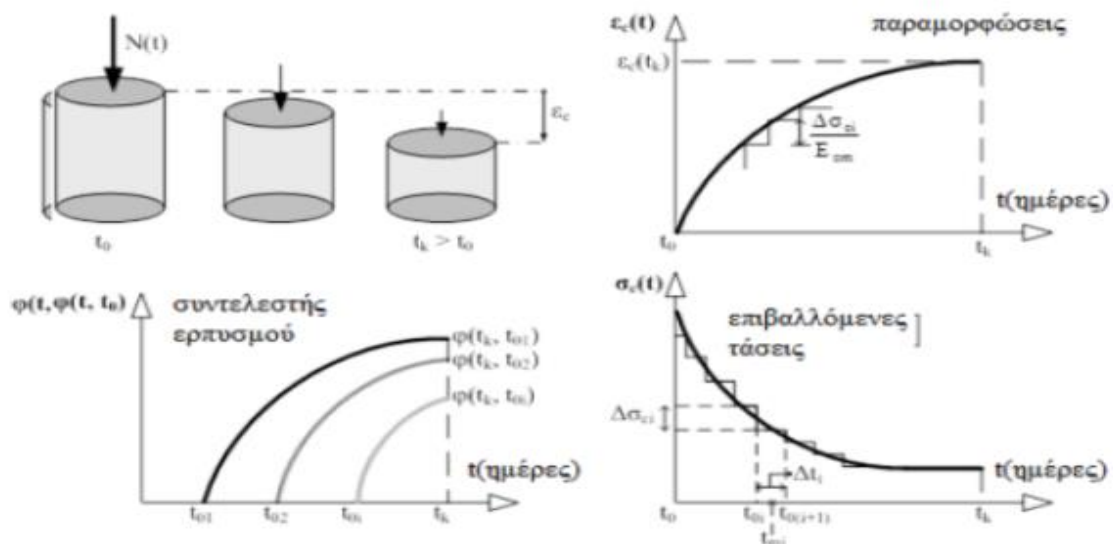
-για μόνιμες δράσεις (π.χ. ίδια βάρη)  $\rightarrow n_L = n_P$  και  $ψ_L = ψ_P = 1.1$

-για χρονικά μεταβαλλόμενων μόνιμων φορτίων (π.χ. συστολή ξήρανσης)

$\rightarrow n_L = n_{PT}$  και  $ψ_L = ψ_{PT} = 0.55$



Σχήμα 3.1-Ερπυσμός λόγω μόνιμων φορτίων (P)



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

Ο συντελεστής ερπυσμού δίνεται σύμφωνα με τον EN1992-2-1-1 [17], από τη σχέση:

$φ(t, t_o) = β_c(t, t_o) * φ_o$  (εξ. 3.3)

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

### Ονομαστικός συντελεστής ερπυσμού

$$\Phi_D = \Phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Επιρροή σχετικής υγρασίας

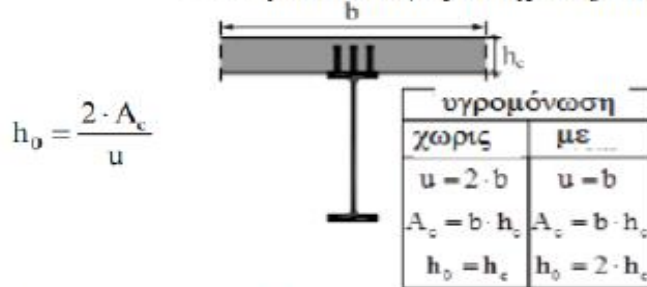
$$\Phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{για } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

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

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

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

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



$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

$A_c$  = εμβαδόν διατομής  
 $u$  = περίμετρος στοιχείου σε επαφή με την ατμόσφαιρα

### Συντελεστής χρονικής εξέλιξης ερπυσμού

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

$$\beta_H = 1.5 \cdot \left[ 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{για } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1.5 \cdot \left[ 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{για } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7}, \alpha_2 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2}, \alpha_3 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5}, f_{cm} \text{ σε MPa}$$

Σχήμα 3.3-Αναλυτικές Σχέσεις Υπολογισμού Συντελεστή Ερπυσμού

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

$\rightarrow A_c = 0.46 \text{ cm}^2$ ,  $h_0 = 800 \text{ mm}$ ,  $\Phi_{RH}=1.23$ ,  $\beta(t_0)=0.635$ ,  $\beta(f_{cm})=2.562 \rightarrow \Phi_D = 2.0$

$\rightarrow \beta_H = 1477 < 1350 \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 0.989$

$\rightarrow \Phi_g(t, t_0) = 1.978 \Rightarrow n_g = 6.18 [1 + \psi_g \cdot \Phi_g(t, t_0)] \Rightarrow n_g = 18.89 = n_L$

Ανάλογα με τη χρονική στιγμή ελέγχου και αν χρειάζεται, εισάγουμε τον λόγο ισοδυναμίας  $n_L$  στο προσομοίωμα πολλαπλασιάζοντας τον όρο μέσα στην αγκύλη με το  $E_{cm}$ . Στην ανάλυση



χρησιμοποιήθηκε μόνο η χαρακτηριστική χρονική στιγμή  $t=0$  και όχι η τιμή  $t=\infty$  που αντιστοιχεί στη χρονική στιγμή  $t=30000$  ημέρες δηλαδή σε 100 χρόνια (χρονικός ορίζοντας με βάση τον οποίο γίνεται ο σχεδιασμός γεφυρών). Τη πρώτη χρονική στιγμή οι έλεγχοι έγιναν με το πλήρες μέτρο ελαστικότητας  $E_{cm}=34000$  MPa.

### 3.2 Σκυροδέμα-Συστολή Ξήρανσης

Η συστολή ξήρανσης οφείλεται σε συρρίκνωση και σε αυτογενή ξήρανση του σκυροδέματος. Στις σύμμικτες γέφυρες λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη. Η βράχυνση του σκυροδέματος παρεμποδίζεται λόγω της διατμητικής σύνδεσης με τη χαλύβδινη δοκό ώστε να αναπτύσσεται μία εφελκυστική δύναμη στη πλάκα  $N_{sh}$  και μία αυτεντατική κατάσταση αναπτύσσοντας στη διατομή μία ροπή  $M_{sh}$ . Το ως άνω αυτεντατικό σύστημα αποτελεί τις πρωτογενείς επιρροές της συστολής ξήρανσης. Σε ισοστατικούς φορείς δεν εμποδίζονται οι παραμορφώσεις και επομένως εκεί σταματά η επιρροή της συστολής ξήρανσης.

Κατά αντιστοιχία με τον ερπυσμό και με  $\psi_s = \psi_{PT} = 0.55$  μπορεί να υπολογιστεί ο λόγος ισοδυναμίας  $n_s = 15.79$  ( $t = \infty$ ). Για να ληφθούν υπόψη οι πρωτογενείς επιρροές και με το πλεονέκτημα που μας προσφέρει το τρισδιάστατο προσομοίωμα επιβλήθηκε μια ομοιόμορφη μείωση της θερμοκρασίας ίση με :

$$\Delta T_{NS} = \varepsilon_{cs} / \alpha_t \quad (\text{εξ. 3.4})$$

όπου,  $\varepsilon_{cs}$  η βράχυνση του σκυροδέματος και  $\alpha_t$  ο συντελεστής θερμικής διαστολής. Οι μαθηματικοί τύποι που χρησιμοποιήθηκαν δίνονται παρακάτω.

Ανηγμένη παραμόρφωση λόγω συρρίκνωσης :

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (\text{εξ. 3.5})$$

Όπου,  $t$  = ηλικία σε ημέρες

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

$k_h = 1.0$  για  $h_o = 100\text{mm}$ ,  $0.85$  για  $h_o = 200\text{mm}$ ,  $0.75$  για  $h_o = 300\text{mm}$  και

$0.7$  για  $h_o > 500\text{mm}$  ( $h_o$  ιδεατό πάχος πλάκας)

Συνάρτηση χρονικής εξέλιξης:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04\sqrt{h_o^3}} \quad (\text{εξ. 3.6})$$

Βασική ανηγμένη παραμόρφωση της συρρίκνωσης

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 * [(220 + 110 * a_{ds1}) * \exp(-a_{ds2} * f_{cm}/10)] * 10^{-6} * \beta_{RH} \quad (\text{εξ. 3.7})$$

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

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

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100\%} \right)^3 \right], RH \text{ σχετική υγρασία} \quad (\text{εξ. 3.8})$$

Έτσι υπολογίστηκαν :  $\beta_{ds}(t, t_o) = 0.976$ ,  $\beta_{RH} = 1.018 \rightarrow \varepsilon_{cd} = 233 * 10^{-6}$

Επομένως η ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας που λήφθηκε υπόψη στους υπολογισμούς είναι  $\Delta T_{NS} = 23.3^\circ\text{C}$

## 4 Δράσεις

### 4.1 Μόνιμες Δράσεις

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται τα φορτία των οποίων η τιμή παραμένει σχεδόν αμετάβλητη στο χρόνο. Αυτά είναι τα ίδια βάρη του φορέα (πλάκα σκυροδέματος, χάλυβας) καθώς και λοιπές πρόσθετες μόνιμες δράσεις όπως είναι τα ίδια βάρη από ασφαλτικές στρώσεις, το φορτίο εξομάλυνσης της πλάκας σκυροδέματος, τα πεζοδρόμια και τα στηθαία ασφαλείας (σύστημα αναχαίτισης και κιγκλίδωμα για τους πεζοδρόμους). Όπως αναφέρθηκε το βάρος του χάλυβα υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό, θέτοντας στο πρόγραμμα στο συντελεστή 1.1 και λαμβάνοντας προσαύξηση 10% για να συμπεριληφθούν βάρη από τις συγκολλήσεις και τα λοιπά χαλύβδινα ελάσματα. Τα υπόλοιπα φορτία εισάγονται ως επιφανειακά στο πρόγραμμα ενώ τα φορτία στηθαίων ασφαλείας ως γραμμικά. Αναλυτικά:

Ίδια Βάρη:

- Ίδιο Βάρος Χάλυβα:  $1.1 \cdot 78.5 \text{ kN/m}^3 = 86.35 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο Βάρος Πλάκας Σκυροδέματος:  $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.20 \text{ m} = 5.0 \text{ kN/m}^2$

Πρόσθετα Μόνιμα :

- Πεζοδρόμια :  $25 \text{ kN/m}^3 \cdot (0.28 \text{ m} + 0.35 \text{ m}) / 2 = 7.88 \text{ kN/m}^2$
- Ασφαλτικά :  $24 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.1 \text{ m} = 2.4 \text{ kN/m}^2$
- Φορτίο Εξομάλυνσης :  $0.5 \text{ kN/m}^2$
- Σύστημα Αναχαίτισης :  $1 \text{ kN/m}$
- Κιγκλίδωμα :  $0.5 \text{ kN/m}$

Στα Σχήματα 4.11-4.18 στο τέλος του Κεφαλαίου φαίνονται τα φορτία.

Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 3.2 στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να συμπεριλάβουμε και την συστολή ξήρανσης. Επιλέχθηκε, λοιπόν, να εισαχθεί ως ένα ομοιόμορφο συστολικό φορτίο με τιμή  $\Delta T_{NS} = 23.3^\circ\text{C}$  το οποίο φαίνεται στο Σχήμα 4.13.

### 4.2 Μεταβλητές Δράσεις

#### 4.2.1 Φορτία Κυκλοφορίας

##### 4.2.1.1 Κατακόρυφα Φορτία Οδοστρώματος

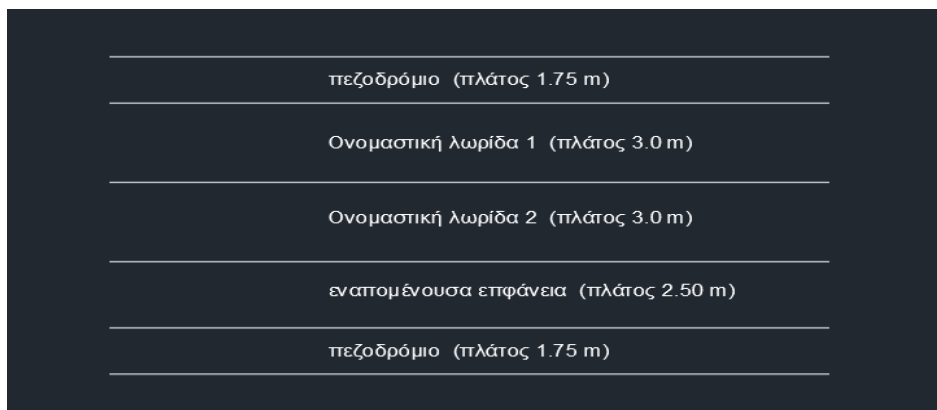
Αρχικά το πλάτος του οδοστρώματος χωρίζεται σε ονομαστικές λωρίδες μετρούμενο μεταξύ των εσωτερικών ορίων των συστημάτων αναχαίτισης. Ο τρόπος υπολογισμού του πλάτους  $W_1$  της ονομαστικής λωρίδας και ο αριθμός τους δίνονται στο Σχήμα 4.1 .

Πλάτος οδοστρώματος $w$	Αριθμός ονομαστικών λωρίδων	Πλάτος ονομαστικής λωρίδας $w_l$	Πλάτος εναπομένουσας επιφάνειας
$w < 5.4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

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

Σχήμα 4.1: Ονομαστικές Λωρίδες Κυκλοφορίας

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



Σχήμα 4.2 : Διαχωρισμός Λωρίδων Κυκλοφορίας

Η τρέχουσα κυκλοφορία στους Ευρωπαϊκούς δρόμους καλύπτεται από πρότυπες φορτίσεις (Load Models-LM), όπως προδιαγράφονται στο EN 1991-2 [15]. Για να ληφθούν υπόψη τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας χρησιμοποιήθηκε η πρότυπη φόρτιση LM1 η οποία καλύπτει τις περισσότερες επιρροές της κυκλοφορίας από φορτηγά και επιβατηγά αυτοκίνητα. Αποτελείται από δύο συστήματα, διαξονικά συγκεντρωμένα φορτία TS μεγέθους  $a_{Qi} * Q_{ik}$  ανά άξονα και ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία UDL μεγέθους  $a_{qi} * q_{ik}$ . Στο Σχήμα 4.3 φαίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές της φόρτισης LM1.

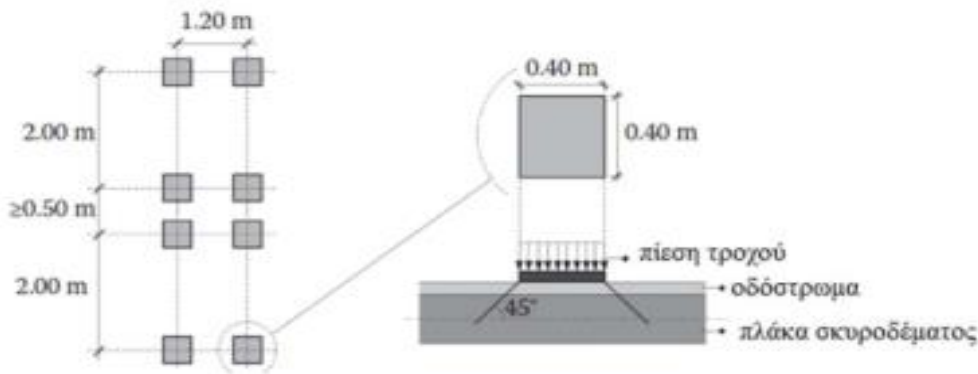
Θέση	Κατανεμημένα φορτία $q_i$ (UDL) $\text{kN/m}^2$	Συγκεντρωμένα φορτία $Q_i$ (TS) $\text{kN}$
Λωρίδα 1	9	300
Λωρίδα 2	2.5	200
Λωρίδα 3	2.5	100
Εναπομένουσα επιφάνεια	2.5	0
Πεζοδρόμιο	3	-

Σχήμα 4.3: Πρότυπη φόρτιση LM1

Οι συντελεστές προσαρμογείς  $a_{qi}$ ,  $a_{Qi}$  εκφράζουν την περίοδο επαναφοράς της κυκλοφορίας στην Ευρώπη και παίρνουν τις τιμές 1.0 και 1.0 αντίστοιχα. Τα TS αντιπροσωπεύουν ένα όχημα οι διαστάσεις του οποίου φαίνονται στο Σχήμα 4.4, ενώ τα οχήματα της κάθε λωρίδας απέχουν 1m μεταξύ τους και 0.5m από τα πεζοδρόμια. Ακόμα τοποθετούνται κεντρικά στην ονομαστική λωρίδα και στην περίπτωση της παρούσας μελέτη εισάγονται ως κινητά φορτία με επιφάνεια επαφής αυτή του τροχού. Συγκεκριμένα:

Φορτίο TS ονομαστικής λωρίδας 1:  $300 * a_{Qk} = 300 \text{ kN}$

Φορτίο TS ονομαστικής λωρίδας 2:  $200 * a_{Qk} = 200 \text{ kN}$

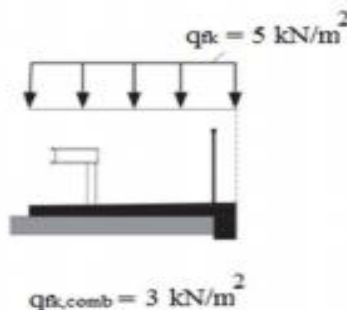


Σχήμα 4.4: Όχημα TS

Τα φορτία UDL τοποθετήθηκαν στη δυσμενέστερη θέση, και θεωρήθηκε ότι υπάρχει μία λωρίδα με βαριά κυκλοφορία η δεξιά. Τα TS τοποθετήθηκαν σε πολλές θέσεις σε όλο το μήκος της γέφυρας σαν moving load στο στατικό πρόγραμμα.

#### 4.2.1.2 Κατακόρυφα φορτία πεζοδρομίων

Τα κατακόρυφα φορτία πεζοδρομίων περιλαμβάνουν 2 ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$  ένα για κάθε πεζοδρόμιο. Για οδικές γέφυρες και στην περίπτωση που είναι σε συνδυασμό με τα φορτία κυκλοφορίας το ως άνω φορτίο μειώνεται σε  $3 \text{ kN/m}^2$ . Στους ελέγχους που έγιναν οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί προέκυψαν λαμβάνοντας υπόψη υπόψη τα φορτία αυτά.



Σχήμα 4.5: Φορτίο Πεζοδρομίων

Στα σχήματα 4.14, 4.15 φαίνονται τα UDL σε συνδυασμό με τα  $q_{fk}$  και οι κρισιμότερες θέσεις των TS, δηλαδή στην στήριξη και στο μέσο του ανοίγματος.

#### 4.2.1.3 Οριζόντιες Δυνάμεις Πέδησης και Επιτάχυνσης

Η δύναμη πέδησης είναι μια οριζόντια διαμήκης δύναμη που δρα στο επίπεδο της επίστρωσης του οδοστρώματος. Η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης δίνεται από τη σχέση:

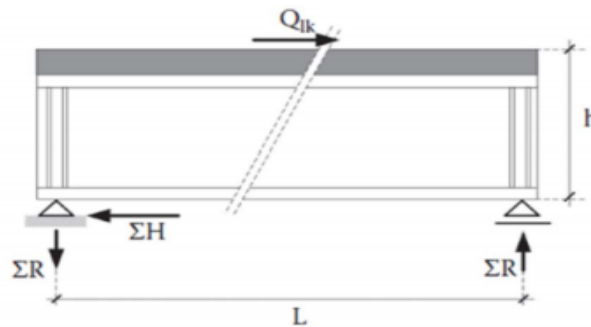
$$Q_{fk} = 0.6 * \alpha_{Q1} * (2 * Q_{1k}) + 0.10 * \alpha_{Q1} * q_{1k} * w_1 * L \quad (\text{εξ. 4.1})$$

$$\text{Όπου, } 180 * \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{fk} \leq 900 \text{ kN,} \quad (\text{εξ. 4.2})$$

L το μήκος του οδοστρώματος.

Στη προκειμένη περίπτωση  $Q_{1k} = 413.1 \text{ kN}$ , και  $162 \text{ kN} < Q_{1k} = 413.1 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$ . Η δύναμη ασκείται κατά μήκος του άξονα οποιασδήποτε λωρίδας, αλλά μπορεί να αντικατασταθεί με ένα ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο φορτίο  $Q_{1k}/L = 12.52 \text{ kN/m}$  που ασκείται στον άξονα του οδοστρώματος. Αυτό ισχύει αν οι επιρροές της κατά πλάτος εκκεντρότητας δεν είναι σημαντικές.

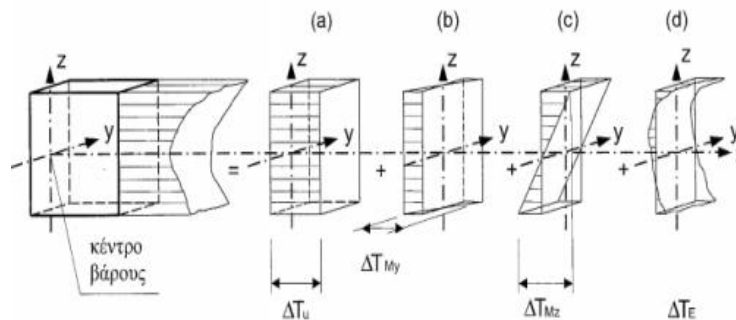
Οι δυνάμεις επιτάχυνσης είναι ίσες και αντίθετες των δυνάμεων πέδησης, έτσι ώστε να εφαρμόζονται  $\pm Q_{1k}$  που να καλύπτουν και τις δύο περιπτώσεις. Ακόμα σε καμπύλες γέφυρες θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και εγκάρσιες δυνάμεις ίσες με το 25% της διαμήκου, λόγω λοξής πέδησης ή πλευρικής ολίσθησης του οχήματος.



Σχήμα 4.6: Τροχοπέδηση

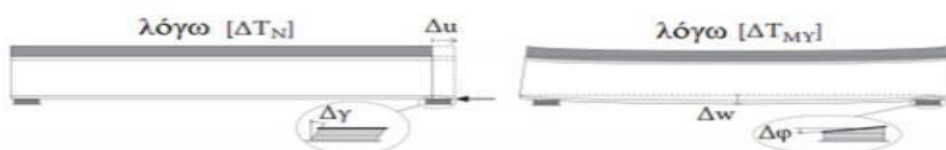
#### 4.2.2 Θερμοκρασία

Η επίδραση των μεταβολών της θερμοκρασίας είναι σημαντική και δεν πρέπει να αμελείται. Το πραγματικό θερμοκρασιακό προφίλ  $\Delta T_{\text{REAL}}$  μπορεί να υποδιαιρεθεί σε 4 συνιστώσες. Την ομοιόμορφα κατανεμημένη στο ύψος της διατομής  $\Delta T_N$ , τις γραμμικές μεταβολές της θερμοκρασίας  $\Delta T_{M_y}$ ,  $\Delta T_{M_z}$  και την  $\Delta T_E$  που αντιπροσωπεύει το μη γραμμικό τμήμα του θερμοκρασιακού προφίλ. Στο Σχήμα 4.7 φαίνεται αυτή η υποδιαίρεση :



Σχήμα 4.7: Θερμοκρασιακό προφίλ

Για γέφυρες με χαλύβδινες δοκούς διατομής I οι  $\Delta T_N$  και η  $\Delta T_{M_y}$  μπορούν να θεωρηθούν επαρκής. Οι  $\Delta T_N$  προκαλούν διαμήκεις παραμορφώσεις και συνδέονται με τις διαμήκεις δυνάμεις και τις οριζόντιες μετατοπίσεις των εφεδράνων, ενώ οι  $\Delta T_{M_y}$  προκαλούν στροφή ως προς το ισχυρό άξονα και επιφέροντας πρόσθετα βέλη  $\Delta w$  και στροφές εφεδράνων  $\Delta \varphi$  όπως φαίνονται στο Σχήμα 4.8.

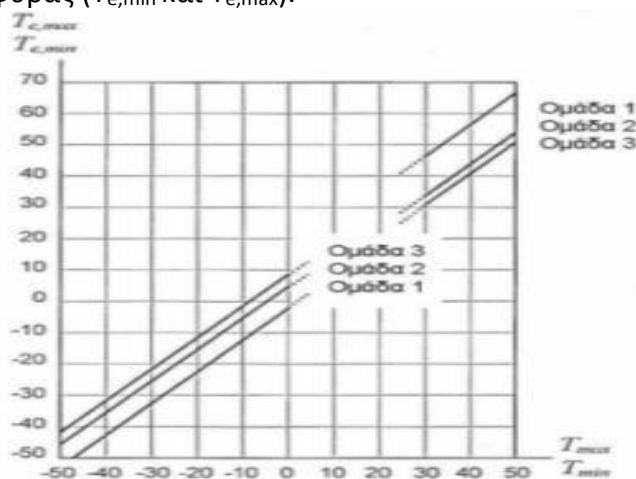


Σχήμα 4.8 : Παραμορφώσεις Εφεδράνων Λόγω Θερμοκρασιακών Μεταβολών

Στο προσομοίωμα εισάγεται ο συντελεστής θερμικής διαστολής για κάθε υλικό, ο οποίος για σύμμικτες γέφυρες λαμβάνει την ίδια τιμή για χάλυβα και σκυρόδεμα, δηλαδή  $\alpha_t=10^{-5}$  1/°C. Για το σχεδιασμό των εφεδράνων λαμβάνεται η αυξημένη τιμή  $\alpha_t=1.2 \cdot 10^{-5}$  1/°C

#### 4.2.2.1 Συνιστώσα Ομοιόμορφης Θερμοκρασίας $\Delta T_N$

Η  $\Delta T_N$  εκφράζει μία καθολική αύξηση ή μείωση θερμοκρασίας που οφείλεται σε αυξομειώσεις του περιβάλλοντος. Σύμφωνα με Ευρωκώδικα, για γέφυρες τύπου 2, όπως οι σύμμικτες γέφυρες, οι θερμοκρασίες της γέφυρας είναι περίπου 5 °C πάνω από τη θερμοκρασία του αέρα. Για τον προσδιορισμό της μέγιστης συστολικής και διαστολικής διαφοράς θερμοκρασίας απαιτείται αρχικά ο προσδιορισμός των ελάχιστων ( $T_{min}$ ) και μέγιστων θερμοκρασιών ( $T_{max}$ ) περιβάλλοντος υπό σκιά στην επιφάνεια της θάλασσας, οι οποίες λαμβάνονται με βάση το Εθνικό Προσάρτημα. Με την βοήθεια του Σχήματος 4.9 και με βάση τον EN 1991-1-5 [14] για την ομάδα 2 μπορούμε να προσδιορίσουμε τις αντίστοιχες θερμοκρασίες της γέφυρας ( $T_{e,min}$  και  $T_{e,max}$ ).



Σχήμα 4.9 :  $T_{e,min}-T_{e,max}$  με βάση τον EN 1991-1-5

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

$$1. \Delta T_{N,con}= T_o - T_{e,min}= 15 - (-10) = 25^{\circ}\text{C} \quad (\text{εξ. 4.3})$$

$$2. \Delta T_{N,exp}= T_{e,max} - T_o= 50 - 15 = 35^{\circ}\text{C} \quad (\text{εξ. 4.4})$$

όπου  $T_o$  είναι η θερμοκρασία όταν ολοκληρώθηκε η κατασκευή ή τοποθετήθηκαν τα εφέδρανα.

Οι θερμοκρασιακές μεταβολές προκαλούν παραμορφώσεις, τάσεις και μεγάλες δυνάμεις αν παρεμποδίζονται οι διαμήκεις μετατοπίσεις της γέφυρας. Αυτό δεν ισχύει στο φορέα που εξετάζεται λόγω της ισοστατικότητας. Οι  $\Delta T_N$  λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα με την εισαγωγή φορτίου Temperature Load με τις προαναφερθείσες τιμές που διατρέχουν το μήκος καθενός από τις έξι δοκούς. Στα Σχήματα 4.15, 4.16 στο τέλος του κεφαλαίου φαίνονται τα φορτία.

#### 4.2.2.2 Συνιστώσα Θερμοκρασιακής διαφοράς $\Delta T_M$

Η συνιστώσα  $\Delta T_M$  λαμβάνει υπόψη την ανομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή των διαφόρων τμημάτων της γέφυρας της γέφυρας. Στον σχεδιασμό χρησιμοποιούμε την γραμμικά μεταβαλλόμενη ως προς τον οριζόντιο άξονα συνιστώσα της  $\Delta T_M$ . Σύμφωνα με την

Προσέγγιση I στο EN1991-1-5 [14] η  $\Delta T_M$  είναι η θερμοκρασιακή διαφορά της μεταξύ της άνω και της κάτω επιφάνειας του φορέα. Εξετάζονται οι  $\Delta T_{M,heat}$ , για άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω και  $\Delta T_{M,cool}$ , για κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω.

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

#### 4.2.2.3 Συνδυασμός $\Delta T_N$ και $\Delta T_M$

Εκτός από τις 4 θερμοκρασιακές μεταβολές που αναφέρθηκαν στο προσομοίωμα, με την βοήθεια του Manual combinations, ορίστηκαν και ελέγχθηκαν 4 συνδυασμοί τους. Δηλαδή :

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

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

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

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

#### 4.2.3 Άνεμος

Το φορτίο του ανέμου, όπως προδιαγράφεται στο EN 1991-1-4 [13] εξαρτάται από :

- Την βασική ταχύτητα ανέμου  $v_b$
- Τον συντελεστή έκθεσης  $c_e$
- Τον συντελεστή δύναμης  $c_f$
- Την επιφάνεια αναφοράς  $A_{ref}$

Συγκεκριμένα και για πυκνότητα αέρα ίση με  $1.25 \text{ kg/m}^3$  δίνεται από τη σχέση :

$$F_{W_{yk}} = \frac{1}{1600} * v_b^2 * C * A_{ref,y} \quad (\text{εξ. 4.5})$$

όπου  $C$  : συντελεστής ανεμοφόρτισης  $\rightarrow C = c_e * c_{f,y}$  (εξ. 4.6)

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

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

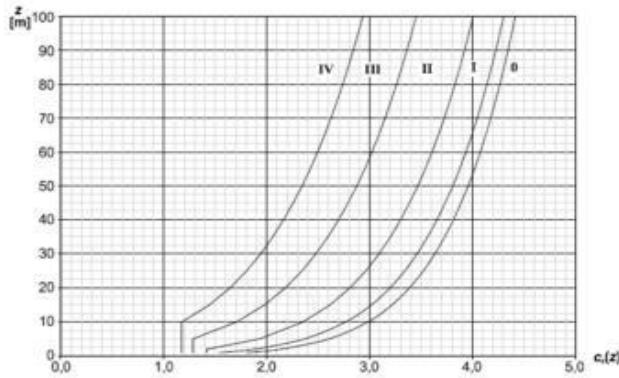
- Η βασική ταχύτητα ανέμου  $v_b$

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (\text{εξ. 4.7})$$

όπου  $c_{dir}$ ,  $c_{season}$  είναι ίσοι με 1 και  $v_{b,0}$  είναι η βασική ταχύτητα ανέμου η οποία με βάση το Εθνικό Προσάρτημα λαμβάνεται ίση με 33m/s για τα νησιωτικά και τα παράλια μέχρι 10 km και 27 m/s για την υπόλοιπη ενδοχώρα. Στην περίπτωση της εξεταζόμενης γέφυρας λαμβάνεται  $v_{b0} = 27 \text{ m/s}$ .

- Συντελεστής Έκθεσης  $c_e$

Για κατηγορία εδάφους II και απόσταση από κέντρου του καταστρώματος από το χαμηλότερο σημείο του εδάφους  $z_e = 20 \text{ m}$ , από το Σχήμα 4.10  $\rightarrow c_e = 2.8$



Σχήμα 4.10: Συντελεστής Έκθεσης  $c_e$

▪ Γέφυρα χωρίς κυκλοφορία (άνεμος κατά τη εγκάρσια διεύθυνση)

Πλάτος καταστρώματος:  $b=12.0$  m

Συνολικό ύψος:  $d_{tot}=1.46 + 0.20 + 0.35 = 2.01$  m

Συντελεστής δύναμης:  $b/d_{tot} = 5.97 > 4 \rightarrow C_{fy,0} = 1.3 * 1.25 = 1.63$   
(επί το δυσμενέστερο λόγω της εγκάρσιας κλίσης του οδοστρώματος)  
 $\rightarrow C = 1.63 * 2.8 = 4.56$

Ύψος αναφοράς της γέφυρας εξαρτώμενο από το αν υπάρχει κυκλοφορία  
 $d_{ref} = d_{tot} + 2 * d_1$ , όπου  $d_1$  ύψος στηθαίου ασφαλείας ίσο με 0.5m.  $\rightarrow d_{ref}=3.07$ m

Επιφάνεια αναφοράς  $A_{ref} = L * d_{ref}=101.31$  m<sup>2</sup>, όπου  $L$  το συνολικό μήκος της γέφυρας

$\rightarrow$ Συνολική δύναμη Ανέμου:  $F_{W_{yk}} = 206.37$  kN

▪ Γέφυρα με Κυκλοφορία (άνεμος κατά τη εγκάρσια διεύθυνση)

Πλάτος καταστρώματος:  $b = 12.0$  m

Συνολικό ύψος:  $d_{tot}=1.46 + 0.20 + (0.07+0.13) + 2 = 3.86$  m

Συντελεστής δύναμης:  $b/d_{tot}=3.11 < 4$

$\rightarrow c_{fy,0} = 1.3 + (2.4-1.3)*(4-3.86)/4 = 1.34 * 1.25 = 1.68$

(Γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στο  $c_{fy,0} = 2.4$  για  $b/d_{tot}$  και  $c_{fy,0} = 1.3$  για  $c_{fy,0} \geq 4$  και πολλαπλασιασμός με 1.25 επί το δυσμενέστερο λόγω εγκάρσιας κλίσης οδοστρώματος)  $\rightarrow C = 1.68 * 2.8 = 4.69$

$d_{ref} = d+2 = 4.07$  m (για οδικές με κυκλοφορία)  $\rightarrow A_{ref,y} = 132.33$  m<sup>2</sup>

$\rightarrow$  Συνολική δύναμη Ανέμου:  $F_{W_{yk}} = 282.77$  kN

▪ Γέφυρα στη φάση κατασκευής (άνεμος κατά τη εγκάρσια διεύθυνση)

Πλάτος καταστρώματος:  $b = 12.0$  m

Συνολικό ύψος:  $d_{tot} = 1.46$ m

Συντελεστής δύναμης:  $b/d_{tot} = 8.20 > 4 \rightarrow c_{fy,0} = 1.30 \rightarrow C = 1.30 * 2.8 = 3.64$

$d_{ref} = 2*d_{tot} = 2.92$  m  $\rightarrow A_{ref,y} = 96.36$  m<sup>2</sup>

$\rightarrow$  Συνολική δύναμη Ανέμου:  $F_{W_{yk}} = 159.81$  kN (για  $v_{b0} = 20$  m/s)

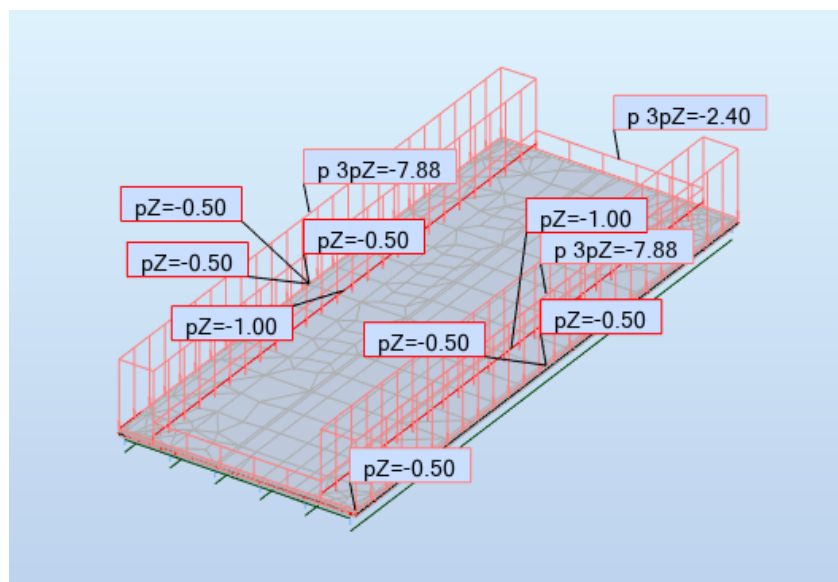


Άνεμος κατά την διαμήκη διεύθυνση δεν είναι κρίσιμος τις περισσότερες φορές και για αυτό αμελείται.

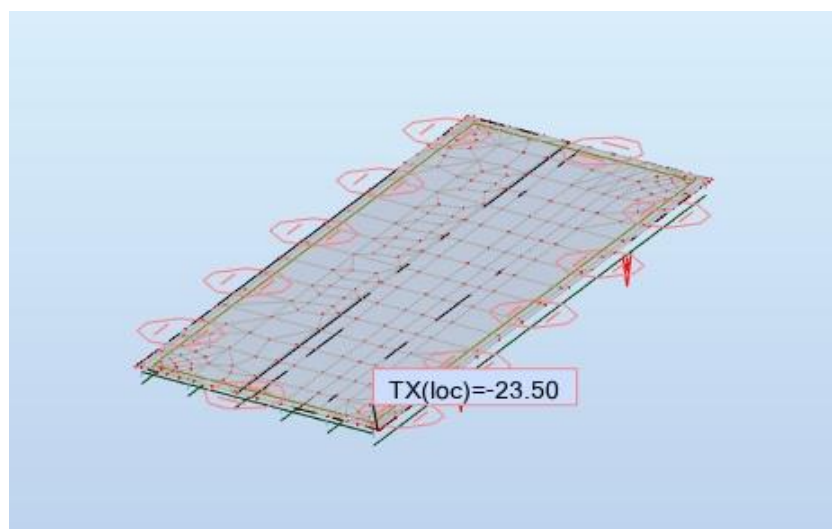
#### 4.2.4 Λοιπές Φορτίσεις

Φορτίσεις όπως η τροχοπέδηση, ο άνεμος και ο σεισμός παραλαμβάνονται μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας καταστρώματος και δεν προκαλούν σημαντικές τάσεις και παραμορφώσεις στις κύριες δοκούς. Από αυτές τις φορτίσεις η τροχοπέδηση και ο άνεμος υπολογίστηκαν για λόγους πληρότητας. Επίσης στο Κεφάλαιο 9 υπολογίστηκε η σεισμική φόρτιση για τον έλεγχο των εφεδράνων και στο κεφάλαιο 10 παρουσιάζονται οι φορτίσεις που αφορούν τα μεσόβαθρα.

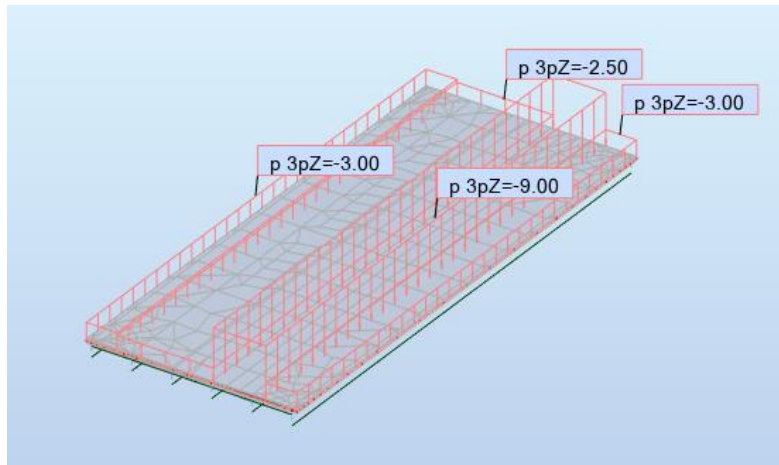
Τελικά οι φορτίσεις που ελήφθησαν υπόψη(εκτός του σεισμού) παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στα Σχήματα 4.11 - 4.18



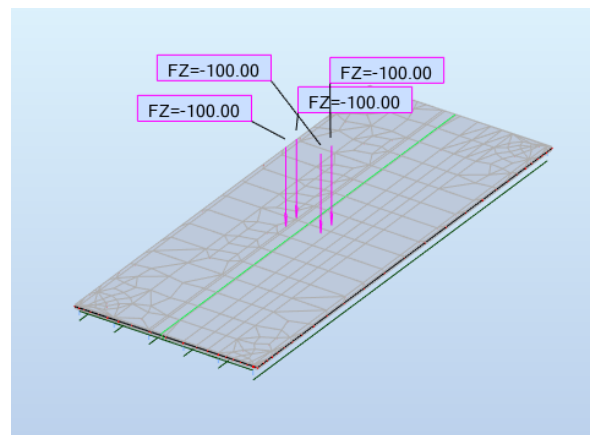
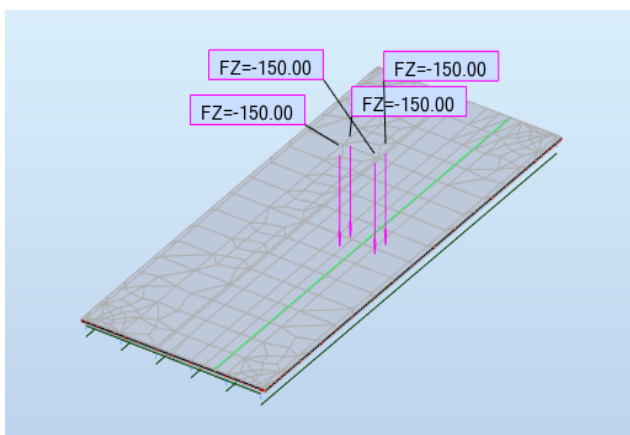
Σχήμα 4.11: Πρόσθετα Μόνιμα φορτία



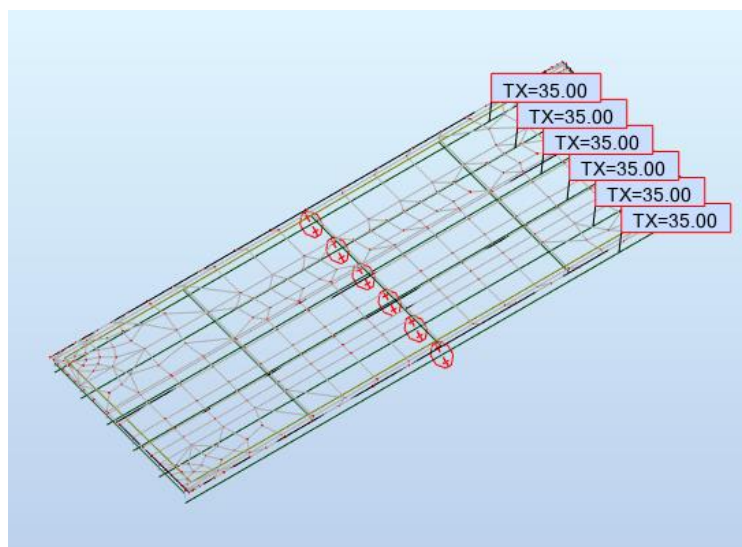
Σχήμα 4.12: Συστολή ξήρανης



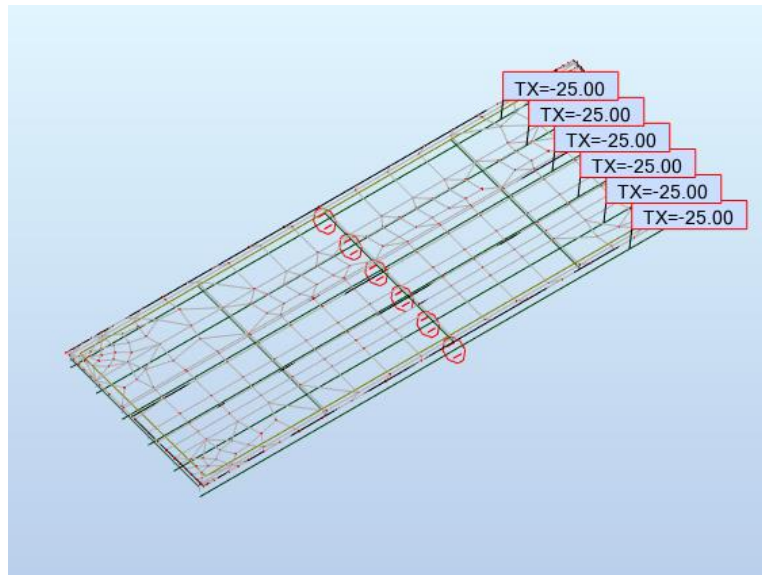
Σχήμα 4.13: Κινητά φορτία UDL και  $q_{f,comb}$



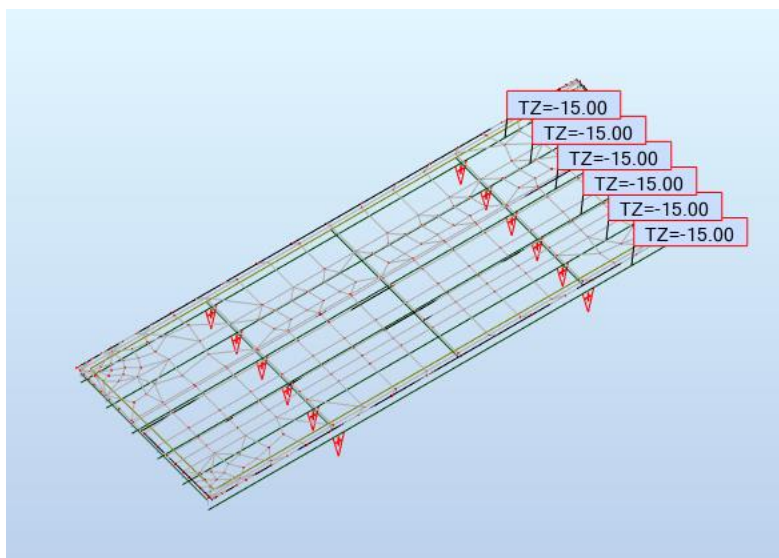
Σχήμα 4.14: Κινητά φορτία TS 1<sup>ης</sup> και 2<sup>ης</sup> λωρίδας



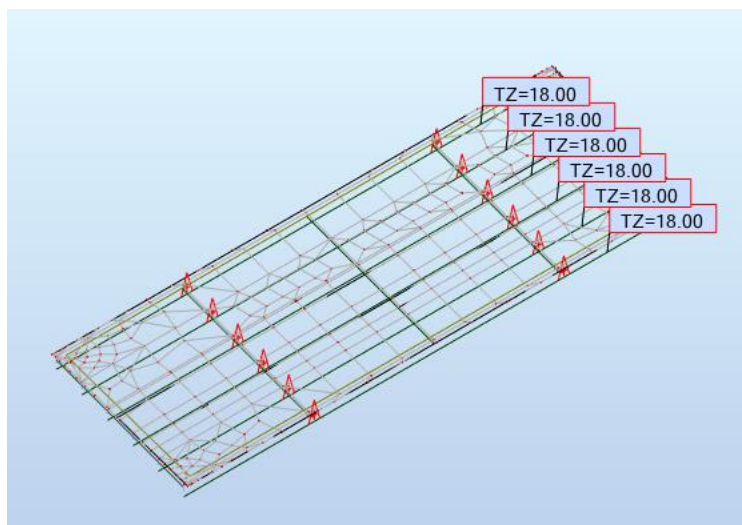
Σχήμα 4.15:  $\Delta T_{N,exp}$



Σχήμα 4.16:  $\Delta T_{N,con}$



Σχήμα 4.17:  $\Delta T_{M,heat}$



Σχήμα 4.18:  $\Delta T_{M,cool}$

## 5 Βάσεις Σχεδιασμού

### 5.1 Γενικά

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται, σύμφωνα με τον EN1990 [11], ως εξής:

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

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

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

Οι ΟΚΑ αφορούν:

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

Οι ΟΚΛ αφορούν:

- Τις παραμορφώσεις.
- Τον περιορισμό των τάσεων.
- Τις ρηγματώσεις σκυροδέματος.
- Τις ταλαντώσεις.
- Τη διατμητική σύνδεση.

### 5.2 Συνδυασμοί Δράσεων

Στην πράξη τα φορτία επιβάλλονται στο φορέα συνδυαστικά και όχι μεμονωμένα. Επομένως ελέγχονται συνδυασμοί δράσεων, παίρνοντας υπόψη συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$  και συντελεστές συνδυασμού  $\psi$  οι οποίοι πολλαπλασιάζονται με τις χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων κατά τον συνδυασμό τους. Αφού εντοπιστεί η τιμή των αποτελεσμάτων των δράσεων  $E_d$  που μας ενδιαφέρει, ανάλογα με το κριτήριο ελέγχου, συγκρίνεται με την αντίσταση  $R_d$  σχεδιασμού για τους συνδυασμούς της ΟΚΑ ή την οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας  $C_d$  για τους συνδυασμούς της ΟΚΛ.

Οι γενικές των ανισώσεων ελέγχου γράφονται:

$$\text{ΟΚΑ} \rightarrow E_d \leq R_d$$

$$\text{ΟΚΛ} \rightarrow E_d \leq C_d$$

#### 5.2.1 Συνδυασμοί ΟΚΑ

Οι συνδυασμοί των δράσεων που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 2-1-1 [16] για οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) (πλην κόπωσης) είναι :

- Καταστάσεις διαρκείας(Βασικός Συνδυασμός)  
 $\sum_{\geq 1} \gamma_G \cdot G_{kj} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
- Τυχηματικές καταστάσεις  
 $\sum_{\geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- Καταστάσεις σεισμού  
 $\sum_{\geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed}$
- Φάση Κατασκευής (Βασικός Συνδυασμός)  
 $\sum_{\geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_P \cdot P_k + \psi_Q \cdot Q_{ck}$

Τα παραπάνω σύμβολα αναπαριστούν:

(+) συμβολίζει «επαλληλία με»

Σ: συμβολίζει «το συνδυαστικό αποτέλεσμα»

$G_k$ : είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

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

$P_k$ : είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$A_{Ed}$ : τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

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

$\gamma_Q$ : επιμέρους συντελεστής ασφάλειας κινητών φορτίων

$\gamma_P$ : επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για την προένταση

$\gamma_1$ : είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας για σεισμό

$\psi$ : συντελεστής συνδυασμού

$Q_c$ : κατασκευαστικά φορτία

Πίνακας 5.1: Συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$  και  $\psi_0$

Δράσεις		Επίδραση		Συντελεστής $\psi_0$
		Ευμενής	Δυσμενής	
Μόνιμες δράσεις	G: $\gamma_G$	1,0	1,35	-
Συστολή ξήρανσης <sup>1</sup>	S: $\gamma_S$	1,0	1,0	(μόνιμη δράση)
Φορτία κυκλοφορίας	Q: $\gamma_Q$	0	1,35	TS: 0,75 UDL: 0,40 Πεζ-ποδ: 0,40
Προένταση με υποχώρηση στηρίξεων	P: $\gamma_P$	1,0	1,1	(μόνιμη δράση)
Διαφορικές καθιζήσεις	$G_{\text{σετ}}$ : $\gamma_G$	0	0 <sup>2</sup> ή 1,2 <sup>3</sup>	0
Θερμοκρασία	T: $\gamma_G$	0	0 <sup>2</sup> ή 1,5 <sup>3</sup>	0 <sup>2</sup> ή 0,6 <sup>3</sup> (φορέας ανωδομής)
Άνεμος	W: $\gamma_G$	0	1,5	0,6
<b>Παρατηρήσεις:</b>				
<sup>1</sup> Στην Ο.Κ.Α. λαμβάνονται υπόψη μόνο οι δευτερογενείς επιρροές της συστολής ξήρανσης.				
<sup>2</sup> Ισχύει για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 χωρίς απαίτηση ελέγχου στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.				
<sup>3</sup> Ισχύει για διατομές κατηγορίας 3 και 4 και για τον έλεγχο της σύνδεσης σιδηροδοκού με διαδοκίδες από σκυρόδεμα.				

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

Πίνακας 5.2: Συνδυασμοί Δράσεων

No	G+C <sub>σκ</sub>	S <sub>σκ</sub>	Q	T	W	G <sub>στ</sub>
	Μόνιμες και δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού	Συστολή ξήρανσης δευτερογενείς επιρροές	Φορτία κυκλοφορίας	Θερμοκρασία	Άνεμος	Διαφορικές καθιζήσεις
1	1.35	1.0	gr1a-1.35	0	1.5·0.6 or 1.5·F <sub>W</sub>	1.2 ή 1.35
2	1.35	1.0	1.35·(TS-0.75+UDL·0.4+q <sub>a</sub> ·0.4)	1.5	0	1.2 ή 1.35
3	1.35	1.0	1.35·(TS-0.75+UDL·0.4+q <sub>a</sub> ·0.4)	0	1.5 φορτισμένη γέφυρα	1.2 ή 1.35
4	1.35	1.0	0	0	1.5 αφόρτιστη γέφυρα	1.2 ή 1.35

Στην περίπτωση της εξεταζόμενης οδικής γέφυρας, ανάλογα με τα φορτία που έχουν ληφθεί και με τη χρονική στιγμή ελέγχου ο δυσμενέστερος συνδυασμός που προκύπτει είναι  $1.35 \cdot G + 1S + 1.35Q + 1.5 \cdot 0.6T$ , όπου

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

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

T → Θερμοκρασιακή μεταβολή (μια εκ των οκτώ φορτίσεων που αναφέρθηκαν)

S → Συστολή ξήρανσης

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

G<sub>st</sub> → Ίδια βάρη χαλύβδινων στοιχείων

G<sub>wet</sub> → Ίδιο βάρος νωπής πλάκας σκυροδέματος (λαμβάνεται ως μεταβλητό φορτίο, επί το δυσμενέστερο)

Q<sub>c</sub> → Κατασκευαστικό φορτίο σκυροδέτησης

Οι συνδυασμοί Ελέγχου Κοπώσεως παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 7, για τους ελέγχους διατμητικής σύνδεσης στο Κεφάλαιο 8, ενώ για τους ελέγχους εφεδράνων στο Κεφάλαιο 9.

### 5.2.2 Συνδυασμοί ΟΚΛ

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

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός (characteristic combination)

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

- Συχνός συνδυασμός (frequent combination)

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

- Οιονεί μόνιμος ή ημιμόνιμος (quasi-permanent situation)

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

Για οδικές γέφυρες οι συντελεστές  $\psi_1, \psi_2$  φαίνονται στον Πίνακα 5.3:

Πίνακας 5.3: Συντελεστές Συνδυασμού

Οδικές γέφυρες		$\psi_1$	$\psi_2$
Φορτία κυκλοφορίας	gr1a: TS	0.75	0
	UDL	0.4	0
	Πεζόδρομοι, ποδηλατόδρομοι	0.4	0
	gr1b	0.75	0
	gr2	0	0
	gr3	0	0
Άνεμος	gr4	0.75	0
	gr5	0	0
	Κατάστ. λειτουργίας Φάσεις κατασκευή $F_w^*$	0.2 - -	0 0 -
Θερμοκρασία	T	0.6	0.5
Φορτία κατασκευής	$Q_c$	-	1.0
Χιόνι (κατά τη διάρκεια κατασκευής)	$S_c$	-	-

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

Χαρακτηριστικοί:  $G + S + Q + 0.6T$

Συχνοί :  $G + S + 0.5T + 0.2Q_{UDL}$

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

Οιονεί μόνιμος :  $G + S + 0.2Q_{UDL} + 0.5T$

## 6 Έλεγχοι Επάρκειας

### 6.1 Έλεγχος Επάρκειας σε ΟΚΑ

Για ελεγχθεί η επάρκεια της κύριας δοκού στην ΟΚΑ αρχικά υπολογίστηκαν οι περιβάλλουσες των ορθών τάσεων του άνω και του κάτω πέλματος των δοκών, στη συνέχεια εντοπίστηκε η δυσμενέστερη διατομή, έγινε κατάταξη της διατομής και τελικά ελέγχθηκε η επάρκεια χρησιμοποιώντας τις ανισώσεις ασφαλείας. Οι έλεγχοι έγιναν για το δυσμενέστερο συνδυασμό  $1.35G + S + 1.35Q + 0.6 \cdot 1.5T$ .

Συγκεκριμένα για να ληφθούν υπόψη οι φάσεις κατασκευής και τα διαφορετικά αδρανειακά χαρακτηριστικά των διατομών στο χρόνο, οι μέγιστες τάσεις υπολογίστηκαν ξεχωριστά για κάθε φάση και στη συνέχεια αθροίστηκαν. Στην φάση κατασκευής τα φορτία που ελήφθησαν ήταν το βάρος του χάλυβα και το βάρος της πλάκας σκυροδέματος κάνοντας χρήση του πλήρες μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος, δηλαδή 34000 MPa. Στη φάση λειτουργίας της σύμμικτης διατομής για χρόνο  $t = 0$  συμμετείχαν τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, η συστολή ξήρανσης, τα φορτία κυκλοφορίας και οι θερμοκρασιακές μεταβολές και το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος παρέμεινε ίσο με 34000 MPa. Η φάση λειτουργίας για χρόνο  $t = \infty$  με την επίδραση του ερπυσμού δεν λήφθηκε υπόψιν.

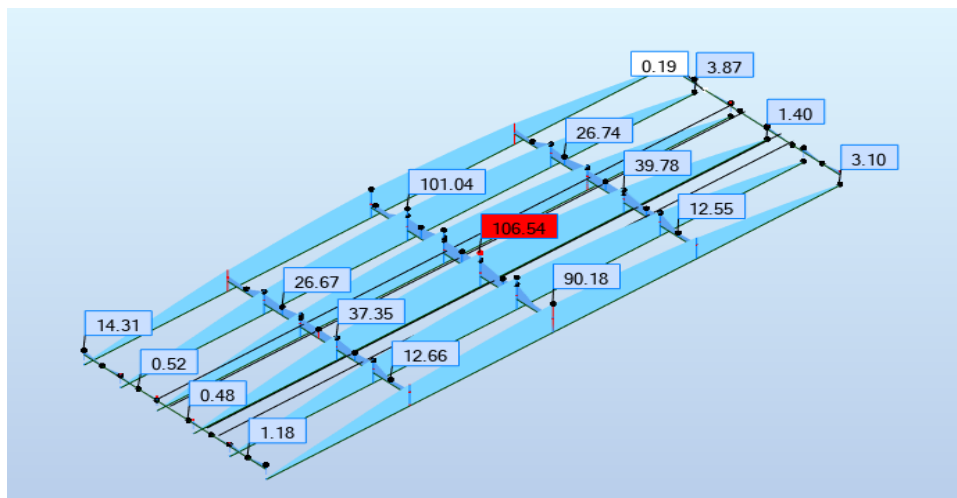
Επίσης από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι οι ακραίες και μεσαίες διατομές έχουν περίπου τις ίδιες τάσεις όταν επιβλήθηκαν τα ίδια βάρη ενώ από την επιβολή και των υπόλοιπων φορτίων φαίνεται ότι η δεξιά ακραία δοκός καταπονείται περισσότερο αφού η πιο επιβαρυμένη λωρίδα κυκλοφορίας έχει ληφθεί από την δεξιά πλευρά. Παρόμοια αποτελέσματα μπορούν να ληφθούν και για την άλλη ακραία δοκό αν η πιο επιβαρυμένη λωρίδα τεθεί από την απέναντι πλευρά. Τα αποτελέσματα παρατίθεται παρακάτω, ενώ στα Σχήματα 6.1 - 6.4 φαίνονται οι περιβάλλουσες των τάσεων.

- Φάση Κατασκευής  $\rightarrow 1.35G_1$  (όπου  $G_1$  ίδιο βάρος χάλυβα και πλάκας σκυροδέματος),  $E_{cm} = 34000$  MPa

Μέγιστες Ορθές Τάσεις  $\rightarrow$  Μεσαία Δοκός  $\rightarrow$  Μέσο του Ανοίγματος

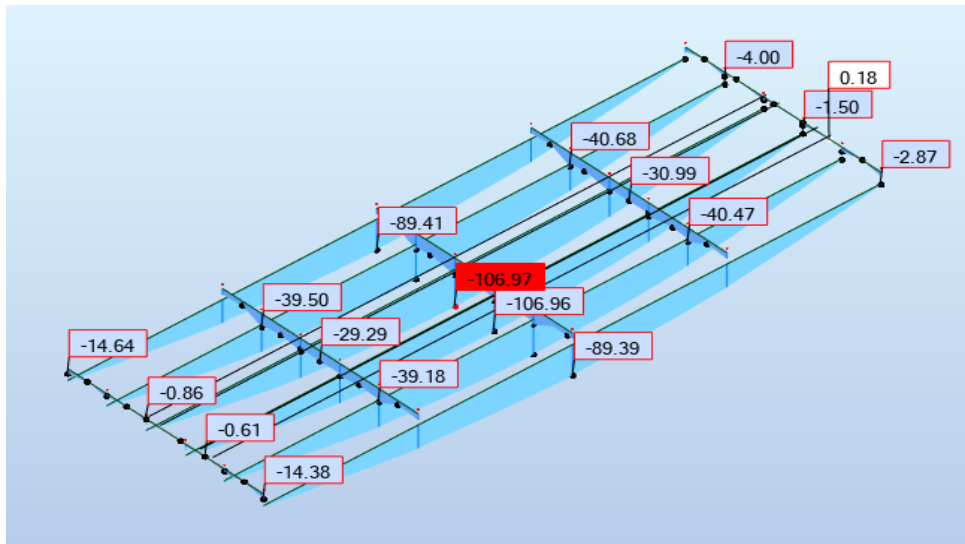
Τάση Άνω ίνας άνω πέλματος χαλύβδινης δοκού :  $\sigma_{AO} = - 106.54$  MPa

Τάση Κάτω ίνας κάτω πέλματος χαλύβδινης δοκού :  $\sigma_{AU} = 106.97$  MPa



Σχήμα 6.1: Τάση άνω ίνας χάλυβα ( $\sigma_{AO}$ )





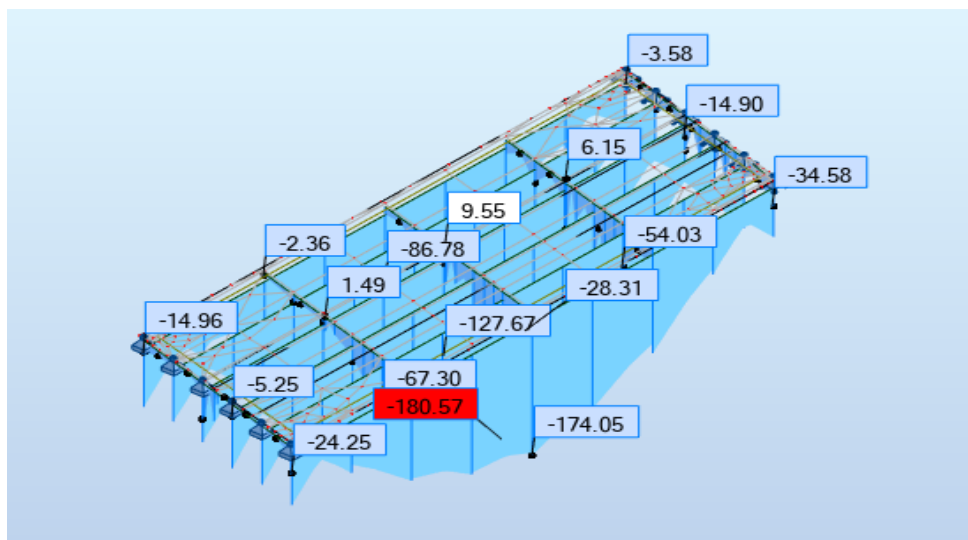
Σχήμα 6.2: Τάση κάτω ίνας χάλυβα ( $\sigma_{AU}$ )

- Φάση Λειτουργίας  $\rightarrow S + 1.35G_2 + 1.35Q + 0.9T$  (όπου  $G_2$  τα πρόσθετα μόνιμα),  
 $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$

Μέγιστες Ορθές Τάσεις  $\rightarrow$  Μεσαία Δοκός  $\rightarrow$  Μέσο του Ανοίγματος

Τάση Άνω ίνας άνω πέλματος χαλύβδινης δοκού :  $\sigma_{AO} = -40.95 \text{ MPa}$

Τάση Κάτω ίνας κάτω πέλματος χαλύβδινης δοκού :  $\sigma_{AU} = 180.57 \text{ MPa}$



Σχήμα 6.4: Τάση κάτω ίνας χάλυβα ( $\sigma_{AU}$ )

### 6.1.1 Κατάταξη Διατομής

Για την κατάταξη της διατομής χρησιμοποιήθηκαν οι πίνακες 5.2a και 5.2b του EN 1993 [18] που φαίνονται στους Πίνακες 6.1 και 6.2.

Πίνακας 6.1: Κατάταξη Εσωτερικών Ελασμάτων

Internal compression parts						
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	when $\alpha > 0.5$ : $c/t \leq \frac{306\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0.5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	when $\alpha > 0.5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0.5$ : $c/t \leq \frac{41.5\epsilon}{\alpha}$			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	when $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0.67 + 0.33\psi}$ when $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/E_s}$	$\frac{E_s}{\epsilon}$	235	275	355	420	460
	$\frac{E_s}{\epsilon}$	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

<sup>\*)</sup>  $\psi \leq -1$  applies where either the compression stress  $\sigma < -\epsilon_s$  or the tensile strain  $\epsilon_t > \epsilon_s/E$

Πίνακας 6.2: Κατάταξη Εξωτερικών Ελασμάτων

Outstand flanges						
Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression				
		Tip in compression		Tip in tension		
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_s}$				
		For $k_s$ , see EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/E_s}$	$\frac{E_s}{\epsilon}$	235	275	355	420	460
	$\frac{E_s}{\epsilon}$	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Γίνεται κατάταξη του κάθε τοιχώματος της διατομής σε μία κατηγορία και η συνολική διατομή κατατάσσεται στην μεγαλύτερη.

Για  $f_y = 355 \text{ MPa} \rightarrow \epsilon = 0.81$

- Κάτω Πέλμα : είναι σε εφελκυσμό επομένως κατατάσσεται στην κατηγορία 1.
- Άνω Πέλμα: είναι σε επαφή με το σκυρόδεμα και καλύπτει τις προϋποθέσεις για κατηγορία 1, αφού
  1.  $e_l = 15\text{cm} < (22 * \epsilon * t_f) = 53.46 \text{ cm}$ , συνθήκη που ισχύει για ολόσωμες πλάκες σε επαφή με το πέλμα σε ολόκληρο το μήκος τους, όπου  $e_l$  η διαμήκης απόσταση μεταξύ των ήλων.
  2.  $s_t = 14.1\text{cm} < (9 * \epsilon * t_f) = 21.87 \text{ cm}$ , όπου  $s_t$  η απόσταση του εξωτερικού ήλου ως προς το ακραίο άκρο του πέλματος. Περισσότερα για την διάταξη των ήλων αναλύονται στο Κεφάλαιο 8.
- Κορμός : εσωτερικό τοίχωμα συγκολλητής δοκού σε θλίψη και κάμψη, τότε για:
 
$$\frac{c}{t} = \frac{1400}{20} = 70 < (124 * \epsilon) = 100.4 \text{ και } \psi = -\frac{h-za}{za} = -1 \quad (\text{εξ. 6.1})$$

$$\frac{c}{t} < (62 * \epsilon * (1-\psi) * \sqrt{-\psi}) = 100.44 \rightarrow \text{Κατηγορία 3}$$

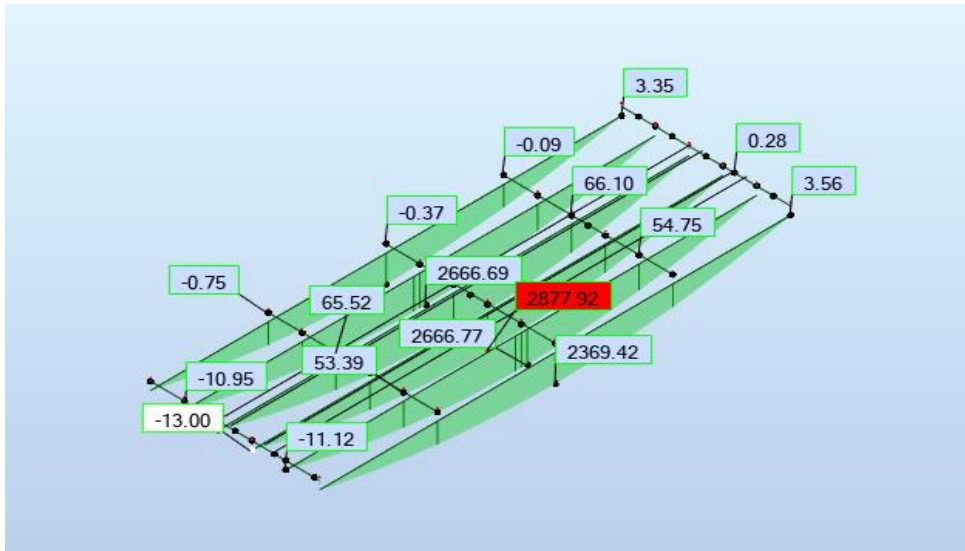
Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 3 και ελέγχεται σε ορθές, διατμητικές τάσεις με επιρροή κύρτωσης ή όχι, και σε τάσεις Von Mises. Λόγω της λειτουργίας του φορέα που εξετάζεται ως αμφιέρειστου δεν αναμένεται να έχουμε ταυτόχρονη αλληλεπίδραση μεγάλων ορθών και διατμητικών τάσεων. Από τους υπολογισμούς των τάσεων που έγιναν από το Robot οι μέγιστες ορθές τάσεις εντοπίστηκαν στο μέσο του ανοίγματος ενώ οι μέγιστες διατμητικές στις στηρίξεις. Και οι δύο περιπτώσεις αφορούν την μεσαία δοκό που είναι πιο επιβαρυσμένη από την κίνηση των φορτίων κυκλοφορίας. Επομένως αυτές είναι και οι θέσεις ελέγχου που χρησιμοποιήθηκαν. Στον Πίνακα 6.3 φαίνονται οι γενικές ανισώσεις ασφαλείας που πρέπει να ικανοποιούνται. Να σημειωθεί ότι για τις διατμητικές τάσεις, όπως θα αναφερθεί στη Παράγραφο 6.1.3, θα πρέπει να υπάρξει απομείωση λόγω κύρτωσης, πολλαπλασιάζοντας την διατμητική αντοχή που αναφέρεται στον Πίνακα 6.3, με το μειωτικό συντελεστή  $\chi_w$ .

Πίνακας 6.3: Ανισώσεις ελέγχου

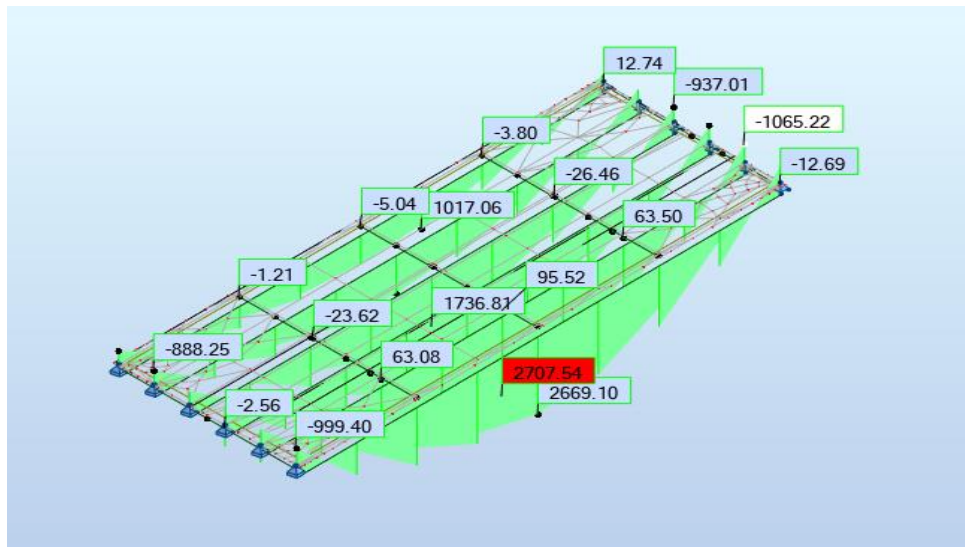
Υλικό	Τάσεις	Σχέσεις ελέγχου
Σκυρόδεμα	θλίψη	$\sigma_{c,Ed,0} \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1.5}$
	$\sigma$	$\sigma_{s,Ed} \leq f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.0}$
	$\tau$	$\tau_{s,Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot 1.0}$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

### 6.1.2 Έλεγχοι ορθών τάσεων

Από την περιβάλλουσα των ροπών φαίνεται ότι το μέσο του ανοίγματος της μεσαίας δοκού (3) και της ακραίας δοκού (2) είναι οι δυσμενέστερες θέσεις και εκεί έγιναν οι έλεγχοι με τα αποτελέσματα από τις δύο φάσεις κατασκευής να αθροίζονται. Οι περιβάλλουσες φαίνονται στο Σχήματα 6.5, 6.6 :



Σχήμα 6.5: maxM (Φάση I)



Σχήμα 6.6: maxM (Φάση II)

- Έλεγχος Ορθών Τάσεων Δομικού Χάλυβα  
Συνολικές Τάσεις άνω και κάτω πέλματος χαλύβδινης δοκού:  
 $\sigma_{AO} = |-106.54 - 40.95| = |-147.49| \text{ MPa} < f_{yd} = 355 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{AU} = 106.97 + 180.57 = 287.54 \text{ MPa} < f_{yd} = 355 \text{ MPa}$
- Έλεγχος Ορθών τάσεων σκυροδέματος  
Συνολικές Τάσεις άνω και κάτω πέλματος σκυροδέματος:  
 $\sigma_c = |-11.07| \text{ MPa} < f_{ck}/\gamma_c = 23.33 \text{ MPa}$

- Έλεγχος ορθών τάσεων χάλυβα οπλισμού

Επειδή η αρηγματώτη διατομή σκυροδέματος είναι σε θλίψη δεν αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις στον οπλισμό και δεν χρειάζεται έλεγχος.

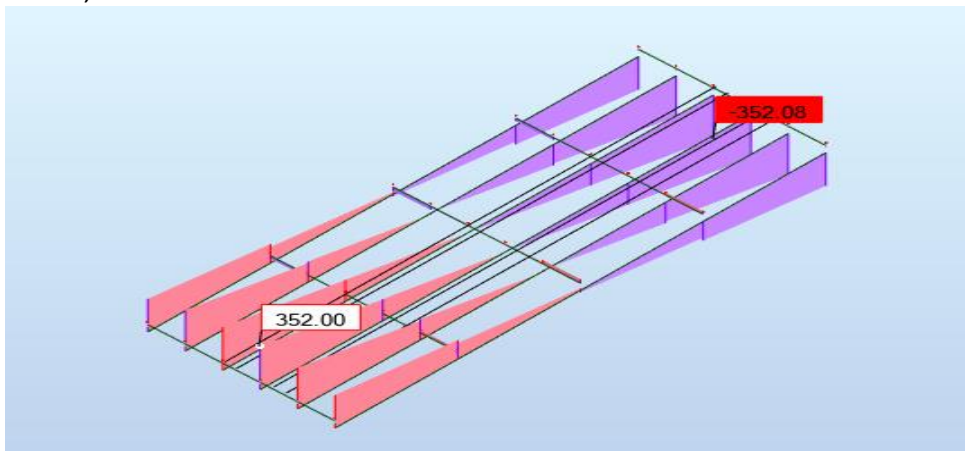
Στα Σχήματα 6.1-6.4 στη Παράγραφο 6.1 παρουσιάζονται η περιβάλλουσα των τάσεων του άνω και του κάτω πέλματος του δομικού χάλυβα στις δύο φάσεις ελέγχου, δηλαδή για την φάση κατασκευής και την φάση λειτουργίας  $t = 0$ .

### 6.1.3 Έλεγχος Διατμητικής Κύρτωσης

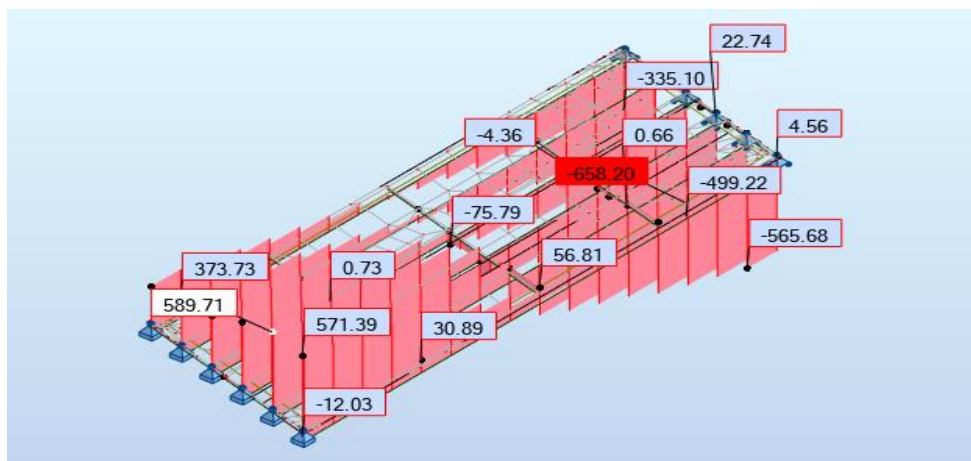
Κύρτωση πλακών είναι ένα φαινόμενο τοπικού λυγισμού και αστάθειας που συμβαίνει όταν τα ελάσματα του κορμού ή των πελμάτων μίας διατομής παραμορφώνονται εκτός επιπέδου τους υπό την επίδραση μεγάλων θλιπτικών ή διατμητικών τάσεων εντός επιπέδου. Τα ελάσματα συμπεριφέρονται ως πλάκες και τα αρχικά πλακοειδή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

Η διατμητική κύρτωση για πλάκες χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις, όπως στη περίπτωση της γέφυρας που μελετάται, λαμβάνεται υπόψη αν ισχύει  $h_w/t > 60 \cdot \epsilon$  (για  $(h_w/t) > 72 \cdot \epsilon$ ) = 48.60, όπου  $h_w$  είναι το ύψος κορμού και  $t$  το πάχος του κορμού. Στην προκειμένη περίπτωση  $h_w$  είναι 1400 mm και  $t$  είναι 20 mm. Τότε  $h_w/t = 70 > 48.60$ . Επομένως ο χάλυβας πρέπει να ελεγχθεί σε διατμητικές τάσεις με επιρροή διατμητικής κύρτωσης.

Από την περιβάλλουσα των τεμνουσών δυνάμεων προκύπτει ότι η δυσμενέστερη θέση είναι στην μεσαία δοκό (3) στην στήριξη. Η περιβάλλουσα για τις 2 φάσεις ελέγχου φαίνονται στα Σχήματα 6.7, 6.8.



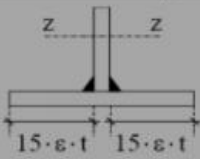
Σχήμα 6.7: maxVz (Φάση I)



Σχήμα 6.8: maxVz (Φάση II)

Στον Πίνακα 6.4 δίνεται ο τρόπος υπολογισμού του συντελεστή διατμητικής κύρτωσης  $k_\tau$  τον οποίο θα χρησιμοποιήσουμε για να βρούμε την κρίσιμη τάση. Στην συνέχεια θα υπολογιστεί ο μειωτικός συντελεστής  $\chi_w$  για να προσδιοριστεί η τιμή της απομειωμένης οριακή τάσης λόγω κύρτωσης.

Πίνακας 6.4: Συντελεστής Διατμητικής Κύρτωσης

Λόγος πλευρών	Συντελεστής κύρτωσης
$\alpha \geq 1$	$k_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} + k_{\tau,st}$
$\alpha < 1$	$k_\tau = 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} + k_{\tau,st}$
<b>Συντελεστής <math>k_{\tau,st}</math></b>	
Πλάκες με τουλάχιστον 3 διαμήκειες ενισχύσεις ή με μία ή δύο ενισχύσεις και $\alpha \geq 3$	$k_{\tau,st} = \frac{9}{\alpha^2} \cdot \sqrt[4]{\left(\frac{\sum I_{s1}}{t^3 \cdot b}\right)^3} \geq \frac{2.1}{t} \cdot \sqrt[3]{\frac{\sum I_{s1}}{b}}$
Πλάκες με μία ή δύο ενισχύσεις και $\alpha < 3$	$k_{\tau,st} = 4.1 + \frac{6.3 + 0.18 \cdot \frac{I_{s1}}{t^3 \cdot b}}{\alpha^2} + 2.2 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{I_{s1}}{t^3 \cdot b}\right)}$
$I_{s1}$ = Ροπή αδρανείας ως προς άξονα z-z μιας ενίσχυσης συμπεριλαμβανομένου γειτονικού ελάσματος επί πλάτους $15 \cdot \varepsilon \cdot t$ ( $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ , $f_y$ σε N/mm <sup>2</sup> ). $\sum I_{s1}$ = Άθροισμα ροπών αδρανείας των ενισχύσεων.	

$$\text{Τάση αναφοράς: } \sigma_E = 189800 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 38.73 \text{ MPa} \quad (\text{εξ. 6.2})$$

$$\text{Λόγος πλευρών } \alpha = a/b = 8250/1400 = 5.89 > 1 \quad (\text{εξ. 6.3})$$

$$\text{Συντελεστής διατμητικής κύρτωσης } k_\tau = 5.34 + 4/\alpha^2 + k_{\tau,st} = 5.45 \quad (\text{εξ. 6.4})$$

( $k_{\tau,st} = 0$  αφού δεν έχω διαμήκειες ενισχυσεις)

$$\text{Κρίσιμη τάση κύρτωσης: } \tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E = 211.28 \text{ MPa} \quad (\text{εξ. 6.5})$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα κορμού: } \lambda_w = 0.76 \cdot \sqrt{f_y / \tau_{cr}} = 0.985 \quad (\text{εξ. 6.6})$$

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

$$\rightarrow \lambda_w < 1.08$$

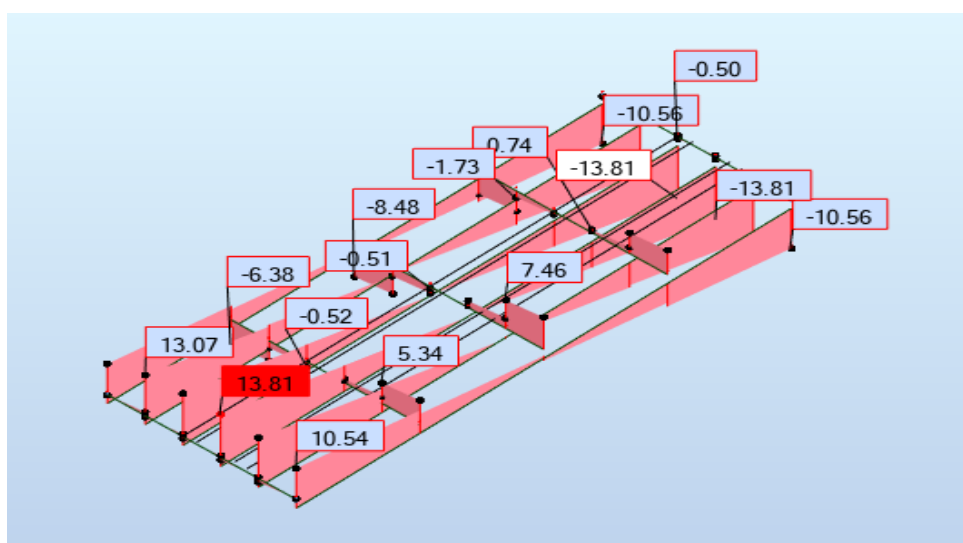
Έχοντας υπολογίσει την ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda_w$ , από τον Πίνακα 6.5 προσδιορίζεται η τιμή του μειωτικού συντελεστή  $\chi_w$ . Δηλαδή :

$$\chi_w = 0.83/\lambda_w = 0.842 < 1 \quad (\text{εξ. 6.7})$$

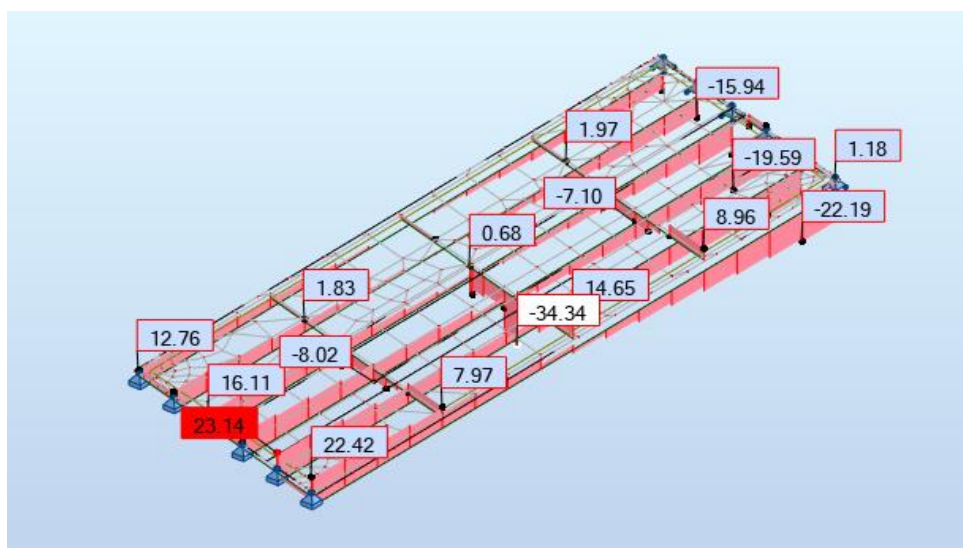
Πίνακας 6.5: Υπολογισμός Μειωτικού Συντελεστή  $\chi_w$

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

Όπως και με τις ορθές τάσεις, υπολογίστηκαν οι περιβάλλουσες των διατμητικών τάσεων του κορμού και τα αποτελέσματα απο την φάση κατασκευής και την φάση λειτουργίας ( $t=0$ ) αθροίζονται. Οι περιβάλλουσες φαίνονται στα Σχήματα 6.9, 6.10.



Σχήμα 6.9:  $\tau_z$  (φάση I)



Σχήμα 6.10:  $\tau_z$  (φάση II)

Συγκεκριμένα στην πάνω δεξιά στήριξη της ακραίας δοκού υπολογίζονται οι απόλυτες τιμές συνολικών διατμητικών τάσεων κορμού χαλύβδινης δοκού .

$$\tau_w = 13.81 \text{ MPa} + 23.14 \text{ MPa} = 36.95 \text{ MPa}$$

Έλεγχος :

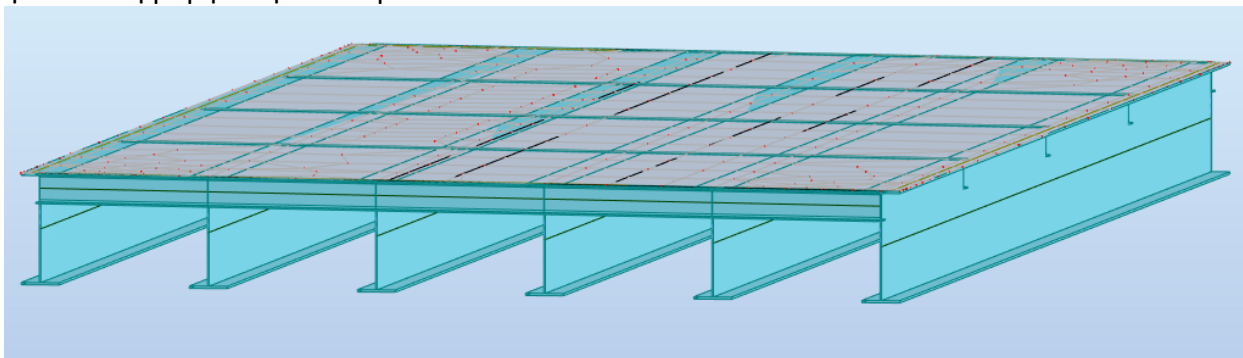
Αντοχή σε διάτμηση  $\rightarrow \frac{x_w * f_{yk}}{\gamma_{M1} * \sqrt{3}} = 156.88 \text{ MPa} > \tau_w = 36.95 \text{ MPa} \rightarrow$  η διατομή επαρκεί

## 6.2 Έλεγχος Στη Φάση Κατασκευής

### 6.2.1 Ημιπλαισία Π και Κρίσιμο Φορτίο Λυγισμού

Τα θλιβόμενα πέλματα δοκών φορτιζόμενα εντός επιπέδου κινδυνεύουν να εμφανίσουν στρεπτοκαμπτικό λυγισμό με παραμόρφωση εκτός επιπέδου. Κατά τη φάση λειτουργίας της γέφυρας το άνω πέλμα των σύμμικτων δοκών εξασφαλίζεται έναντι πλευρικής εκτροπής και επομένως οι δοκοί δεν κινδυνεύουν από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στις περιοχές θετικών ροπών. Η εξασφάλιση αυτή όμως δεν παρέχεται στη φάση της σκυροδέτησης.

Για την αντιμετώπιση του φαινομένου μπορούν να ληφθούν μέτρα, όπως πλευρική δικτύωση ή η έμμεση στήριξη που προσφέρεται από τη δυσκαμψία των γειτονικών στοιχείων, συνήθως με τη μορφή ημιπλαισίου. Στην περίπτωση της γέφυρας που εξετάζεται επιλέχθηκε η δεύτερη εναλλακτική με την τοποθέτηση χαλύβδινων διαδοκίδων πρότυπης διατομής HEA400 ανά L/4 περίπου του μήκους του ανοίγματος, και συγκεκριμένα ανά 8.25 m. Στο Σχήμα 6.11 φαίνεται η μόρφωση του παραπάνω.



Σχήμα 6.11: Διαμόρφωση Ελαστικής Στήριξης Μέσω Ημιπλαισίων

Οι διαδοκίδες αρχικά συγκολλούνται με τις εγκάρσιες ενισχύσεις της δοκού και έτσι σχηματίζονται ημιπλαισία Π με άνω πέλμα τη διαδοκίδα και ορθοστάτες τις εγκάρσιες ενισχύσεις. Τα ημιπλαισία δρουν ως ελαστικές στηρίξεις και προσομοιάζονται με ελατήρια σταθεράς C. Αναλυτικά η σταθερά υπολογίζεται από τη σχέση :

$$C = \frac{Ea \cdot I_v}{\frac{h v^3}{3} + \frac{h^2 \cdot b q \cdot I_v}{n \cdot I_q}} \quad (\text{εξ. 6.8})$$

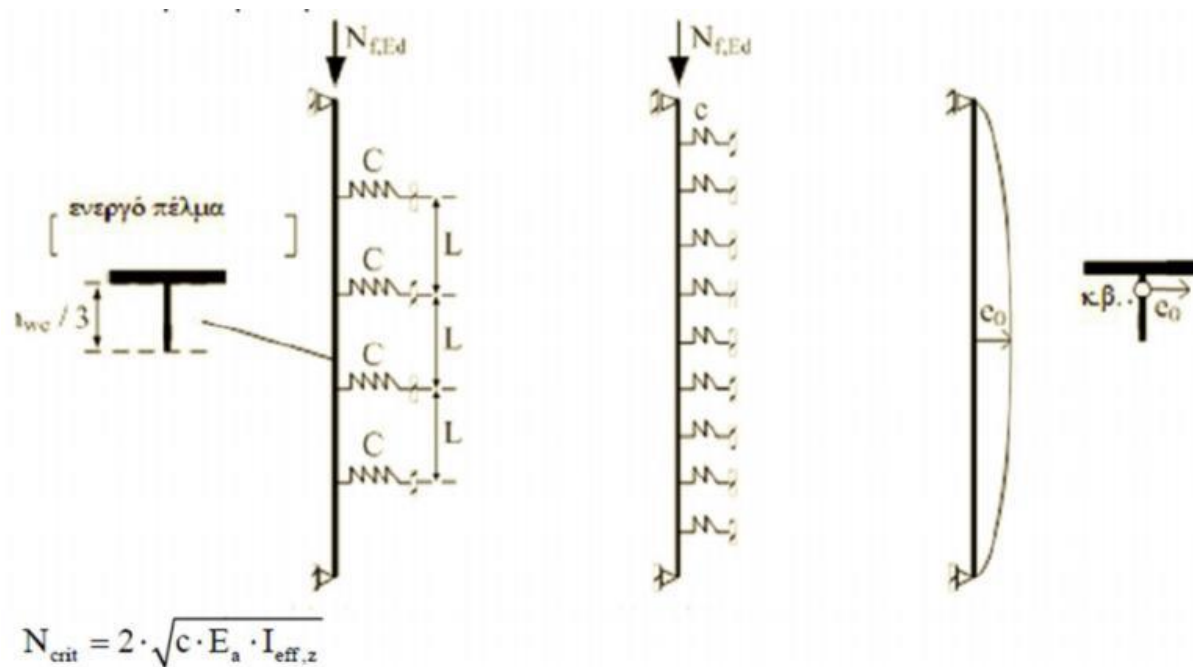
n = 2 γενικά και n = 3 για εσωτερικές δοκούς

$$c = C/L \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{εξ. 6.9})$$

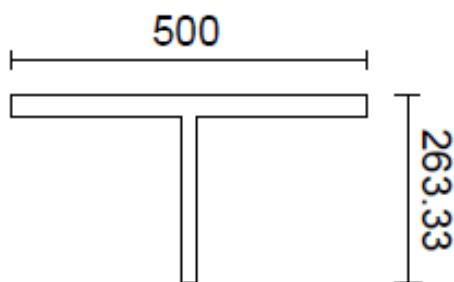
Τοποθετώντας τη διαδοκίδα σε χαμηλότερη στάθμη από το άνω πέλμα η εγκάρσια παραμόρφωση του ημιπλαισίου αυξάνεται και μειώνεται η σταθερά ελατηρίου. Στην συνέχεια το θλιβόμενο πέλμα της δοκού μπορεί να προσομοιωθεί με υποστύλωμα διατομής T αποτελούμενο από το πέλμα και  $\frac{1}{3}$  του θλιβόμενου μέρους του κορμού της ολόσωμης δοκού. Το υποστύλωμα μπορεί να εξεταστεί προσεγγιστικά ως δοκός επί ελαστικού εδάφους με σταθερά ελατηρίων  $c = C/L$  και να υπολογιστεί το κρίσιμο φορτίο Euler,  $N_{cr}$ . Στο Σχήμα 6.12, 6.13 φαίνονται το μοντέλο του θλιβόμενου πέλματος της δοκού και οι διαστάσεις της



διατομής, ενώ στο Πίνακα 6.6 διακρίνονται τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής T, τα οποία υπολογίστηκαν από το Excel.



Σχήμα 6.12: Μοντέλο Θλιβόμενου Πέλματος Δοκού



Σχήμα 6.13: Υποσύλωμα Διατομής T

Πίνακας 6.6: Ιδιότητες Διατομής T

Ισοδύναμη διατομή		
$h_{wc}$	23,33333	cm
$A_T$	196,6667	cm <sup>2</sup>
$Z_T$	4,624294	cm
$I_T$	31265,56	cm <sup>4</sup>
$S_T$	909,4444	cm <sup>3</sup>

Στο Σχήμα 6.12,  $L$  είναι η απόσταση των ημιπλαισίων, δηλαδή των διαδοκίδων, ενώ το κρίσιμο φορτίο Euler υπολογίζεται από τη σχέση :

$$N_{crit} = 2 \cdot \sqrt{c \cdot E_a \cdot I_z} \quad (\text{εξ. 6.10})$$

όπου  $I_z$  είναι η ροπή αδράνειας της διατομής του υποστυλώματος ως προς τον εκτός επιπέδου άξονα z-z.

Στην περίπτωση της γέφυρας που μελετάται υπολογίστηκαν τα αντίστοιχα στοιχεία :

Ελεύθερο Ύψος Προβόλου  $h_v = 0$  mm  
 Θεωρητικό Ύψος Προβόλου  $h = 195$  mm  
 Ροπή Αδράνειας διαδοκίδας  $I_q = 45070$  cm<sup>4</sup>  
 Μήκος Διαδοκίδας  $b_q = 2.30$  m  
 $C = 2091657.96$  kN/m  
 $c = 253534.3$  kN/m<sup>2</sup>  
 $N_{cr} = 257978.2$  kN

### 6.2.2 Έλεγχος Στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Για τον έλεγχο επάρκειας της δοκού σε Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό (ΣΚΛ), με την βοήθεια της ελαστικής στήριξης που περιγράφηκε νωρίτερα, υπολογίζεται η αντοχή σε ΣΚΛ σε όρους αξονικής δύναμης και συγκρίνεται με την αξονική που αναπτύσσεται στο θλιβόμενο πέλμα μίας εκ των δύο δοκών, μετά και την τοποθέτηση του ζεύγους των δοκών στις στηρίξεις και την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων.

Τα κατακόρυφα φορτία ελήφθησαν ως γραμμικά στο μοντέλο της μίας δοκού και επιλέχθηκε η μεσαία δοκός ως πιο κρίσιμη με συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{eff} = 2.30$  m και ανάλογα με το συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού τα φορτία υπολογίστηκαν ως εξής :

I.B. Χάλυβα :  $86.35$  kN/m<sup>3</sup>  $\cdot$   $(0.5 \cdot 0.03 \cdot 2 + 1.40 \cdot 0.02) = 5.01$  kN/m

Βάρος νωπού σκυροδέματος :  $26$  kN/m<sup>3</sup>  $\cdot$   $0.20 = 11.96$  kN/m

Κατασκευαστικό φορτίο Σκυροδέτησης :  $0.75$  kN/m<sup>2</sup>  $\cdot$   $2.30$  m =  $1.725$  kN/m

Συγκεντρωμένο φορτίο σκυροδέτησης :  $0.75$  kN/m<sup>2</sup>  $\cdot$   $3$  m  $\cdot$   $3$  m =  $6.75$  kN

Γίνεται η παραδοχή ότι το νωπό σκυρόδεμα είναι μεταβλητή δράση ( $\gamma_f = 1.5$ ), για να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες κατά τη φάση της σκυροδέτησης, καθώς και πιθανά δυναμικά φαινόμενα που μπορεί να παρατηρηθούν κατά τη διάστρωση.

Μετά την εφαρμογή των φορτίων προκύπτει το διάγραμμα ροπών με μέγιστη ροπή στο μέσο του ανοίγματος και υπολογίζεται  $M_{Ed} = 3715$  kNm.

Η θλιπτική δύναμη που δρα στη ισοδύναμη ράβδο  $T$  μπορεί να υπολογιστεί από τη στατική ροπή της αποκοπτόμενης διατομής ως προς το κέντρο βάρους της πλήρους διατομής.

$$N_{f,Ed} = (M_{Ed} \cdot S_T) / I_1 \quad (\text{εξ. 6.11})$$

$$S_T = A_T \cdot (z_1 - z_T) = 909.44 \text{ cm}^3 \quad (\text{εξ. 6.12})$$

όπου  $z_1, z_T$  οι αποστάσεις των κέντρων βάρους των διατομών από την ίνα αναφοράς.

$$I_1 = 1991233 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow N_{f,Ed} = 169.673 \text{ kN}$$

Η αντοχή σε ΣΚΛ,  $N_{b,Rd}$ , υπολογίζεται αφού βρεθεί ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού  $\chi_{LT}$ .

$$N_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \cdot A_T \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{εξ. 6.13})$$

Παρακάτω δίνεται ο τρόπος υπολογισμού του  $\chi_{LT}$  :

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα } \lambda_{LT} = \sqrt{f_y \cdot A / N_{cr}} = 0.164 < 0.2 \quad (\text{εξ. 6.14})$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] \quad (\text{εξ. 6.15})$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \text{ για } \lambda_{LT} > 0.2, \text{ διαφορετικά } \chi_{LT} = 1 \quad (\text{εξ. 6.16})$$

Επομένως  $N_{b,Rd} = 6347.07 \text{ kN} > N_{f,Ed} = 169.67 \text{ kN}$  και η δοκός επαρκεί σε έλεγχο έναντι Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού.

### 6.3 Έλεγχος Επάρκειας σε ΟΚΛ

#### 6.3.1 Έλεγχοι Περιορισμού Τάσεων

Ο υπολογισμός των τάσεων γίνεται για διατομές κατηγορίας 3 οι οποίες δεν πλαστικοποιούνται, ενώ ο τρόπος υπολογισμού των τάσεων γίνεται, όπως και στην ΟΚΑ αλλά με μειωμένους συντελεστές ασφαλείας. Επομένως και αφού οι τάσεις ελέγχθηκαν στην ΟΚΑ, δεν απαιτείται ο έλεγχος των τάσεων στην ΟΚΛ καθώς είναι δεδομένο ότι οι έλεγχοι ικανοποιούνται για τους μειωμένους συντελεστές ασφαλείας των φορτίων.

#### 6.3.2 Προπαραμόρφωση κύριας δοκού και έλεγχος βελών

Στον σχεδιασμό επάλληλων αμφιέριστων γεφυρών πρέπει να προβλέπεται η προπαραμόρφωση τους με ένα κατασκευαστικό αντιβέλος επειδή κατά την λειτουργία της γέφυρας δημιουργούνται κατακόρυφα βέλη και προβλήματα διαφορικών γωνιών  $\phi$  όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.14.



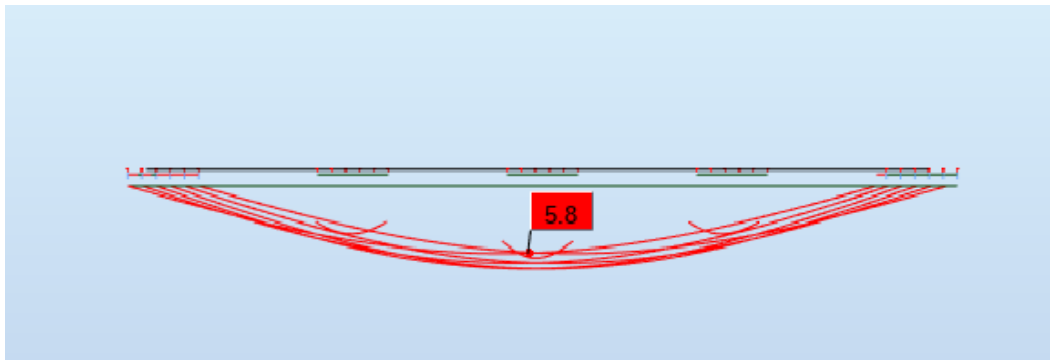
Σχήμα 6.14 : Βέλη και Στροφές Μεταξύ Γειτονικών Ανοιγμάτων

Για τον υπολογισμό των απαιτούμενων προπαραμορφώσεων, υπολογίζονται τα βέλη της κύριας δοκού για τον συχνό συνδυασμό ΟΚΛ με το 50% των κινητών φορτίων. Οι θερμοκρασίες δεν λαμβάνονται υπ' όψιν επειδή τα αντίστοιχα βέλη έχουν αυξομειώσεις και εντός της ημέρας, επομένως δεν μπορούν να αφαιρεθούν με προπαραμόρφωση. Τα βέλη που υπολογίζονται είναι στο μέσο του ανοίγματος στην ακραία δοκό, η οποία από τους συνδυασμούς των δράσεων προέκυψε ως δυσμενέστερη, και υπολογίζονται ανεξάρτητα για κάθε φάση κατασκευής, ενώ στη συνέχεια αθροίζονται όπως και οι τάσεις. Παρακάτω φαίνονται οι υπολογισμοί και στα Σχήματα 6.15 - 6.17 τα βέλη που σχηματίζονται από τις διάφορες φάσεις φόρτισης. Στα σχήματα αυτά φαίνεται το εξεταζόμενο τμήμα σε όψη.

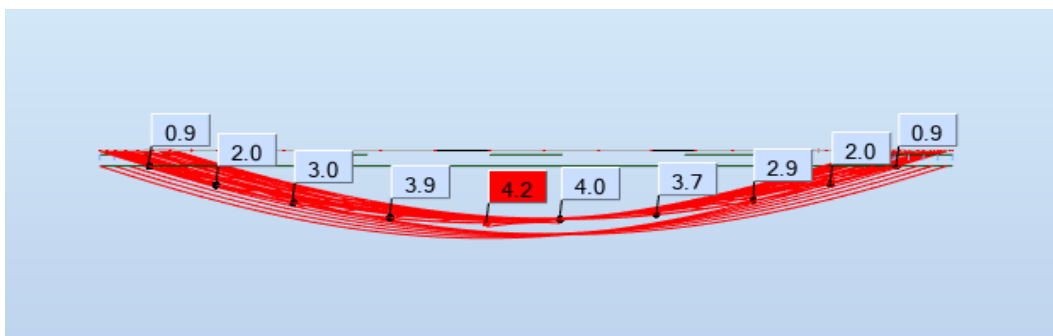
Υπολογισμός Αντιβέλους  $\rightarrow G + S + 0.375Q_{TS} + 0.2Q_{UDL}$  :

- Βέλη από ίδιο βάρος χάλυβα και πλάκας σκυροδέματος ( $G_1$ ) για  $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$   
 $\rightarrow w_1 = 5.8 \text{ cm}$
- Βέλη απο πρόσθετα μόνιμα ( $G_2$ ), συστολή ξήρανσης ( $S$ ), φορτία κυκλοφορίας ( $UDL, TS$ ) για  $E_c = 34000 \text{ MPa}$   
 $\rightarrow w_2 = 4.2 \text{ cm}$

Σύνολο  $w_1 + w_2 = 10 \text{ cm}$ .



Σχήμα 6.15 :  $w_1 (G_1)$



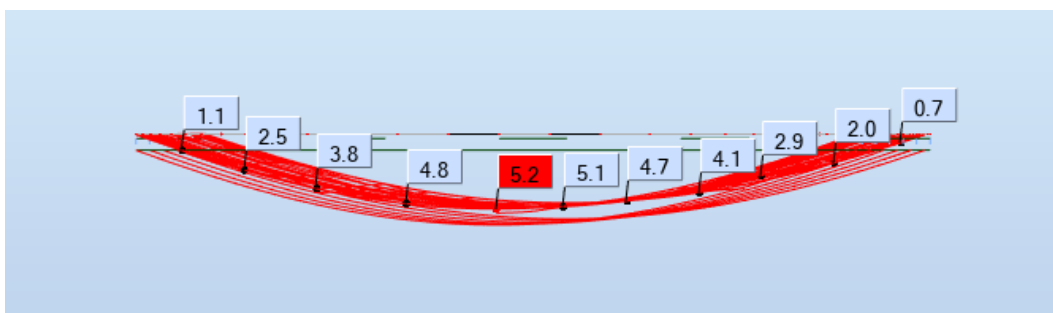
Σχήμα 6.16 :  $w_2 (G_2, S, 0.375TS, 0.2UDL)$

Επιλέγεται να δοθεί αντιβέλος  $w = 10 \text{ cm}$ .

Ο έλεγχος θα γίνει για τον πλήρη συχνό συνδυασμό  $\rightarrow G + S + 0.75Q_{TS} + 0.4Q_{UDL} + 0.5T$

- Βέλη από ίδιο βάρος χάλυβα και πλάκας σκυροδέματος για  $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$   
 $\rightarrow w_1 = 5.8 \text{ cm}$
- Βέλη απο πρόσθετα μόνιμα, συστολή ξήρανσης, φορτία κυκλοφορίας UDL και TS, και θερμοκρασία για  $E_c = 34000 \text{ MPa}$   
 $\rightarrow w_2 = 5.2 \text{ cm}$

Σύνολο  $w_1 + w_2 = 11.0 \text{ cm}$



Σχήμα 6.17 :  $w_2 (G_2, S, 0.75TS, 0.4UDL, 0.5\Delta T)$

Τα τελικά βέλη του φορέα προκύπτουν από τα μέγιστα αφού αφαιρεθεί το αντιβέλος στη θέση αυτή, δηλαδή το μέσο του ανοίγματος, και στην συνέχεια ελέγχονται με τον περιορισμό  $L/3000$ .

$\rightarrow \delta_{\text{τελ}} = 11 - 10 = 1.0 \text{ cm} < L/3000 = 1.1 \text{ cm}$ . Επομένως το αντιβέλος που δόθηκε επαρκεί.

# 7 Κόπωση

## 7.1 Ορισμός Κόπωσης

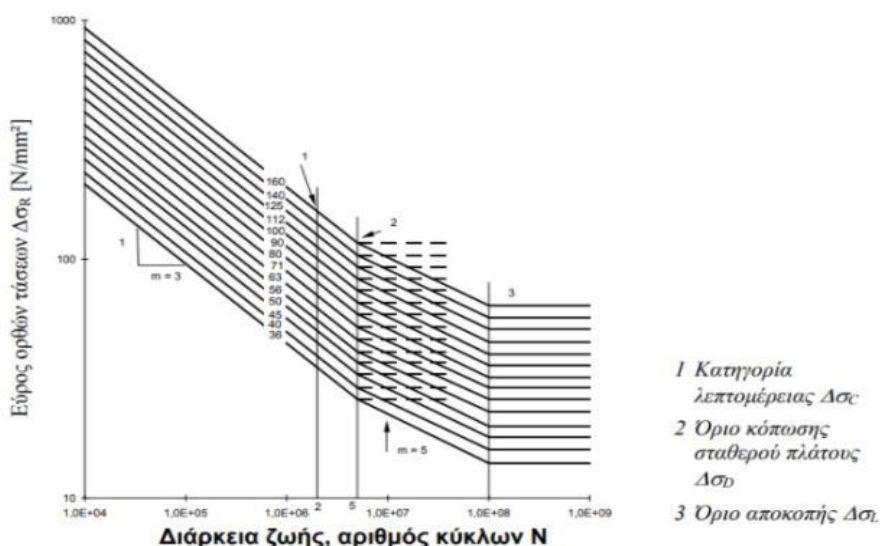
Η κόπωση είναι μια διαδικασία συσώρευσης βλάβης σε στοιχείο το οποίο υποβάλλεται σε επαναληπτική φόρτιση. Αστοχία επέρχεται όταν μετά την διεύρυνση της ρωγμής που αναπτύσσεται λόγω της συνεχής φόρτισης, η παραμένουσα καθαρή διατομή αδυνατεί να παραλάβει επιπλέον φορτία. Πρόκειται για τοπικό φαινόμενο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

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

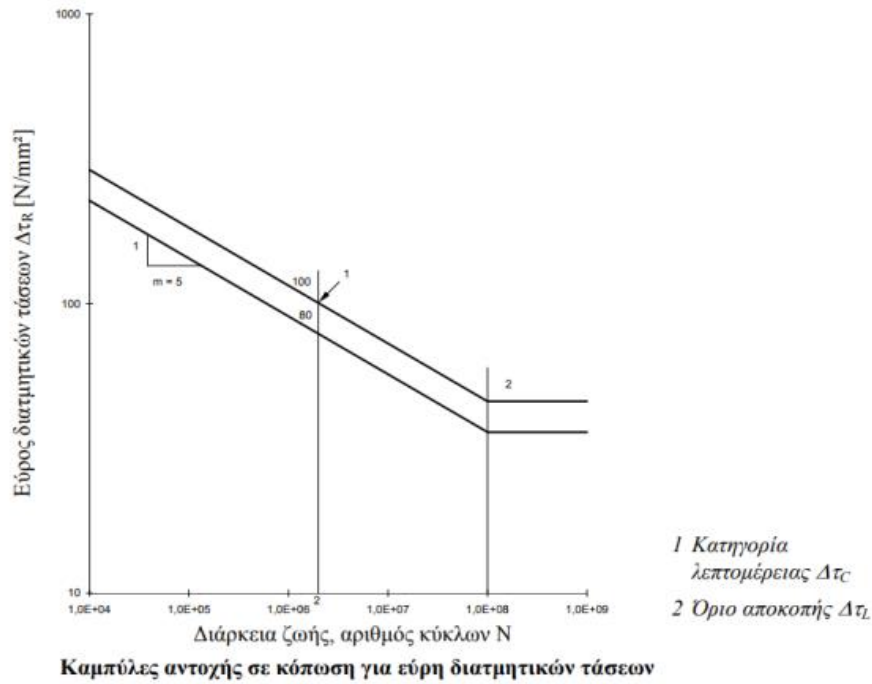
Η αντοχή σε κόπωση προσδιορίζεται ως το εύρος μεταβολής της τάσης, και υπολογίζεται πειραματικά με μεθόδους όπως η μέθοδος δεξαμενής. Προκύπτει από το πλάτος μεταβολής της τάσης που μπορεί να επιβληθεί σε ένα υλικό που φορτίζεται επαναληπτικά και για το οποίο δεν θα αστοχήσει ή θα αστοχήσει μετά από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

## 7.2 Κατηγορίες Λεπτομερειών

Η αντοχή σε κόπωση όπως αναφέρθηκε προσδιορίζεται πειραματικά και εξαρτάται από την κατηγορία της κατασκευαστικής λεπτομέρειας που εξετάζουμε. Έτσι διακρίνονται διάφορες κατασκευαστικές λεπτομέρειες που χαρακτηρίζονται από το  $\Delta\sigma_c$  ή  $\Delta\sigma_t$ , δηλαδή το εύρος ορθών και διατμητικών τάσεων για  $2 \cdot 10^6$  κύκλους φόρτισης. Όπως προβλέπεται στο EN 1993-1-9 [21] και για κάθε κατηγορία λεπτομέρειας, δίνονται οι καμπύλες κόπωσης S - N για ορθές και διατμητικές τάσεις που φαίνονται και στα σχήματα 7.1,7.2.



Σχήμα 7.1: Καμπύλες Αντοχής σε Κόπωση για Εύρη Ορθών Τάσεων



Σχήμα 7.2: Καμπύλες Αντοχής σε Κόπωση για Εύρη Διατμητικών Τάσεων

Στα Σχήματα 7.3 -7.6 φαίνονται οι κατηγορίες των κατασκευαστικών λεπτομερειών που χρησιμοποιήθηκαν και ελέγχθηκαν ενώ ο αριθμός της κατηγορίας είναι το ανεκτό εύρος τάσεων και ο αριθμός μέσα στο κύκλο ο αριθμός της λεπτομέρειας.

112		<p>3) Αυτόματα, αμφίπλευρες εσοραφές ή εξωραφές με ενδιάμεσες στάσεις.</p> <p>4) Αυτόματα, μονόπλευρες εσοραφές με συνεχές υπόθεμα, αλλά χωρίς ενδιάμεσες στάσεις.</p>	<p>4) Όταν η λεπτομέρεια αυτή έχει ενδιάμεσες στάσεις να χρησιμοποιείται η κατηγορία 100.</p>
-----	--	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------

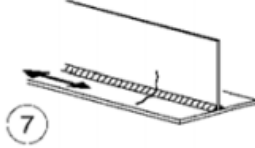
Σχήμα 7.3: Κατηγορία 112 (Με Αυτόματα Αμφίπλευρες Εξωραφές)

80	$\xi \leq 50\text{mm}$		<p><u>Εγκάρσια προσαρτήματα:</u></p> <p>6) Συγκολλούμενα σε έλασμα.</p> <p>7) Κατακόρυφες ενισχύσεις συγκολλούμενες σε ελατή ή συγκολλητή δοκό.</p>
----	------------------------	--	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Σχήμα 7.4: Κατηγορία 80 (Με εγκάρσια προσαρτήματα)

βλ. EN 1994-2 (90 m=8)		<p><u>Συγκολλητοί διατμητικοί ήλοι:</u></p> <p>10) Για σύμμικτες εφαρμογές.</p>
------------------------	--	---------------------------------------------------------------------------------

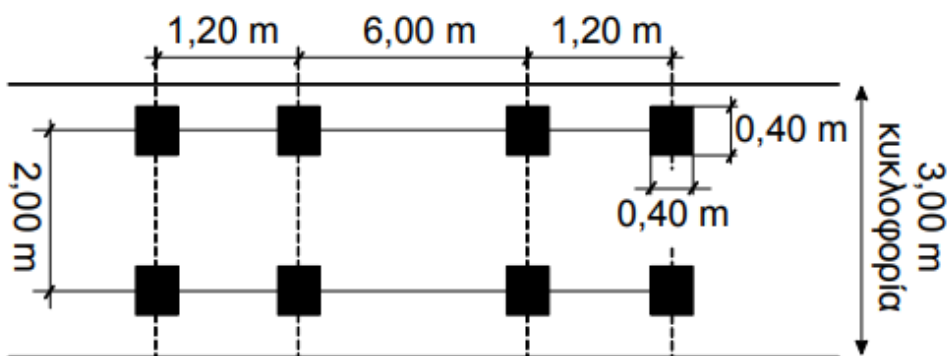
Σχήμα 7.5: Κατηγορία 80 (Με Ήλους Κεφαλής)

100		7) Χειροποίητες ή αυτόματες εσωραφές ή εξωραφές για κατηγορίες 1) έως 6).
-----	-----------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------

Σχήμα 7.6: Κατηγορία 100 (Με Αυτόματες Εξωραφές)

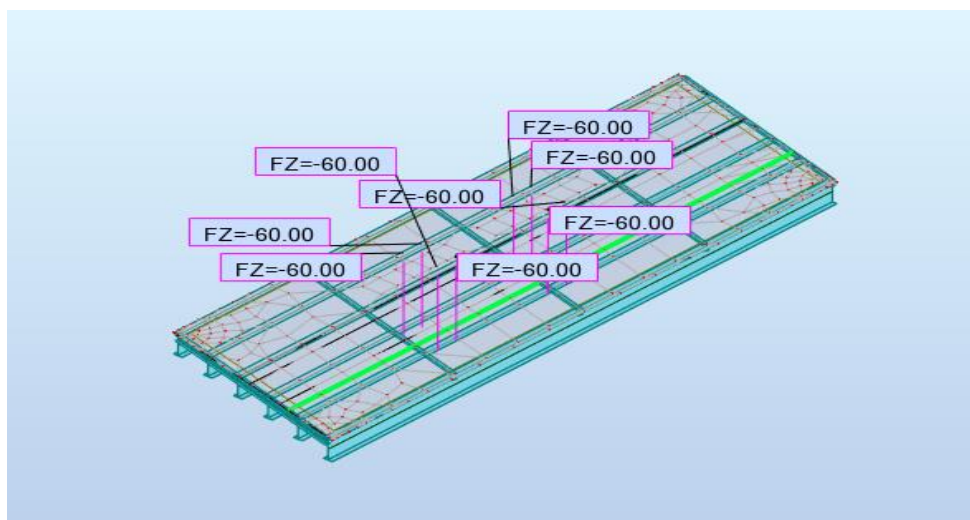
### 7.3 Φόρτιση Κόπωσης

Για οδικές γέφυρες στον EN 1991-2 [15] προτείνεται μία απλοποιημένη μέθοδος ελέγχου σε κόπωση που βασίζεται σε ένα πρότυπο όχημα κόπωσης. Πρόκειται για την πρότυπη φόρτιση κόπωσης FLM3 με φορτίο άξονα 120 kN και συνολικό βάρος  $Q_{m1} = 480$  kN, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.7. Για γέφυρες έως 40 m ο έλεγχος γίνεται μόνο για αυτό το όχημα. Το όχημα κινείται στο μέσο των ονομαστικών λωρίδων ώστε να προκύψει η ελάχιστη και η μέγιστη ένταση.



Σχήμα 7.7: Διαστάσεις του οχήματος κόπωσης της φόρτισης FLM3

Στο Σχήμα 7.8 φαίνεται το όχημα το οποίο εισάγεται στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis σαν κινητό φορτίο (moving load). Μάλιστα στη στήριξη το φορτίο έχει αυξημένη τιμή για να ληφθούν υπόψη δυναμικά φαινόμενα, και συγκεκριμένα η προσαύξηση προκύπτει πολλαπλασιάζοντας την αρχική τιμή του φορτίου με τον συντελεστή  $\Delta\phi_{fat}$  ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.3.



Σχήμα 7.8: Όχημα κόπωσης στο άνοιγμα

## 7.4 Συντελεστές Ισοδύναμης Βλάβης

### 7.4.1 Συντελεστής Ισοδύναμης για τον Έλεγχο Κόπωσης Χάλυβα

Για οδογέφυρες ανοίγματος μέχρι 80 m και σιδηροδρομικές γέφυρες ανοίγματος μέχρι 100 m, ο συντελεστής ισοδύναμης βλάβης δίνεται από τη σχέση :

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

όπου  $\lambda_1$ : ο συντελεστής βλάβης λόγω κυκλοφορίας και εξαρτάται από το μήκος της κρίσιμης γραμμής επιρροής ή ζώνης.

$\lambda_2$ : ο συντελεστής όγκου κυκλοφορίας.

$\lambda_3$ : ο συντελεστής για τη διάρκεια ζωής της γέφυρας.

$\lambda_4$ : ο συντελεστής για κυκλοφορία σε άλλες λωρίδες (οδικές γέφυρες) ή για το δομικό στοιχείο που φορτίζεται με περισσότερες από μία τροχιές (σιδηροδρομικές γέφυρες).

$\lambda_{max}$ : η μέγιστη τιμή του  $\lambda$ , λαμβανομένου υπόψη του ορίου κόπωσης.

#### ▪ $\lambda_1$ (Για οδικές γέφυρες)

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

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

→ Μέσο Ανοίγματος  $\lambda_1 = 2.32$

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

→ Στήριξη  $\lambda_1 = 1.73$

#### ▪ $\lambda_2$

Ο συντελεστής δίνεται από τη σχέση :

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

$$N_o = 0.5 * 10^6$$

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

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

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

Πίνακας 7.1: Αριθμός Φορτηγών στην Αργή Λωρίδα  $N_{obs}$

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



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

▪  $\lambda_3$

Ο συντελεστής  $\lambda_3$  δίνεται από τη σχέση :

$$\lambda_3 = \sqrt[5]{\frac{tLD}{100}} \quad (\text{εξ. 7.5})$$

όπου  $t_{Ld}$  είναι η διάρκεια ζωής σχεδιασμού της γέφυρας σε έτη.  
 Άρα για  $t_{Ld} = 100$  έτη  $\rightarrow \lambda_3 = 1$

▪  $\lambda_4$

Ο συντελεστής δίνεται από τη σχέση :

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

$k$  : είναι ο αριθμός λωρίδων βαρείας κυκλοφορίας.

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

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

$N_j$  : αριθμός φορτηγών ανά έτος στη λωρίδα  $j$ .

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

Για τη γέφυρα που εξετάζεται  $\lambda_4 = 1$

▪  $\lambda_{max}$

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

Μέσο Ανοίγματος :  $\lambda_{max} = 2.5 - 0.5 \cdot \left( \frac{L-10}{15} \right)$  για  $L \leq 25m$ , διαφορετικά  $\lambda_{max} = 2$

Στήριγμα :  $\lambda_{max} = 1.8 + 0.9 \cdot \left( \frac{L-30}{50} \right)$  για  $L \geq 30m$ , διαφορετικά  $\lambda_{max} = 1.8$  (εξ. 7.7)

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

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

Επομένως :

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

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

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

▪  $\Delta\sigma_{E2} = \lambda^* / \sigma_{max,f} - \sigma_{min,f} /$  (εξ. 7.8)

▪  $\Delta\tau_{E2} = \lambda^* / \tau_{max,f} - \tau_{min,f} /$  (εξ. 7.9)

### 7.4.2 Συντελεστής Ισοδύναμης για τον Έλεγχο Κόπωσης Διατμητικών Ήλων

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

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

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

Άρα,  $\lambda_v = 1.55$

### 7.4.3 Συντελεστής Ισοδύναμης βλάβης για τον Έλεγχο Κόπωσης Οπλισμού

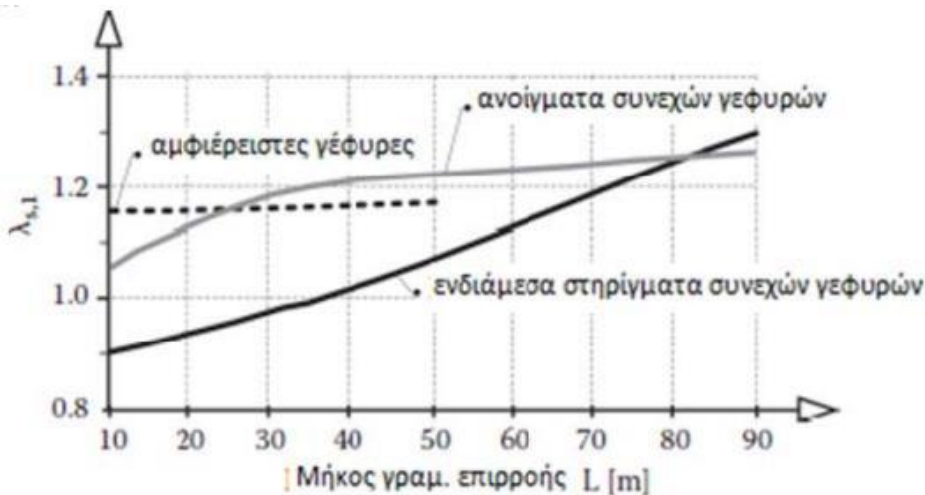
$$\lambda_s = \varphi_{FAT} * \lambda_{s,1} * \lambda_{s,2} * \lambda_{s,3} * \lambda_{s,4} \quad (\text{εξ. 7.11})$$

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

#### ▪ $\lambda_{s,1}$

Ο υπολογισμός του  $\lambda_{s,1}$  δίνεται από το Σχήμα 7.9 για αμφιέριστες γέφυρες και για  $L = 33\text{m}$ .

$$\rightarrow \lambda_{s,1} = 1.17$$



Σχήμα 7.9 : Υπολογισμός  $\lambda_{s,1}$

#### ▪ $\lambda_{s,2}$

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

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

$$k_2 = 9$$

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

#### ▪ $\lambda_{s,3}$

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{years}}{100}} \quad (\text{εξ. 7.13})$$

όπου  $N_{years}$  είναι η διάρκεια ζωής σε έτη

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

#### ▪ $\lambda_{s,4}$

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum Nobs,i}{Nobs,1}} \quad (\text{εξ. 7.14})$$

$Nobs,i$  είναι ο αριθμός φορτηγών στη λωρίδα  $i$

$Nobs,1$  είναι ο αριθμός φορτηγών στη λωρίδα βραδείας κυκλοφορίας ανά έτος

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

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

## 7.5 Έλεγχοι Κόπωσης

### 7.5.1 Ανισότητες Ελέγχου

Η γενική ανισότητα ελέγχου είναι  $(\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E) \leq (\Delta\sigma_R / \gamma_{Mf})$ . Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις  $\gamma_{Ff}$  είναι ίσοι με 1, για τις αντιστάσεις  $\gamma_{Mf}$  για τον δομικό χάλυβα δίνονται από τον Πίνακα 7.2, ενώ για τους ήλους ισχύει  $\gamma_v = 1.25$ .

Πίνακας 7.2 : Συντελεστές Ασφαλείας για Δομικό Χάλυβα  $\gamma_{Ff}$

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

Ο έλεγχος του δομικού χάλυβα και των ήλων δίνονται παρακάτω :

- Χάλυβας

Ορθές Τάσεις:

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

Διατμητικές Τάσεις:

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

Αλληλεπίδραση Ορθών και Διατμητικών Τάσεων:

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

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

- Ήλοι κεφαλής

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

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

Εφελκόμενο Πέγμα,  $\Delta\tau_c = 90 \text{ MPa}$ ,  $\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$

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

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

Οι ανισώσεις ελέγχου για τον έλεγχο κόπωσης οπλισμού δίνονται:

- Οπλισμός

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

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

### 7.5.2 Έλεγχος Δομικού χάλυβα

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

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

#### 7.5.2.1 Υπολογισμός Τάσεων

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

Ορθές Τάσεις - Άνοιγμα:

- FLM3

$$\text{Άνω πέλμα} \rightarrow \sigma_{AOmax} = -12.72 \text{ MPa} , \sigma_{AOmin} \approx 0 \text{ MPa}$$

$$\text{Κάτω πέλμα} \rightarrow \sigma_{AUmax} = 27.29 \text{ MPa} , \sigma_{AUmin} \approx 0 \text{ MPa}$$

Τελικά:

$$\text{Κάτω πέλμα} \rightarrow \Delta\sigma_E = \lambda_{\text{ανοίγματος}} * |\sigma_{AUmax} - \sigma_{AUmin}| = 2 * |27.29| = 54.58 \text{ MPa}$$

$$\text{Άνω πέλμα} \rightarrow \Delta\sigma_E = \lambda_{\text{ανοίγματος}} * |\sigma_{AOmax} - \sigma_{AOmin}| = 2 * |-12.72| = 25.44 \text{ MPa}$$

Διατμητικές Τάσεις - Στήριξη:

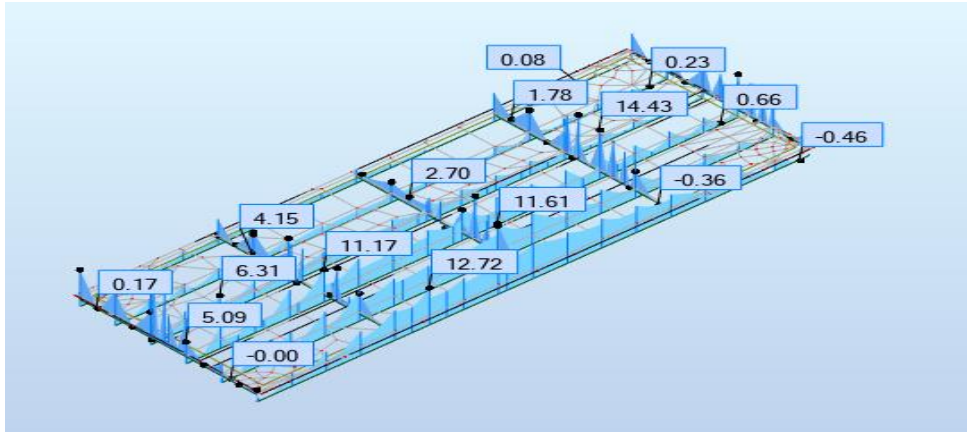
- FLM3

$$\text{Κορμός} \rightarrow V_{max,f} = 94.07 , V_{min,f} = -69.30 \text{ MPa}$$

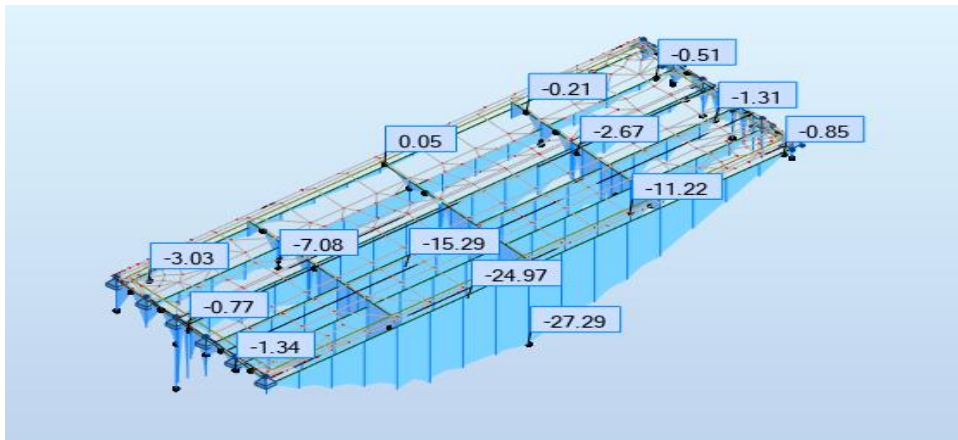
$$|\tau_{max} - \tau_{min}| = |V_{max,f} - V_{min,f}| * \frac{1}{hw * tw} = 5.84 \text{ MPa} \quad (\text{εξ. 7.15})$$

Τελικά:

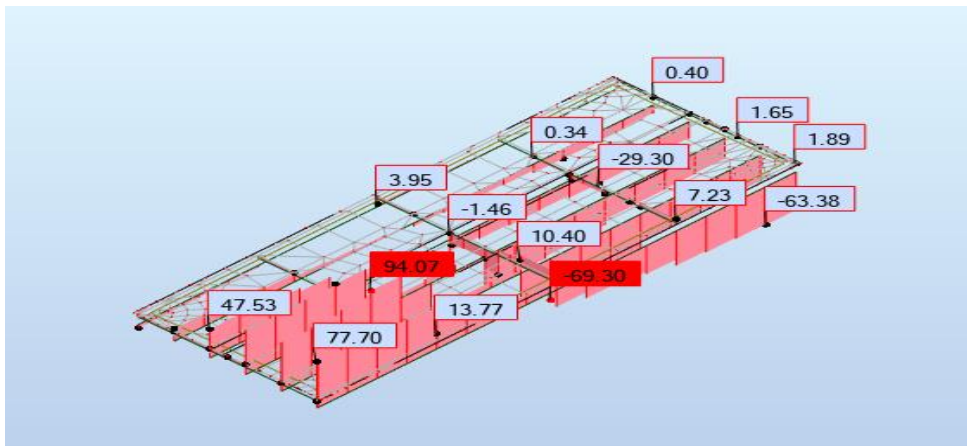
$$\text{Κορμός} \rightarrow \Delta\tau_E = \lambda_{\text{στήριξης}} |\tau_{max,f} - \tau_{min,f}| = 1.73 * 5.84 = 10.10 \text{ MPa}$$



Σχήμα 7.10:  $\sigma_{A0max,f}$



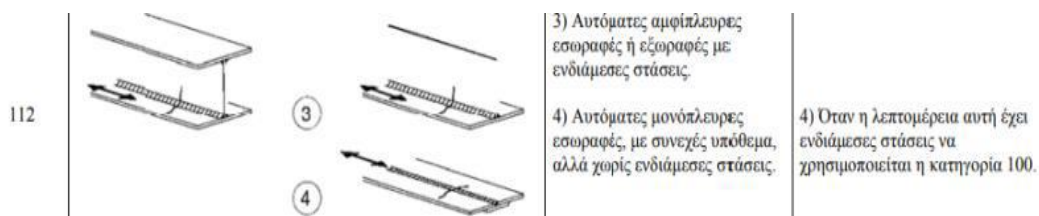
Σχήμα 7.11:  $\sigma_{AUmax,f}$



Σχήμα 7.12:  $V_{max,f}, V_{min,f}$

### 7.5.2.2 Έλεγχος κάτω πέλματος (AU)

Η συγκόλληση κορμού–πέλματος, η οποία πραγματοποιείται με αυτόματες αμφίπλευρες εξωραφές χωρίς στάσεις είναι λεπτομέρεια κατηγορίας 112 αλλά στο κάτω πέλμα συγκολλούνται κατακόρυφες νευρώσεις, λεπτομέρεια η οποία είναι κατηγορίας 80 (Σχήμα 7.13). Σε συνδυασμό με το γεγονός ότι η επιθεώρηση της γέφυρας ενδέχεται να μην είναι τόσο συχνή όσο απαιτείται για τον εντοπισμό πιθανών προβλημάτων λόγω κόπωσης, επιλέγεται από το Σχήμα 7.14 συντελεστής ασφαλείας για το χάλυβα  $\gamma_{Mf,a} = 1.35$ .



Σχήμα 7.13: Κατηγορία 112 (Με Αυτόματα Αμφίπλευρες Εξωραφές)

80	$\xi \leq 50\text{mm}$	 6) Συγκολλούμενα σε έλασμα.	 7) Κατακόρυφες ενισχύσεις συγκολλούμενες σε ελατή ή συγκολλητή δοκό.
----	------------------------	---------------------------------	--------------------------------------------------------------------------

Σχήμα 7.14: Κατηγορία 80 (Με εγκάρσια προσαρτήματα)

$$\Delta\sigma_c = 80 \text{ Μpa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mfa}} = \frac{1 * 54.58}{80 / 1.35} = 0.92 < 1, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

### 7.5.2.3 Έλεγχος άνω πέλματος (ΑΟ)

Για το άνω πέλμα ισχύουν όσα και για το κάτω, με μια πρόσθετη απαίτηση λόγω της παρουσίας των διατμητικών ήλων, η οποία είναι λεπτομέρεια κατηγορίας 80 όπως φαίνεται και στο Σχήμα 7.15.

βλ. EN 1994-2 (90 m=8)	 10) Για σύμμικτες εφαρμογές
------------------------	---------------------------------

Σχήμα 7.15: Κατηγορία 80 (Με Ήλους Κεφαλής)

$$\Delta\sigma_c = 80 \text{ Μpa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mfa}} = \frac{1 * 25.44}{80 / 1.35} = 0.43 < 1, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

### 7.5.2.4 Έλεγχος διατμητικών τάσεων κορμού

Ο κορμός υπό διατμητικές τάσεις είναι λεπτομέρεια κατηγορίας 100, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 7.16.

100	 7) Χειροποίητες ή αυτόματες εσωραφές ή εξωραφές για κατηγορίες 1) έως 6).
-----	-------------------------------------------------------------------------------

Σχήμα 7.16: Κατηγορία 100 (Με Αυτόματες Εξωραφές)

$$\Delta\tau_c = 100 \text{ ΜPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mfa}} = \frac{1 \cdot 10.10}{100 / 1.35} = 0.14 < 1$$

### 7.5.3 Έλεγχος διατμητικών ήλων

Στον έλεγχο των διατμητικών ήλων γίνεται φόρτιση μόνο με το φορτίο κόπωσης FLM3 και από την περιβάλλουσα φαίνεται να καταπονείται η μεσαία δοκός στη στήριξη. Στα σχήμα 7.12 στο τέλος της παραγράφου 7.4.2.1 φαίνεται η περιβάλλουσα της  $V_{z,f}$  από όπου προκύπτει  $V_{max,f}$  ίσο με 94.07 kN και  $V_{min,f}$  ίσο -69.38 kN. Επομένως ο έλεγχος γίνεται για αυτή τη θέση.

Το εύρος τάσεων υπολογίζεται από τη σχέση :

$$|\tau_{max,f} - \tau_{min,f}| = |V_{max,f} - V_{min,f}| * \frac{S_{10} * e_L}{n_o * I_{10} * n * A_d} \quad (\text{εξ. 7.16})$$

Όπως εξηγείται στο Κεφάλαιο 8 έχουν τεθεί 3Φ19/150. Επομένως θα έχω :

$$S_{10} = A_c * (z_1 - z_c) = 140 * 20 * (56.58 - 10) = 130424 \text{ cm}^3 \quad (\text{εξ. 7.17})$$

$$I_{10} = 3759262 \text{ cm}^4$$

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

$$A_d = (\pi * d^2) / 4 = 2.83 \text{ cm}^2 \text{ (για } d = 19\text{mm)} \quad (\text{εξ. 7.18})$$

$$n = 3$$

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

$$\Leftrightarrow |\tau_{max,f} - \tau_{min,f}| = 16.19 \text{ MPa}$$

$$\Delta \tau_E = \lambda_v * |\tau_{max} - \tau_{min}| = 1.55 * 16.19 = 25.10 \text{ MPa}$$

Η αντοχή σε κόπωση των διατμητικών ήλων είναι 90 MPa

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mfa}} = \frac{1 * 25.10}{90 / 1} = 0.28 < 1, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

### 7.5.4 Έλεγχος Σκυροδέματος

Αντοχή σκυροδέματος για  $t_0 = 7$  ημέρες :

$$f_{cd,fat} = 0.85 * e^{s * (1 - \sqrt{28/t_0})} * f_{cd} * (1 - \frac{f_{ck}}{250}) = 13.30 \text{ MPa} \quad (\text{εξ. 7.19})$$

όπου,

$t_0$  : η ηλικία του σκυροδέματος κατά την πρώτη φόρτιση σε ημέρες

$s$  : συντελεστής εξαρτώμενος από τον τρόπο πήξης του σκυροδέματος (  $s = 0.25$  για τσιμέντο κανονικής πήξης)

Από τις μη κυκλικές δράσεις του συνδυασμού ΟΚΛ :  $G_1 + G_2 + 0.75Q_{TS} + 0.4Q_{UDL} + 0.4q_{f,comb} + 0.5\Delta T_M$ , προκύπτει τάση σκυροδέματος:

$$\sigma_{co,perm} = 8.0 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{co,f,max} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{co,f,min} = - 0.20 \text{ MPa}$$

Επομένως, προσαυξάνοντας τις τάσεις από το όχημα της κόπωσης κατά  $\beta = 1.40$  για έλεγχο στο άνοιγμα, οι θλιπτικές τάσεις του σκυροδέματος κυμαίνονται μεταξύ:

$$\sigma_{c,max} = 8 + 1.4 * 1.55 = 10.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,\min} = 8 - 1.4 * 0.20 = 7.72 \text{ MPa}$$

Έλεγχος κόπωσης :

$$\frac{\sigma_{c,\max}}{f_{cd,\text{fat}}} < 0.45 * \frac{\sigma_{c,\min}}{f_{cd,\text{fat}}} + 0.50 \Rightarrow 0.75 < 0.76$$

Άρα το σκυρόδεμα έχει επαρκή αντοχή ενάντι κόπωσης.



## 8 Διατμητική Σύνδεση

### 8.1 Γενικά

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ της σιδηροδοκού και της πλάκας σκυροδέματος εξασφαλίζεται με τη βοήθεια διατμητικών ήλων κεφαλής. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διατμητική ροή μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος, εμποδίζουν την ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων και εξασφαλίζουν την κοινή, σύμμικτη λειτουργία. Η σύνδεση ελέγχεται στις ΟΚΑ, ΟΚΛ και κόπωσης και εφόσον ο έλεγχος της κόπωσης έχει αναλυθεί στο Κεφάλαιο 7, στο Κεφάλαιο 8 γίνονται οι δύο άλλοι έλεγχοι.

Οι εξεταζόμενοι συνδυασμοί δράσεων, με τους κατάλληλους συντελεστές, για τον έλεγχο της διατμητικής σύνδεσης φαίνονται στον Πίνακα 8.1, ενώ στο Πίνακα 8.2 συνοψίζεται ο τρόπος υπολογισμού της αντοχής των ήλων κεφαλής.

Πίνακας 8.1: Συνδυασμοί Δράσεων για Έλεγχο Διατμητικής Σύνδεσης

Οριακή κατάσταση	G	C <sub>seo</sub>	S <sub>seo</sub>	Q	T
	Μόνιμα φορτία	Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού	Δευτερογενείς επιρροές συστολής ξήρανσης	Μοντέλο φόρτισης 1	Θερμοκρασία
Αστοχίας	1,35	1,35	1,0	1,5	0,6
Λειτουργικότητας (χαρακτηριστικός συνδυασμός)	1,0	1,0	1,0	1,0	0,6
Λειτουργικότητας (χαρακτηριστικός συνδυασμός)	1,0	1,0	1,0	LM 71 και SW/D: 1.0-1.0	0,8

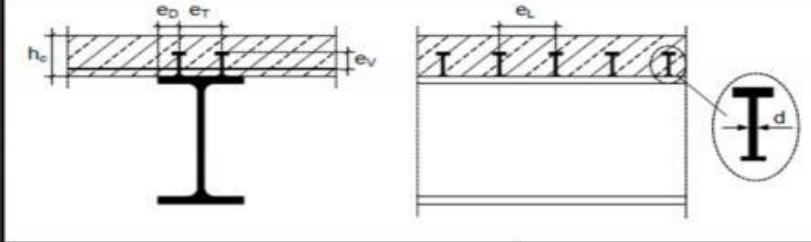
Παρατήρηση: Εξετάζονται μόνο τα εντατικά μεγέθη που δρουν στη σύμμικτη διατομή.

Πίνακας 8.2: Διατμητική Αντοχή Ήλων Κεφαλής

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

## 8.2 Αντοχή Διατμητικών Ήλων

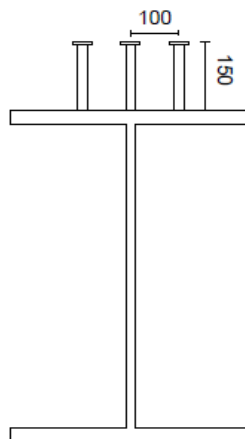
Η διατμητική αντοχή εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των ήλων και τη διάταξη τους. Επίσης ορισμένες κατασκευαστικές λεπτομέρειες, όπως οι αποστάσεις των ήλων στην εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση, η απόσταση του εγκάρσιου οπλισμού από τη κεφαλή του ήλου, και η απόσταση του ακραίου ήλου από την άκρη του χαλύβδινου πέλματος θα πρέπει να ικανοποιούν κάποιες συνθήκες. Οι συνθήκες αυτές συνοψίζονται στο Σχήμα 8.1.



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

Σχήμα 8.1: Διατάξεις Κατασκευαστικών Λεπτομερειών

Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε η χρησιμοποίηση 3Φ19 /150. Με βάση αυτή τη διάταξη έγιναν και οι έλεγχοι. Επιλέχθηκε να τοποθετηθούν 3 ήλοι στο πέλμα σε σταθερή διάταξη σε όλο το μήκος της δοκού με διάμετρο  $d = 19 \text{ mm}$ , ύψος  $h_{sc} = 150 \text{ mm}$  και διαμήκης απόσταση 150 mm. Η αντοχή  $f_u$  είναι 450 MPa, η εγκάρσια απόσταση μεταξύ των ήλων είναι  $e_T = 100 \text{ mm}$ , ενώ η απόσταση του ακραίου ήλου από την άκρη του χαλύβδινου πέλματος είναι  $e_D = 140 \text{ mm}$ . Στο σχήμα 8.2 φαίνεται ενδεικτικά η παραπάνω διαμόρφωση.



Σχήμα 8.2: Σύμμικτη Διατομή με Ήλους Κεφαλής

Με βάση τον Πίνακα 8.1 για  $\alpha = 1$ , διότι  $(h_{sc}/d) = 7.90 > 4$ , και  $\gamma_v = 1.25$  υπολογίζονται οι αντοχές  $P_{Rd1}$  και  $P_{Rd2}$ , δηλαδή  $P_{Rd,1} = 81.61 \text{ kN}$  και  $P_{Rd,2} = 91.36 \text{ kN}$ . Οι τελικές τιμές που θα λάβουμε υπόψη στους ελέγχους σε κάθε οριακή κατάσταση ελέγχου είναι:

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

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

### 8.3 Διαμήκης Διατμητική Ροή και Ανισώσεις Ελέγχου

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

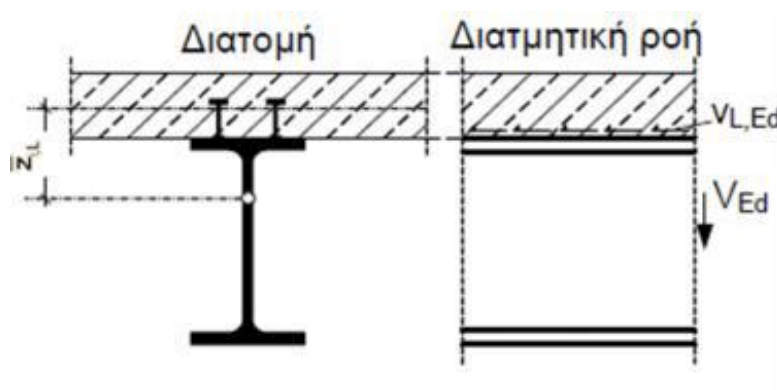
$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} * S}{I} \quad (\text{εξ. 8.1})$$

όπου

$S$  είναι η στατική ροπή της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνου ελέγχου. Για την συγκεκριμένη αμφιέριστη γέφυρα και για θετικές ροπές είναι:  $S = (A_c/n) * (z_1 - z_c)$  (εξ. 8.2)

$I$  είναι η ροπή αδράνειας της αρηγμάτωσης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνου και ελέγχου

Από την παραπάνω σχέση φαίνεται ότι η διαμήκης διατμητική ροή ακολουθεί το διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων. Για να την υπολογίσουμε θα πρέπει να υπολογιστούν οι τέμνουσες της σύμμικτης διατομής στο χρόνο  $t = 0$ , της φάσης λειτουργίας. Λαμβάνονται υπόψη οι δράσεις που δρουν στη σύμμικτη διατομή και ότι οι ιδιότητες της ισοδύναμης διατομής προσδιορίζονται για την αρηγμάτωση διατομή.



Σχήμα 8.3: Δρώσα Διατμητική Ροή

Η διατμητική αντοχή των συνδέσμων δίνεται από τις σχέσεις :

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

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

(εξ. 8.3)

όπου:

$n$  ο αριθμός των διατμητικών ήλων στη διατομή.

$e_L$  η διαμήκης απόσταση μεταξύ των ήλων.

Για 3Φ19 /150

- $v_{L,Rd}(\text{ΟΚΑ}) = 1632.2 \text{ kN/m}$
- $v_{L,Rd}(\text{ΟΚΛ}) = 1224.9 \text{ kN/m}$

Επομένως για να επαρκεί σύνδεση θα πρέπει να ικανοποιούνται οι ανισώσεις:

$$v_{L,Ed} \leq v_{L,Rd} \text{ στην ΟΚΑ}$$

$$v_{L,Ed,ser} \leq v_{L,Rd,ser} \text{ στην ΟΚΛ}$$

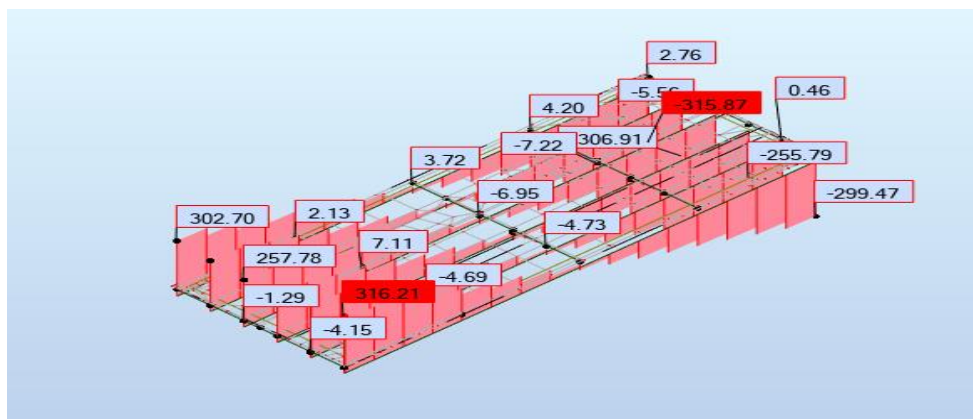
## 8.4 Έλεγχος στην ΟΚΑ

Ο έλεγχος γίνεται στην ακραία στήριξη της ακραίας δοκού για τη φάση λειτουργικότητας  $t=0$  και υπολογίζονται οι τέμνουσες από τα μόνιμα φορτία και τα μεταβλητά με βάση τη περιβάλλουσα των τεμνουσών. Στη συνέχεια προσδιορίζονται οι διατμητικές ροές και εξασφαλίζεται ότι η συνολική ροή είναι μικρότερη από την αντοχή των τοποθετημένων ήλων. Οι υπολογισμοί γίνονται για  $t=0$  δηλαδή για  $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$  και  $n_G = 6.18$ .

### 8.4.1 Μόνιμα Φορτία

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

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



Σχήμα 8.4:  $V_{Ed} (0.35G_1 + 1.35G_2)$

$$V_{Ed,G} = 316.21 \text{ kN}$$

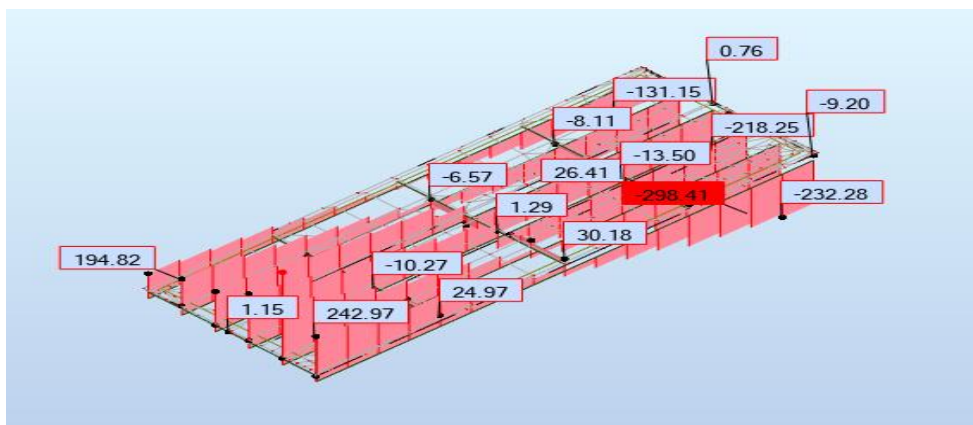
Ιδιότητες Διατομής :

1.  $n_G = 6.18$
2.  $A_c = 2800 \text{ cm}^2$
3.  $b_{eff} = 140 \text{ cm}$
4.  $z_c = 10 \text{ cm}$
5.  $A_{1G} = 1033.33 \text{ cm}^2$
6.  $z_{1G} = 56.58 \text{ cm}$
7.  $I_{1G} = 3759262 \text{ cm}^4$
8.  $S_{1G} = (2800/6.18) * (56.58 - 10) = 21119.5 \text{ cm}^3$

$$\Rightarrow v_{Ed,G} = 177.60 \text{ kN/m}$$

### 8.4.2 Μεταβλητά Φορτία

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



Σχήμα 8.5:  $V_{Ed} (1.35Q_1 + 0.9T)$

$$V_{Ed,Q} = 299 \text{ kN}$$

Ιδιότητες Διατομής :

1.  $n_Q = 6.18$
2.  $A_c = 2800 \text{ cm}^2$
3.  $b_{eff} = 140 \text{ cm}$
4.  $z_c = 10 \text{ cm}$
5.  $A_{1Q} = 1033.33 \text{ cm}^2$
6.  $z_{1Q} = 56.58 \text{ cm}$
7.  $I_{1Q} = 3759262 \text{ cm}^4$
8.  $S_{1Q} = (2800/6.18) * (56.58 - 10) = 21119.5 \text{ cm}^3$

$$\Rightarrow v_{Ed,Q} = 167.98 \text{ kN/m}$$

### 8.4.3 Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης

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

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,Q} = 177.60 + 168 = 345.60 \text{ kN/m} < v_{L,Rd} (\text{ΟΚΑ}) = 1632.24 \text{ kN/m}$$

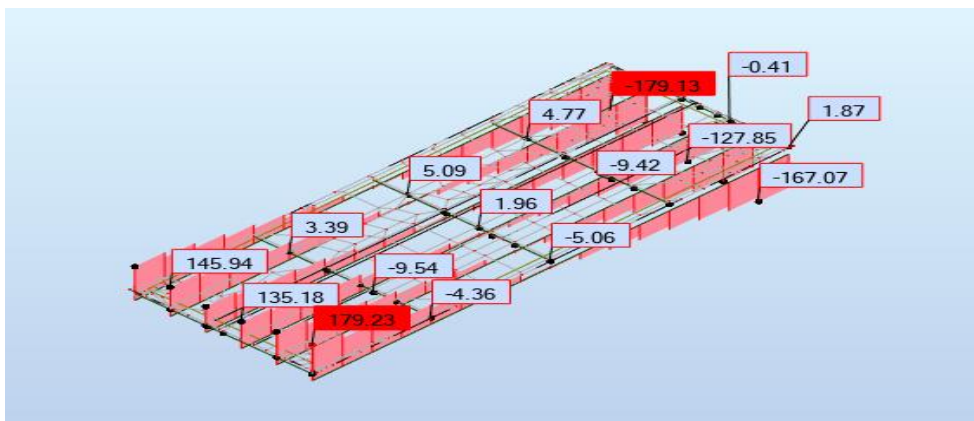
Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### 8.5 Έλεγχος στην ΟΚΛ

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

#### 8.5.1 Μόνιμα

$$\text{Συνδυασμός } 1 \cdot G_2 \rightarrow V_{Ed,G_2} = 179.23 \text{ kN}$$



Σχήμα 8.6 :  $V_{Ed} (1.0G_2)$

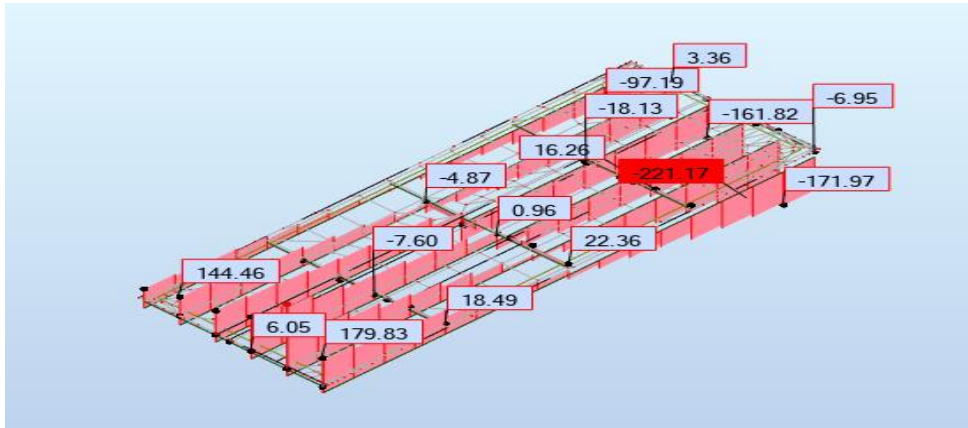
Ιδιότητες Διατομής :

1.  $n_G = 6.18$
2.  $A_c = 2800 \text{ cm}^2$
3.  $b_{eff} = 140 \text{ cm}$
4.  $z_c = 10 \text{ cm}$
5.  $A_{1G} = 1033.33 \text{ cm}^2$
6.  $z_{1G} = 56.58 \text{ cm}$
7.  $I_{1G} = 3759262 \text{ cm}^4$
8.  $S_{1G} = (2800/6.18) \cdot (56.58 - 10) = 21119.5 \text{ cm}^3$

$$\Rightarrow V_{Ed,G} = 100.60 \text{ kN/m}$$

#### 8.5.2 Μεταβλητά Φορτία

$$\text{Συνδυασμός } 1Q + 0.6T \rightarrow V_{Ed,Q} = 229.6 \text{ kN}$$



Σχήμα 8.7:  $V_{Ed}(1.0Q + 0.6T)$

Ιδιότητες Διατομής :

1.  $n_Q = 6.18$
2.  $A_c = 2800 \text{ cm}^2$
3.  $b_{eff} = 140 \text{ cm}$
4.  $z_c = 10 \text{ cm}$
5.  $A_{1Q} = 1033.33 \text{ cm}^2$
6.  $z_{1Q} = 56.58 \text{ cm}$
7.  $I_{1Q} = 3759262 \text{ cm}^4$
8.  $S_{1Q} = (2800/6.18) \cdot (56.58 - 10) = 21119.5 \text{ cm}^3$

$$\Rightarrow v_{Ed,Q} = 129.0 \text{ kN/m}$$

### 8.5.3 Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης

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

Δρώσα Διατμητική Ροή Σχεδιασμού

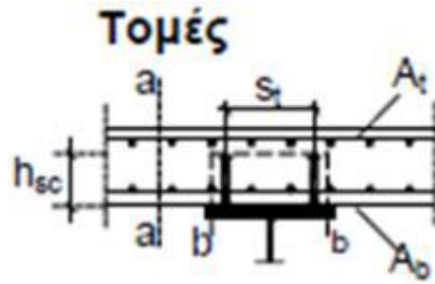
$$V_{Ed} = V_{Ed,G2} + V_{Ed,Q} = 100.60 + 129.0 = 229.60 \text{ kN/m} < v_{L,Rd}(\text{ΟΚΛ}) = 1224 \text{ kN/m}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

## 8.6 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος

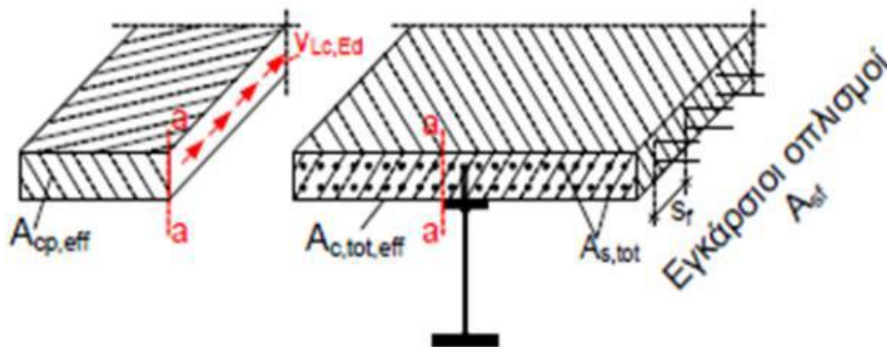
### 8.6.1 Δρώσα Διατμητική Ροή

Η διατμητική ροή μεταφέρεται από την πλάκα σκυροδέματος στους διατμητικούς ήλους και στη συνέχεια στη σιδηροδοκό. Κατά τη μεταφορά από την πλάκα στους ήλους αναπτύσσεται διαμήκης διάτμηση σε διάφορες τομές τύπου α-α και β-β όπως φαίνεται στα Σχήματα 8.8, 8.9.



Σχήμα 8.8: Τομές a-a και b-b

### Δρώσα διατμητική ροή $V_{Lc,Ed}$



Σχήμα 8.9: Δρώσα Διατμητική Ροή Στη Πλάκα Σκυροδέματος

Η διατμητική ροή για το θλιβόμενο και εφελκόμενο πέλμα ορίζεται ως εξής:

Θλιβόμενο Πέλμα

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

Εφελκόμενο Πέλμα

$$V_{Lc,Ed} = V_{L,Ed} * \frac{A_{sp}}{A_{s,tot}} \quad (\text{εξ. 8.5})$$

$$V_{Lc,Ed} = V_{L,Ed}$$

Η μέγιστη διατμητική ροή δίνεται από τη σχέση:  $v_{L,ED} = (n * P_{rd}) / e_L$  (εξ. 8.6)

που καλύπτει την πλήρη διατμητική ροή. Απλοποιητικά μπορούμε να πάρουμε αυτή την τιμή για την τομή b-b και το 50% για την a-a.

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

$$L_{v,(b-b)} = 2h_{cs} + s_t + d_{head,sc} = 532 \text{ mm} \quad (\text{εξ. 8.7})$$

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

$s_t = 200$  mm, εγκάρσια απόσταση ύλων

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

Δρώσα Διατμητική ροή για (3Φ19/15) σε όλο το μήκος :

$$V_{Lc,Ed (b-b)} = \max(V_{Ed}, V_{Rd,ser}) = 1224 \text{ kN/m} \quad (\text{εξ. 8.9})$$

$$V_{Lc,Ed(a-a)} = 0.5 * V_{Lc,Ed(b-b)} = 612 \text{ kN/m} \quad (\text{εξ. 8.10})$$



### 8.6.2 Έλεγχος θλιπτήρων -ελκυστήρων

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

$$V_{c,Rd} = v * f_{cd} * L_v * \left( \frac{1}{\cot\theta + \tan\theta} \right) \quad (\text{εξ. 8.11})$$

$$\text{με } v = 0.6 * \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (\text{εξ. 8.12})$$

$$V_{s,Rd} = \left( \frac{A_{sf}}{s_f} \right) * f_{sd} * \cot\theta, \quad (\text{εξ. 8.13})$$

όπου  $\left( \frac{A_{sf}}{s_f} \right)$  δίνεται στο Σχήμα 8.10 ανάλογα με την τομή που εξετάζουμε.

Τομές	$A_{sf} / s_f$
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2 \cdot A_b$
c-c	$2 \cdot A_b$
d-d	$2 \cdot A_{bh}$

Σχήμα 8.10:  $\left( \frac{A_{sf}}{s_f} \right)$

Στο Σχήμα 8.10:

$A_b \rightarrow$  εμβαδόν κάτω εγκάρσιου οπλισμού

$A_t \rightarrow$  εμβαδόν άνω εγκάρσιου οπλισμού

$A_{bh} \rightarrow$  εμβαδόν κάτω εγκάρσιου οπλισμού στο κεκλιμένο τμήμα

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

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

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

- Αντοχή θλιπτήρα σκυροδέματος:

$$V_{c,Rd}^{(a-a)} = 0.52 * \left( \frac{35}{1.50} \right) * 200 * \left( \frac{1}{1.2 + 1.2^{-1}} \right) = 1184.26 \text{ kN/m} > V_{LC,Ed}^{(a-a)} = 612 \text{ kN/m}$$

$$V_{c,Rd}^{(b-b)} = 3174.56 \text{ kN/m} > V_{LC,Ed}^{(b-b)} = 1224 \text{ kN/m}$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

- Αντοχή εγκάρσιου οπλισμού:

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

Υπολογίζεται ο απαιτούμενος εγκάρσιος οπλισμός με  $V_{LC,Ed}^{(b-b)} = 1224 \text{ kN/m}$

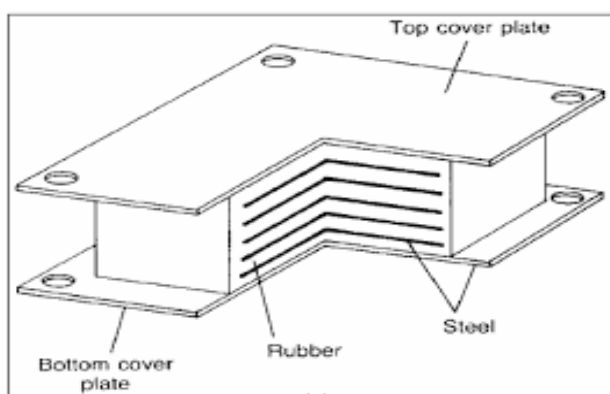
$$\frac{A_{sf}}{s_f} (b-b) \geq \frac{v_{Lc,Ed}}{\cot\theta * f_{sd}} = 23.46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τελικά ο ελάχιστος εγκάρσιος σπλισμός που απαιτείται για τη διατμητική κάλυψη χάλυβα και πλάκα σκυροδέματος είναι  $A_{b(\text{κάτω})} = \frac{A_{sf}}{s_f} / 2 = 11.73 \text{ cm}^2/\text{m}$  και  $A_{t(\text{άνω})} = 5.9 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

## 9 Εφέδρανα

Τα εφέδρανα μεταβιβάζουν δυνάμεις από το φορέα στην θεμελίωση και παρέχουν τη δυνατότητα οριζόντιων μετατοπίσεων, εφόσον αυτές δεν παρεμποδίζονται με κατασκευαστικά μέτρα, καθώς και στροφών περί τους τρεις άξονες. Επιλέχθηκε η έδραση του φορέα να γίνει επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων, τα οποία αποτελούν την οικονομικότερη και απλούστερη λύση.

Τα κυριότερα μεγέθη για το σχεδιασμό των εφεδράνων είναι η κατακόρυφη αντίδραση και η στροφή ως προς τον εγκάρσιο άξονα, καθώς και οι οριζόντιες μετακινήσεις. Η φέρουσα ικανότητα ως προς το κατακόρυφο φορτίο συναρτάται με τις διαστάσεις κάτοψης του εφεδράνου. Η παραμορφωσιμότητα αυξάνει με το συνολικό ύψος των στρώσεων καουτσούκ.



Σχήμα 9.1: Εφέδρανο τύπου C2

Μετά από δοκιμές στις οποίες έγιναν οι απαραίτητοι έλεγχοι υπό στατικές και σεισμικές και φορτίσεις επιλέγονται ορθογωνικά εφέδρανα τύπου C 2, διαστάσεων 600×700×250(185). Στα εφέδρανα C2 όπως φαίνεται και στο Σχήμα 9.1 οι άνω και κάτω στρώσεις αποτελούνται από χαλύβδινα ελάσματα και μπορεί να διασφαλιστούν έναντι ολίσθησης και στις δύο πλευρές. Σύμφωνα με το EN 1337 [26], σε αντίθεση με άλλες κατηγορίες εφεδράνων, τα C2 επιτρέπεται να παραλαμβάνουν μια μικρή εφελκυστική τάση ίση με 1 MPa για δυσμενή συνδυασμό δράσεων. Άλλου τύπου εφέδρανα αδυνατούν να ανταπεξέλθουν στην παραλαβή εφελκυστικών δυνάμεων και δεν είναι κατάλληλα για το σκοπό αυτό. Επίσης τοποθετούνται με τη μικρή πλευρά στην όψη της γέφυρας ώστε να ελαχιστοποιηθεί η επίδραση της σημαντικά μεγαλύτερης διαμήκουσ στροφής. Στο Σχήμα 9.2 φαίνονται τα βασικά χαρακτηριστικά σύμφωνα με τον κατασκευαστή.

<b>4,10</b> <b>5,00</b> <b>6,30</b>	<b>∅ 600</b> <b>∅ 650</b> <b>600x700</b>	<b>3</b>	<b>35</b>	<b>70</b>	<b>50</b>
		<b>4</b>	<b>46</b>	<b>90</b>	<b>65</b>
		<b>5</b>	<b>56</b>	<b>110</b>	<b>80</b>
		<b>6</b>	<b>67</b>	<b>130</b>	<b>95</b>
		<b>7</b>	<b>77</b>	<b>150</b>	<b>110</b>
		<b>8</b>	<b>86</b>	<b>170</b>	<b>125</b>
		<b>9</b>	<b>93</b>	<b>190</b>	<b>140</b>
		<b>10</b>	<b>99</b>	<b>210</b>	<b>155</b>
		<b>11</b>	<b>105</b>	<b>230</b>	<b>170</b>
		<b>12</b>	<b>109</b>	<b>250</b>	<b>185</b>
		<b>13</b>	<b>113</b>	<b>270</b>	<b>200</b>

Σχήμα 9.2: Πίνακας Με Βάση Προδιαγραφών Κατασκευαστή

## 9.1 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά

Τα γεωμετρικά στοιχεία του εφεδράνου τα οποία φαίνονται στο Σχήμα 9.3, που αποτελεί μία τυπική διατομή εφεδράνου, είναι :

- Συνολικό πάχος ελαστομερούς  $\rightarrow T_q = T_e = T_b - (n+1) \cdot t_s = 185 \text{ mm}$  (εξ. 9.1)

$T_b$  : συνολικό πάχος εφεδράνου = 250 mm

$n$  : αριθμός πλακών ενίσχυσης = 12

$t_s$  : πάχος χαλύβδινων πλακών = 5 mm

- Ενεργός επιφάνεια εφεδράνου  $\rightarrow A_1 = a' \cdot b' = 4071 \text{ cm}^2$ , όπου  $a'$ ,  $b'$  είναι ενεργό πλάτος και μήκος του εφεδράνου (δηλαδή το μήκος και πλάτος των χαλύβδινων πλακών) ίσα με 59 cm, 69 cm αντίστοιχα.

- Περίμετρος  $\rightarrow I_p = 2 \cdot (a' + b') = 256 \text{ cm}$  (εξ. 9.2)

- Συντελεστής σχήματος  $\rightarrow S = \frac{A_1}{I_p \cdot t_i} = 10.6$  (εξ. 9.3)

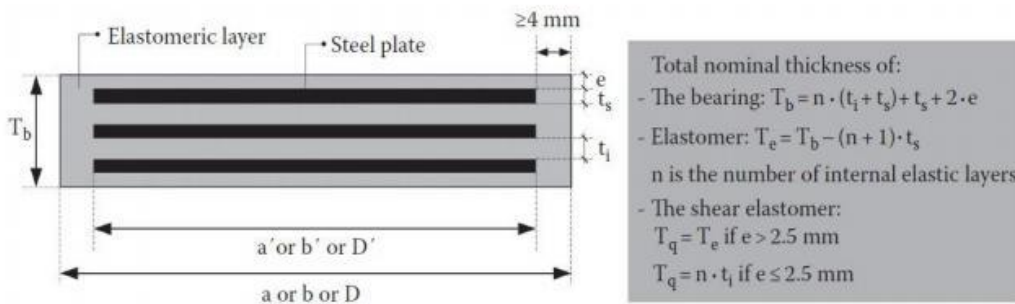
όπου  $t_i$  είναι το πάχος μιας ανεξάρτητης στρώσης ελαστομερούς.

- Κατακόρυφη δυσκαμψία εφεδράνων  $\rightarrow K_z = \left[ \frac{n \cdot t_i}{A_1} \left( \frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1}$  (εξ. 9.4)

$\rightarrow K_z = 912783.18 \text{ kN/m}$ , όπου  $G = 900 \text{ kPa}$ ,  $E_b = 2000 \text{ MPa}$ .

- Οριζόντιες δυσκαμψίες εφεδράνων  $\rightarrow K_x = K_y = \frac{a \cdot b \cdot G}{T_e} = 2043 \text{ kN/m}$  (εξ. 9.5)

όπου  $a$ ,  $b$  είναι οι διαστάσεις του εφεδράνου.



Σχήμα 9.3: Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Τυπικού Ελαστομεταλλικού Εφεδράνου

## 9.2 Έλεγχοι Εφεδράνων

Το πρότυπο EN 1337 [26] προδιαγράφει τους απαιτούμενους ελέγχους που αναφέρονται στη συνέχεια:

- Έλεγχος Παραμορφώσεων  $\rightarrow \epsilon_{t,d} = K_L \cdot (\epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{a,d}) < 7$  (εξ. 9.6)

$\epsilon_{c,d}$ : παραμόρφωση λόγω θλίψης

$\epsilon_{q,d}$ : διατμητική παραμόρφωση

$\epsilon_{a,d}$ : παραμόρφωση λόγω στροφής

$K_L$ : συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο του φορτίου, για φορτία κυκλοφορίας ίσος με 1.5 με συνιστώμενη τιμή γενικά 1)

- Παραμόρφωση  $\epsilon_{c,d} = \left( \frac{1.50 \cdot F_{z,d}}{G \cdot A_r \cdot S} \right)$  (εξ. 9.7)

G: μέτρο διάτμησης ελαστομερούς (ίσο με 0.9MPa)

$v_{x,d}$ ,  $v_{y,d}$ : οριζόντιες μετακινήσεις παράλληλα στην διαμήκη a και εγκάρσια b πλευρά αντίστοιχα

$a'$ ,  $b'$ : πλάτη χαλύβδινων πλακών

$$A_1 : \text{εμβαδόν διατομής χαλύβδινων πλακών} \rightarrow A_1 = a' * b' \quad (\text{εξ. 9.8})$$

$$A_r : \text{μειωμένο εμβαδόν διατομής εφεδράνου} \rightarrow A_r = A_1 * \left(1 - \frac{v_{x,d}}{a'} - \frac{v_{y,d}}{b'}\right) \quad (\text{εξ. 9.9})$$

$t_i$  : πάχος κάθε στρώσης ελαστομερούς

$$S : \text{συντελεστής σχήματος} \rightarrow S = (a' * b') / (2 * t_i * (a' + b')) \quad (\text{εξ. 9.10})$$

$$\blacksquare \text{ Παραμόρφωση } \varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{Tq} \quad (\text{εξ. 9.11})$$

$Tq$  : συνολικό πάχος ελαστομερούς

$$v_{xy,d} : \text{συνισταμένη μετακίνηση} \rightarrow v_{xy,d} = \sqrt{v_{x,d}^2 + v_{y,d}^2} \quad (\text{εξ. 9.12})$$

$$\blacksquare \text{ Παραμόρφωση } \varepsilon_{\alpha,d} = \frac{\alpha_i'^2 * \alpha_{\alpha,d} + b_i'^2 * \alpha_{b,d}}{2 * n * t_i^2} \quad (\text{εξ. 9.13})$$

$\alpha_{\alpha,d}$  : γωνία στροφής ως προς το πλάτος του εφεδράνου

$\alpha_{b,d}$  : γωνία στροφής ως προς το πλάτος b του εφεδράνου

n: αριθμός εσωτερικών στρώσεων ελαστομερούς

$$\triangleright \text{ Έλεγχος πάχους χαλύβδινων ελασμάτων } t_s = \frac{K_p * F_{z,d} * t_i * K_h * \gamma_m}{A_r * f_y} \geq 2 \text{ mm} \quad (\text{εξ. 9.14})$$

$K_p$  : διορθωτικός συντελεστής ίσος με 1.3

$K_h = 1$ , για εφέδρανα χωρίς οπές (2 με οπές)

$\gamma_m$  : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1

$$\triangleright \text{ Περιορισμός στροφής (αποφυγή ανύψωσης εφεδράνου) } \frac{F_{z,d}}{K_z} \geq \frac{a' * \alpha_{\alpha,d} + b' * \alpha_{b,d}}{K_{r,d}}$$

$F_{z,d}$  : κατακόρυφη θλιπτική δύναμη σχεδιασμού

$E_b$  : μέτρο συμπίεσης ελαστομερούς  $\rightarrow E_b = 2000 \text{ MPa}$

$$\triangleright \text{ Έλεγχος Ευστάθειας } \frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 * a' * G * S}{3 * T_e}$$

$\triangleright$  Ασφάλεια σε ολίσθηση ( για εφέδρανα B(1) και B/C(1/2) )

$$F_{xy,d} \leq (\mu_e * F_{z,d,min}) \text{ και } \frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

$F_{xy,d}$  : οριζόντια συνισταμένη δύναμη

$F_{z,d,min}$  : κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού που συνυπάρχει με την  $F_{xy,d}$

$F_{z,Gmin}$  : ελάχιστη κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού υπό μόνιμα φορτία

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.50 * K_f}{\sigma_m} \text{ (συντελεστής τριβής)} \quad (\text{εξ. 9.15})$$

$K_f = 0.6$  (για επαφή με σκυρόδεμα) και  $K_f = 0.2$  (για άλλα υλικά)

$\sigma_m$  : μέση θλιπτική τάση που αντιστοιχεί στην  $F_{z,d,min}$  (MPa)

## 9.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Κάθε εφέδρανο που δοκιμάστηκε εισήχθη στο προσομοίωμα ως ελατήριο με οριζόντιες δυσκαμψίες  $K_x = K_y = \frac{a*b*G}{T_e}$  και κατακόρυφη  $K_z = [ \frac{n*t_i}{A_1} (\frac{1}{5*G*S^2} + \frac{1}{E_b}) ]^{-1}$ . Με βάση τους συνδυασμούς των δράσεων για στατικές και για σεισμικές φορτίσεις υπολογίστηκαν τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis και έγιναν οι απαιτούμενοι έλεγχοι.

Για τις στατικές δράσεις ο έλεγχος ΟΚΑ έγινε για το συνδυασμό :

$$1.35G + S + 1.35Q + 0.9\Delta T + 0.9W$$

Για τις σεισμικές δράσεις ο έλεγχος έγινε για το συνδυασμό:

$$G + S + 0.2 \cdot Q_{UDL} + 0.5 \cdot \Delta T + E_x + 0.3 \cdot E_y$$

Για τον έλεγχο περιορισμού της στροφής χρησιμοποιείται ο συνδυασμός ΟΚΛ  $G + S + Q + 0.6\Delta T + 0.6W$  και αφαιρέθηκε η γωνία λόγω προπαραμόρφωσης-αντιβέλους (12 mrad).

Συγκεκριμένα για κάθε μία από τις παραπάνω φορτίσεις ( $G, S, T, Q, E_x, E_y$ ) και για κάθε εφέδρανο που δοκιμάστηκε έγινε ανάλυση μέσω του λογισμικού Robot και προέκυψαν για κάθε εφέδρανο οι τιμές  $F_z, \alpha_y, \delta_x, \delta_y$ , όπου  $F_z$  είναι η κατακόρυφη αντίδραση,  $\alpha_y$  οι γωνίες στροφής ως προς τον άξονα  $y$ , και  $\delta_x, \delta_y$  οι μέγιστες οριζόντιες σχετικές μετακινήσεις των εφεδράνων κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$ .

Στη συνέχεια συνδυάστηκαν τα αποτελέσματα κάθε ανάλυσης για να προκύψουν οι συνδυασμοί ελέγχου που παρουσιάστηκαν προηγουμένως. Έπειτα έγιναν οι υπολογισμοί από το λογιστικό φύλλο Excel.

### 9.3.1 Στατικές Δράσεις

Στα Σχήματα 9.4, 9.5 φαίνονται τα στοιχεία που εισήχθησαν στο πρόγραμμα και οι αντίστοιχοι έλεγχοι με μπλε χρώμα. Κάθε στήλη αντιστοιχεί σε μία χαρακτηριστική μεταβλητή που αναλογεί σε κάθε ένα από τα 12 εφέδρανα. Αφού υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα Robot οι τιμές  $F_z, \alpha_y, \delta_x, \delta_y$ , οι τελικές τιμές που εισήχθησαν στο Excel ήταν αυτές που αντιστοιχούσαν στη μέγιστη κατακόρυφη αντίδραση  $F_z$ . Έπειτα ορίστηκαν στο Excel οι ζητούμενες μεταβλητές, δηλαδή η παραμόρφωση λόγω θλίψης, διάτμησης και στροφής και ελέγχθηκε η συνολική παραμόρφωση. Οι συγκεκριμένες παράμετροι δίνονται στο Σχήμα 9.4.

ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ					
$1.35G + S + 1.35Q + 0.9\Delta T + 0.9W$					
ΕΦΕΔΡΑΝΟ	$F_z$	$\alpha_y$	$\delta_x$ [mm]	$\delta_y$ [mm]	$\alpha_x$
1	784,5625	15,05	7,75	1,08	5,4
2	843,1365	-15,05	-7,75	0,99	-5,4
3	1174,723	16,4	7,75	1,08	5,4
4	1190,6475	-16,4	-9,1	0,99	-4,05
5	1173,252	16,4	9,1	1,08	4,05
6	1147,9365	-16,4	-9,1	0,99	-2,7
7	962,2175	16,4	7,75	1,08	1,35
8	933,2635	-16,4	-7,75	0,99	-1,35
9	717,2425	13,7	6,4	1,08	1,35
10	686,637	-13,7	-5,05	0,99	-2,7
11	544,3265	11	5,05	1,08	2,7
12	527,9675	-11	-5,05	0,99	-2,7

ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ													
λόγω θλίψης	Ar [m <sup>2</sup> ]	Es,d	λόγω διάτμησης	V <sub>xy,d</sub> [mm]	Es,d	Συνθήκη	Έλεγχος	λόγω στρόφης	Es,d	Συνολική παραμόρφωση	Es,d	Συνθήκη	Έλεγχος
1	0,401	0,307		7,825	0,031	<1	OK		1,446		1,785	<7	OK
2	0,412	0,322		7,813	0,031	<1	OK		-1,446		-1,093	<7	OK
3	0,401	0,460		7,825	0,031	<1	OK		1,533		2,025	<7	OK
4	0,413	0,453		9,154	0,037	<1	OK		-1,414		-0,924	<7	OK
5	0,400	0,461		9,164	0,037	<1	OK		1,414		1,912	<7	OK
6	0,413	0,437		9,154	0,037	<1	OK		-1,295		-0,821	<7	OK
7	0,401	0,377		7,825	0,031	<1	OK		1,176		1,585	<7	OK
8	0,412	0,356		7,813	0,031	<1	OK		-1,176		-0,789	<7	OK
9	0,402	0,280		6,490	0,026	<1	OK		1,002		1,309	<7	OK
10	0,410	0,263		5,146	0,021	<1	OK		-1,121		-0,837	<7	OK
11	0,403	0,212		5,164	0,021	<1	OK		0,947		1,180	<7	OK
12	0,410	0,202		5,146	0,021	<1	OK		-0,947		-0,724	<7	OK

Σχήμα 9.4: Υπολογιστικό φύλλο Excel για σχεδιασμό εφεδράνων με Στατικές Δράσεις

Στη συνέχεια, όπως φαίνεται στο Σχήμα 9.5, ελέγχθηκαν τα χαλύβδινα ελάσματα σε εφελκυσμό, ενώ έγινε ο έλεγχος για τον περιορισμό της στρόφης και ο έλεγχος επάρκειας σε ευστάθεια. Δοκιμάστηκαν διάφορες διαστάσεις εφεδράνων από την κατηγορία C2 μέχρι να ικανοποιούνται ως επί το πλείστον όλοι οι έλεγχοι σε κάθε εφέδρανο.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ				ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ				ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΡΟΦΗΣ					
	ts,min [m]	Συνθήκη	Έλεγχος		Fz / Ar	2a'GS / 3Te	Έλεγχος		uz = Fz / Kz	(a'ay + b'ax) / Kr,d	Έλεγχος		
1	0,32	>0,002	OK	1	1955,953	<	20286,23	OK	1	0,0009	>	0,0008	OK
2	0,34	>0,002	OK	2	2047,127	<	20286,23	OK	2	0,0009	>	-0,0008	OK
3	0,49	>0,002	OK	3	2928,642	<	20286,23	OK	3	0,0013	>	0,0010	OK
4	0,48	>0,002	OK	4	2884,356	<	20286,23	OK	4	0,0013	>	-0,0008	OK
5	0,49	>0,002	OK	5	2931,783	<	20286,23	OK	5	0,0013	>	0,0008	OK
6	0,46	>0,002	OK	6	2780,888	<	20286,23	OK	6	0,0013	>	-0,0006	OK
7	0,40	>0,002	OK	7	2398,855	<	20286,23	OK	7	0,0011	>	0,0003	OK
8	0,38	>0,002	OK	8	2265,954	<	20286,23	OK	8	0,0010	>	-0,0003	OK
9	0,30	>0,002	OK	9	1783,978	<	20286,23	OK	9	0,0008	>	0,0000	OK
10	0,28	>0,002	OK	10	1674,723	<	20286,23	OK	10	0,0008	>	-0,0002	OK
11	0,22	>0,002	OK	11	1350,759	<	20286,23	OK	11	0,0006	>	-0,0002	OK
12	0,21	>0,002	OK	12	1287,724	<	20286,23	OK	12	0,0006	>	0,0002	OK

Σχήμα 9.5: Υπολογιστικό φύλλο Excel για σχεδιασμό εφεδράνων με Στατικές Δράσεις

### 9.3.2 Σεισμικές Δράσεις

Με βάση τη δυσκαμψίες του τύπου του εφεδράνου που επιλέχθηκε από τις στατικές δράσεις και αθροίζοντας τις για όλα τα εφέδρανα, δηλαδή συνολικά 12, προκύπτει η συνολική δυσκαμψία του ανοίγματος που εξετάζεται. Στη συνέχεια υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος του και τα χαρακτηριστικά του σεισμού σύμφωνα με τη διαδικασία που προβλέπεται από τον EC8 [25] και λαμβάνοντας υπόψη το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα. Οι σεισμικές δράσεις ελήφθησαν ίσες κατά x και y. Συγκεκριμένα:

$$Kx' = Ky' = 2247.6 \text{ kN/m} \quad (G_b = 1.1 * G = 990 \text{ kPa}) \quad \text{και} \quad K_{ολχ'} = K_{ολγ'} = K_{ολ} = 12 * 2043 = 26970.8 \text{ kN/m}$$

Συνολικά κατακόρυφα φορτία της γέφυρας για τους σεισμικούς συνδυασμούς :

$$6 * (1.1 * 78.5 * 0.058) * 33 \text{m} = 991.64 \text{ kN.}$$

$$5.0 \text{ kN/m}^2 * 33.0 \text{m} * 12.0 \text{m} = 1980 \text{ kN}$$

$$7.875 \text{ kN/m}^2 * 2 * 2.1 * 33 = 1091.47 \text{ kN}$$

$$2.4 \text{ kN/m}^2 * 8.5 * 33 = 673.2 \text{ kN}$$

$$0.5 \text{ kN/m}^2 * 12.0 * 33 = 198 \text{ kN}$$

Σύνολο  $\Rightarrow 4934.3 \text{ kN}$

$$T = 2 * \pi * \sqrt{M / K_{ολ}} = 0.90 \text{ sec} \quad (\text{εξ. 9.16})$$

όπου  $M=4934.3/g \text{ Mgr}$

Για τη γέφυρα που εξετάζεται λαμβάνουμε υπόψη τα ακόλουθα:

1. Βρίσκεται σε Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (Εθνικό Προσάρτημα EN1998-1)  
 $\rightarrow a_{gr} = 0.24g$
2. Είναι συνήθους σπουδαιότητας  $\rightarrow \gamma_1 = 1.0$
3. Το έδαφος είναι κατηγορίας B Τύπου 1  $\rightarrow S = 1.2 / T_B = 0.15 \text{ sec} / T_C = 0.50 \text{ sec} / T_D = 2.50 \text{ sec}$
4. Η απόσβεση λόγω κοινών ελαστομεταλλικών εφεδράνων  $\rightarrow \xi = 5\% (\eta = 1)$
5. Γίνεται ελαστικός σχεδιασμός  $\rightarrow q = 1.0$  (ελαστικό φάσμα απόκρισης του Ευρωκώδικα)

$$\Rightarrow S_e(T) = a_{gr} * \gamma_1 * S * \eta * 2.5 * T_c / T = 0.39 g \quad (\text{εξ. 9.17})$$

$$\Rightarrow H_e = S_e(T) * M = 1924.38 \text{ kN} \quad (\text{εξ. 9.18})$$

$$\Rightarrow \delta_e = H_e / K_{ολ} = 0.08 \text{ m} \quad (\text{εξ. 9.19})$$

## 9.4 Έλεγχοι Εφεδράνων Σε Σεισμικές Δράσεις

Οι σεισμικές δράσεις δεν ελήφθησαν στην ανάλυση για το σχεδιασμό των εφεδράνων, αλλά η επάρκεια των εφεδράνων που τελικά επιλέχθηκαν με τις στατικές δράσεις, εξετάστηκε και στο σεισμικό συνδυασμό, δηλαδή για  $Ex + 0.3Ey$  ( $Ex=Ey=He$ ). Εισάγοντας τις οριζόντιες δυσκαμψίες  $Kx' = Ky' = 2247.6 \text{ kN/m}$  και  $Kz' = 984200.9 \text{ kN/m}$  στο Robot Structural Analysis, έγιναν εκ νέου οι υπολογισμοί για το σεισμικό συνδυασμό και υπολογίστηκαν οι ίδιες παράμετροι όπως και για τις στατικές δράσεις. Τα σεισμικά φορτία επιβλήθηκαν στο κέντρο μάζας της κατασκευής και αυτή τη φορά οι τιμές  $Fz$ ,  $\alpha_y$ ,  $\delta_x$ ,  $\delta_y$  ελήφθησαν για μέγιστη οριζόντια μετακίνηση  $\delta_x$ . Στα υπολογιστικά φύλλα του Excel στα Σχήματα 9.6, 9.7 φαίνονται οι νέες τιμές και οι καινούργιοι έλεγχοι.

ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ					
$G + S + 0.2UDL + 0.5\Delta T + Ex + 0.3Ey$					
ΕΦΕΔΡΑΝΟ	$F_z$ [kN]	$\alpha_y$ [mrad]	$\delta_x$ [mm]	$\delta_y$ [mm]	$\alpha_x$ [mrad]
1	359,799	8,3	12,8	2,5	2,4
2	381,736	-8,3	4	2,5	-2,4
3	446,23	9,3	12,8	2,5	2,4
4	436,604	-9,3	3	2,5	-1,4
5	437,329	9,3	13,8	2,5	1,4
6	422,028	-9,3	3	2,5	-1,2
7	395,703	9,3	13,6	2,5	1
8	403,662	-9,3	3,2	2,5	-1
9	365,196	8,9	13,4	2,5	1
10	370,239	-8,9	4,4	2,5	-2
11	340,883	7,7	12,4	2,5	2
12	325,783	-7,7	4,4	2,5	-2



ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ													
λόγω θλίψης	Ar [m <sup>2</sup> ]	Εc,d	λόγω διάτμησης	V <sub>xy,d</sub> [mm]	Εq,d	Συνθήκη	Έλεγχος	λόγω στροφής	Εα,d	Συνολική παραμόρφωση	Εt,d	Συνθήκη	Έλεγχος
1	0,397	0,143		13,042	0,052	< 1	OK		0,747		0,941	< 7	OK
2	0,403	0,149		4,717	0,019	< 1	OK		-0,747		-0,579	< 7	OK
3	0,397	0,177		13,042	0,052	< 1	OK		0,811		1,040	< 7	OK
4	0,404	0,170		3,905	0,016	< 1	OK		-0,723		-0,537	< 7	OK
5	0,396	0,174		14,025	0,056	< 1	OK		0,723		0,953	< 7	OK
6	0,404	0,164		3,905	0,016	< 1	OK		-0,705		-0,525	< 7	OK
7	0,396	0,157		13,828	0,055	< 1	OK		0,688		0,900	< 7	OK
8	0,403	0,157		4,061	0,016	< 1	OK		-0,688		-0,514	< 7	OK
9	0,396	0,145		13,631	0,055	< 1	OK		0,662		0,861	< 7	OK
10	0,403	0,145		5,061	0,020	< 1	OK		-0,750		-0,585	< 7	OK
11	0,397	0,135		12,650	0,051	< 1	OK		0,673		0,858	< 7	OK
12	0,403	0,127		5,061	0,020	< 1	OK		-0,673		-0,525	< 7	OK

Σχήμα 9.6: Υπολογιστικό φύλλο Excel για σχεδιασμό εφεδράνων με Σεισμικές Δράσεις

ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ			ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ				ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΡΟΦΗΣ						
	ts,min [m]	Συνθήκη	Έλεγχος		Fz / Ar	2a'GS / 3Te	Έλεγχος		uz = Fz / Kz		(a'ay + b'ax) / Kr,d	Έλεγχος	
1	0,15	> 0,002	OK	1	906,77	<	20286,23	OK	1	0,0004	>	-0,0002	OK
2	0,16	> 0,002	OK	2	947,55	<	20286,23	OK	2	0,0004	>	0,0002	OK
3	0,19	> 0,002	OK	3	1124,59	<	20286,23	OK	3	0,0005	>	0,0000	OK
4	0,18	> 0,002	OK	4	1081,89	<	20286,23	OK	4	0,0005	>	0,0002	OK
5	0,18	> 0,002	OK	5	1104,08	<	20286,23	OK	5	0,0005	>	-0,0002	OK
6	0,17	> 0,002	OK	6	1045,78	<	20286,23	OK	6	0,0005	>	0,0003	OK
7	0,17	> 0,002	OK	7	998,64	<	20286,23	OK	7	0,0004	>	-0,0003	OK
8	0,17	> 0,002	OK	8	1000,61	<	20286,23	OK	8	0,0004	>	0,0003	OK
9	0,15	> 0,002	OK	9	921,33	<	20286,23	OK	9	0,0004	>	-0,0004	OK
10	0,15	> 0,002	OK	10	919,65	<	20286,23	OK	10	0,0004	>	0,0001	OK
11	0,14	> 0,002	OK	11	858,50	<	20286,23	OK	11	0,0004	>	-0,0004	OK
12	0,13	> 0,002	OK	12	809,22	<	20286,23	OK	12	0,0004	>	0,0004	OK

Σχήμα 9.7: Υπολογιστικό φύλλο Excel για σχεδιασμό εφεδράνων με Σεισμικές Δράσεις

Τελικά τα εφέδρανα που επιλέχθηκαν παρουσιάζουν μία αρκετά καλή συμπεριφορά ως προς τους ελέγχους.

## 10 Βάθρα

Τα δομικά μέλη επί των οποίων στηρίζονται οι φορείς των καταστρωμάτων ονομάζονται βάθρα και, αναλόγως της θέσεως τους, διακρίνονται σε μεσόβαθρα και ακρόβαθρα. Η στήριξη του φορέα ανωδομής επί των βάθρων γίνεται είτε απ'ευθείας, οπότε υπάρχει συνέχεια του υλικού ανωδομής-βάθρου και η στήριξη ονομάζεται μονολιθική, είτε με παρεμβολή ειδικών διατάξεων, οι οποίες ονομάζονται εφέδρανα. Σε συνεχείς φορείς πολλών ανοιγμάτων, συχνά χρησιμοποιούνται και τα δύο ανωτέρω είδη στηρίξεων.

Η επιλογή του τρόπου στήριξης της ανωδομής επί των βάθρων και η επιλογή της μορφής των βάθρων είναι ιδιαίτερα σημαντική στο σχεδιασμό των γεφυρών, καθόσον έχει άμεση επιρροή στην επιτελεσματικότητα της γέφυρας (κατανομή της ακαμψίας κατά μήκος και εγκάρσια, μεταφορά εντατικών μεγεθών από ανωδομή προς βάθρα και θεμέλια, λειτουργικότητα, απαιτήσεις συντήρησης κλπ.)

Τα μεσόβαθρα αποτελούν πρωταγωνιστικό στοιχείο στην αισθητική διαμόρφωση των γεφυρών. Για το λόγο αυτό στη σύγχρονη γεφυροποιία υπάρχει μεγάλη ποικιλία στις μορφές των μεσοβάθρων. Είναι ωστόσο δυνατόν να σημειωθούν οι ακόλουθες γενικές κατηγορίες :

- Ολόσωμα ή κοίλα τοιχοειδή βάθρα
- Βάθρα ενός ή περισσότερων ανεξάρτητων στύλων
- Πλαισιωτά βάθρα

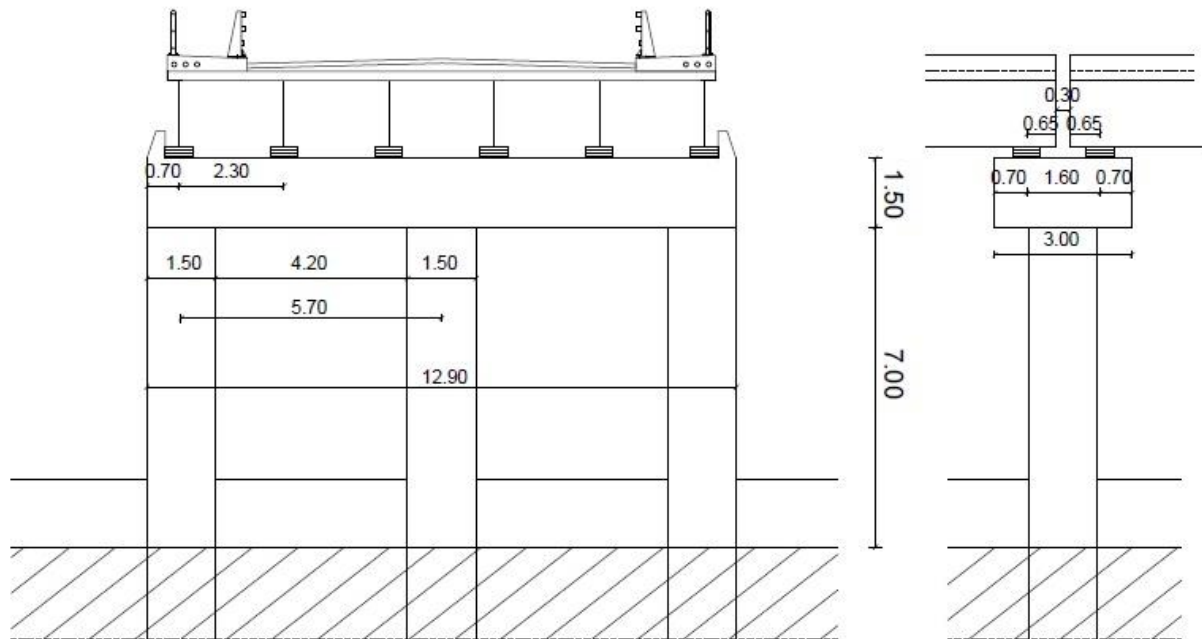


Σχήμα 10.1- Μορφές Μεσοβάθρων

## 10.1 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά

Τα γεωμετρικά στοιχεία του μεσόβαθρου τα οποία φαίνονται στο Σχήμα 10.2, είναι :

- Δοκός Έδρασης  $b = 3 \text{ m}$   
 $h = 1.50 \text{ m}$   
 $L = 12.90 \text{ m}$
- Βάθρο 3 Υποστυλώματα  
 $D = 1.50 \text{ m}$   
 $H = 7.0 \text{ m}$   
Απόσταση μεταξύ των στύλων =  $5.70 \text{ m}$



Σχήμα 10.2: Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Μεσόβαθρου

## 10.2 Φορτίσεις Μεσοβάθρων

### 10.2.1 Άνεμος

Οι δράσεις του ανέμου για το βάθρο υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-4 [13]. Για τον υπολογισμό των δράσεων λήφθηκαν υπόψη τα παρακάτω:

#### Πορεία υπολογισμών

- Βασική Ταχύτητα Ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου ορίζεται ως:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

(εξ. 10.1)

όπου:

- $V_b$  η βασική ταχύτητα ανέμου για έδαφος κατηγορίας II
- $C_{dir}$  ο συντελεστής διεύθυνσης  
Λαμβάνεται  $C_{dir} = 1,0$ , που είναι η προτεινόμενη τιμή.

$C_{season}$  Ο εποχικός συντελεστής

Λαμβάνεται  $C_{season} = 1,0$ , που είναι η προτεινόμενη τιμή.

$v_{b,0}$  η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

Σύμφωνα με την *Παράγραφο 4.2.3*, η προτεινόμενη τιμή για την θεμελιώδη τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου για τη γέφυρα που εξετάζεται είναι  $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$

- Μέσος Άνεμος

Η μέση τιμή του ανέμου  $v_m(z)$ , σε ύψος  $z$  από το έδαφος ορίζεται ως:

$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b \quad (\text{εξ. 10.2})$$

$c_r(z)$  ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$  ο συντελεστής αναγλύφου του εδάφους. Λαμβάνεται  $c_o(z) = 1,0$ .

### Συντελεστής Τραχύτητας

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

ή (εξ.10.3)

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min}$$

$z$  το ύψος αναφοράς  $z_e$ , που ορίζεται στο *Σχήμα 10.3*

$z_0$  το μήκος τραχύτητας. Ορίζεται από τον *Πίνακα 10.1* και εξαρτάται από την κατηγορία του εδάφους.

$z_{\min}$  το ελάχιστο ύψος. Ορίζεται από τον *Πίνακα 10.1* και εξαρτάται από την κατηγορία του εδάφους.

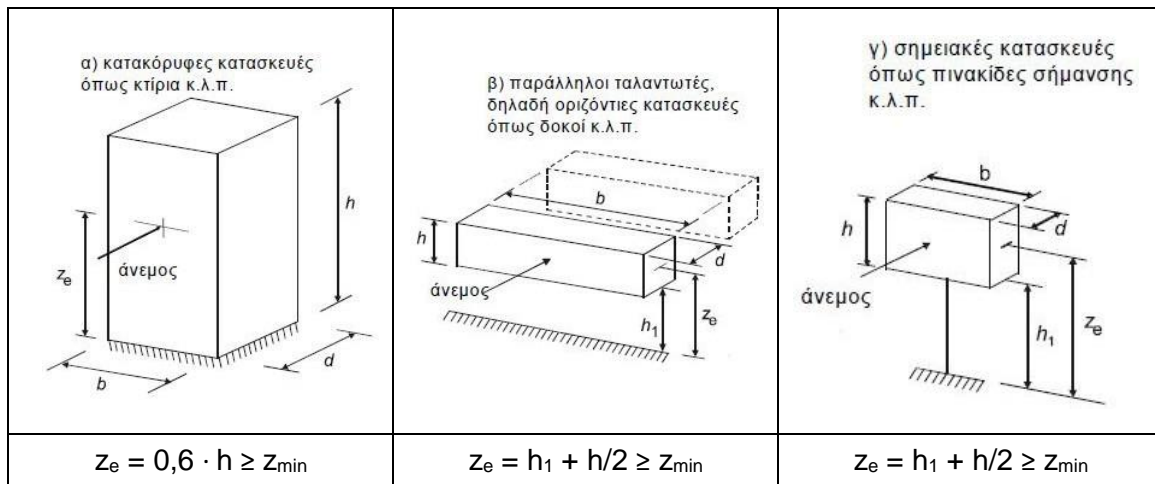
$z_{\max} = 200\text{m}$

$k_r$  ο συντελεστής εδάφους, που υπολογίζεται ως:

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad , \text{όπου } z_{0,II} = 0,05\text{m} \quad (\text{εξ. 10.4})$$

Πίνακας 10.1: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους		$z_0$ (m)	$z_{\min}$ (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	<b>0,05</b>	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	<b>0,3</b>	<b>5</b>
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον 15% της επιφάνειας καλύπτεται με τα κτίρι των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m	1,0	10



Σχήμα 10.3 : Γενικές μορφές κατασκευών

- Πίεση Ανέμου

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες ορίζεται ως:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (\text{εξ. 10.5})$$

όπου:

$q_p(z_e)$  η πίεση ταχύτητας αιχμής

$c_{pe}$  ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Πίεση ταχύτητας αιχμής

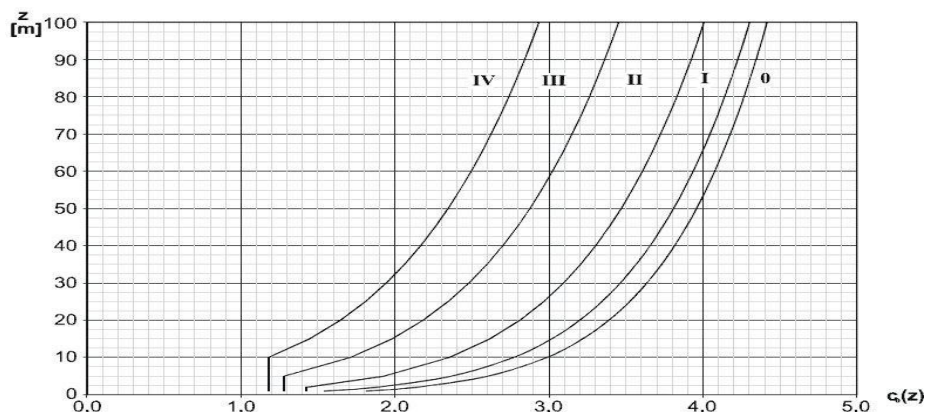
$$q_p(z_e) = c_e(z_e) \cdot q_b \quad (\text{εξ. 10.6})$$

όπου:

$c_e(z_e)$  ο συντελεστής έκθεσης, που προσδιορίζεται από το Σχήμα 10.4

$q_b$  η βασική πίεση

$$q_b(z_e) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2, \quad \text{όπου } \rho = 1.25 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{εξ. 10.7})$$



Σχήμα 10.4 : Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης

Συντελεστής εξωτερικής πίεσης

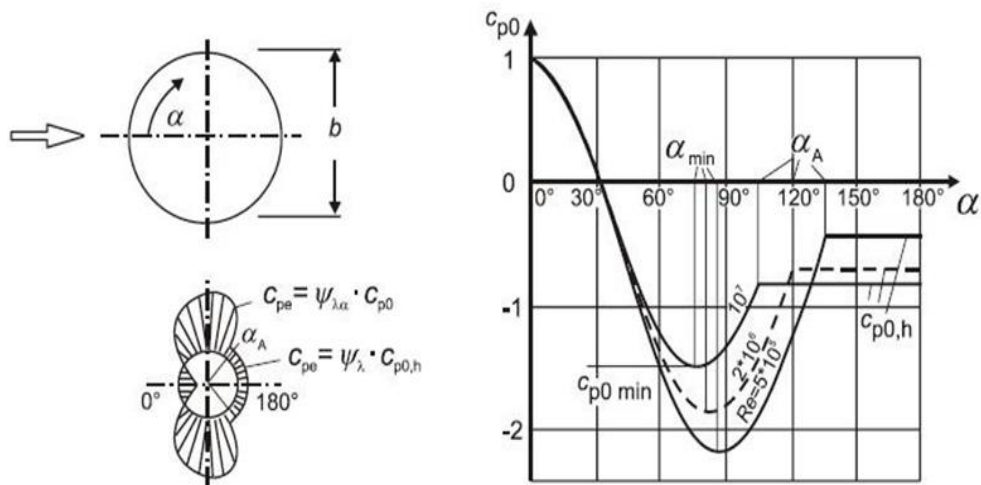
$$C_{pe} = C_{p,o} * \psi_{\lambda\alpha}$$

(εξ. 10.8)

όπου:

$C_{p,o}$  ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων. Προσδιορίζεται από το Σχήμα 10.5

$\psi_{\lambda\alpha}$  ο συντελεστής επίδρασης άκρων



Σχήμα 10.5: Κατανομή πιέσεων για κυκλικούς κυλίνδρους για διάφορες τιμές του αριθμού Reynolds και χωρίς επίδραση άκρων

Πίνακας 10.2: Τυπικές τιμές κατανομής πίεσης κυκλικών κυλίνδρων για διάφορες τιμές του αριθμού Reynolds και χωρίς επίδραση άκρων

<b>Re</b>	<b><math>\alpha_{min}</math></b>	<b><math>C_{p0,min}</math></b>	<b><math>\alpha_A</math></b>	<b><math>C_{p0,h}</math></b>
$5 \cdot 10^5$	85	-2,2	135	-0,4
$2 \cdot 10^6$	80	-1,9	120	-0,7
$10^7$	75	-1,5	105	-0,8

όπου:

$\alpha_{min}$  η θέση της ελάχιστη πίεσης σε [°]

$C_{p0,min}$  η τιμή του ελάχιστου συντ. πίεσης

$\alpha_A$  η θέση του διαχωρισμού ροής σε [°]

$C_{p0,h}$  ο συντελεστής της βασικής πίεσης

Όπου :

$$Re = \frac{b \cdot v_m(Z_e)}{\nu}$$

(εξ.10.9)

όπου  $b$  η διάμετρος

$\nu$  το κινητικό ιξώδες του αέρα ( $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ )

Ο συντελεστής επίδρασης άκρων  $\psi_{\lambda\alpha}$  είναι:

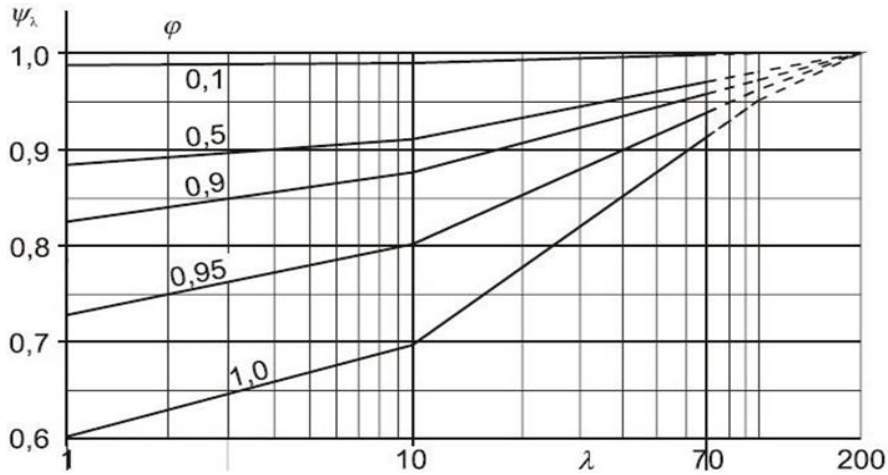
$$\Psi_{\lambda\alpha} = 1 \quad \text{για } 0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{\min}$$

$$\Psi_{\lambda\alpha} = \Psi_\lambda + (1 - \lambda) \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_{\min}}{\alpha_A - \alpha_{\min}}\right)\right) \quad \text{για } \alpha_{\min} \leq \alpha \leq \alpha_A \quad (\text{εξ. 10.10})$$

$$\Psi_{\lambda\alpha} = \Psi_\lambda \quad \text{για } \alpha_A \leq \alpha \leq 180^\circ$$

όπου  $\alpha_A$  η θέση του διαχωρισμού ροής σε  $[\circ]$

$\Psi_\lambda$  συντελεστής επίδρασης άκρων, που υπολογίζεται από το Σχήμα 10.6



Σχήμα 10.6: Ενδεικτικές τιμές του συντελεστή επίδρασης άκρων  $\Psi_\lambda$  ως συνάρτηση του συντελεστή πληρότητας  $\phi$  και της λυγηρότητας  $\lambda$

Η ενεργός λυγηρότητα ορίζεται στον Πίνακα 10.3

Πίνακας 10.3: Προτεινόμενες τιμές του  $\lambda$

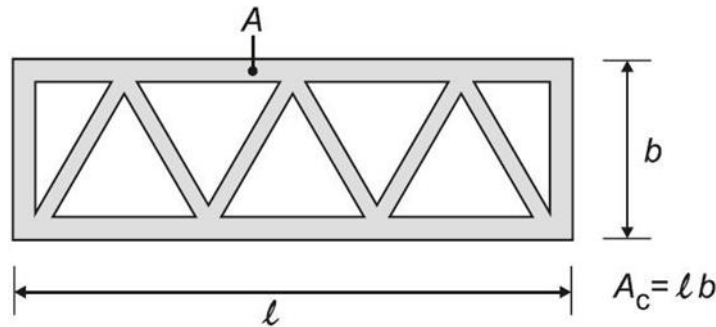
No	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα $\lambda$
1		<p>Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες:</p> <p>για <math>l \geq 50m</math>, <math>\lambda = 1,4 \cdot l/b</math> ή <math>\lambda = 70</math>, όποιο είναι μικρότερο</p> <p>για <math>l &lt; 15m</math>, <math>\lambda = 2 \cdot l/b</math> ή <math>\lambda = 70</math>, όποιο είναι μικρότερο</p>
2		<p>Για κυκλικούς κυλίνδρους:</p> <p>για <math>l \geq 50m</math>, <math>\lambda = 0,7 \cdot l/b</math> ή <math>\lambda = 70</math>, όποιο είναι μικρότερο</p> <p>για <math>l &lt; 15m</math>, <math>\lambda = l/b</math> ή <math>\lambda = 70</math>, όποιο είναι μικρότερο</p>
3		<p>Για ενδιάμεσες τιμές του <math>l</math>, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>
4		<p>για <math>l \geq 50m</math>, <math>\lambda = 0,7 \cdot l/b</math> ή <math>\lambda = 70</math>, όποιο είναι μεγαλύτερο</p> <p>για <math>l &lt; 15m</math>, <math>\lambda = l/b</math> ή <math>\lambda = 70</math>, όποιο είναι μεγαλύτερο</p> <p>Για ενδιάμεσες τιμές του <math>l</math>, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>

Ο συντελεστής πληρότητας  $\phi$  είναι :

$$\phi = \frac{A}{A_c} \quad (\text{εξ. 10.11})$$

όπου  $A$  το άθροισμα των προβαλλόμενων επιφανειών των μελών

$A_c$  η συνολική επιφάνεια του περιγράμματος



Σχήμα 10.7 : Ορισμός του συντελεστή πληρότητας  $\phi$

▪ Δύναμη Ανέμου

Η δύναμη του ανέμου, που δρα στην κατασκευή ή σε τμήμα αυτής, προσδιορίζεται από την εξίσωση:

$$F_w = c_s * c_d * c_f * q_p(z_e) * A_r \quad (\text{εξ. 10.12})$$

Η συνολική εξωτερική δύναμη λόγω της δράσης του ανέμου μπορεί να υπολογιστεί από τον τύπο:

$$F_w = c_s * c_d * w_e * A_{ref} \quad (\text{εξ. 10.13})$$

$c_s c_d$  ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 1.0.

$c_f$  ο συντελεστής δύναμης για την κατασκευή ή το στοιχείο αυτής

$q_p(z_e)$  η πίεση ταχύτητας αιχμής στο ύψος αναφοράς  $z_e$

$A_{ref}$  η επιφάνεια αναφοράς,  $= l \cdot b$

(εξ. 10.14)

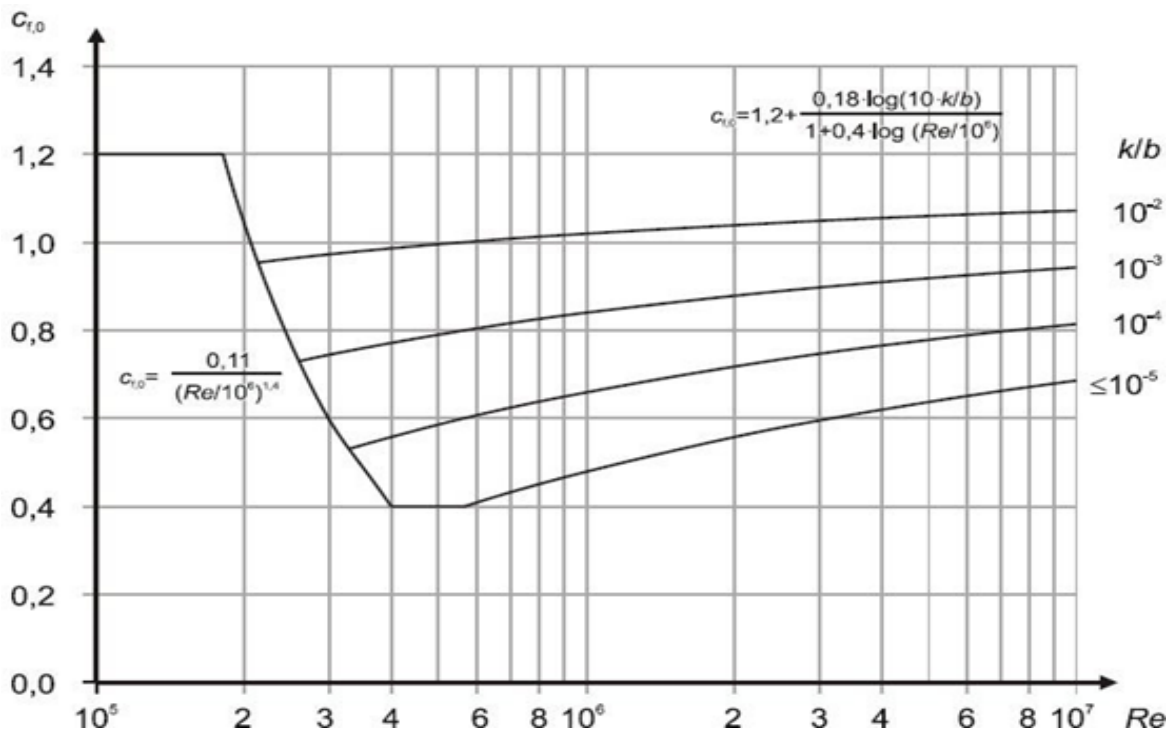
Ο συντελεστής δύναμης προσδιορίζεται από την εξίσωση :

$$c_f = c_{f,0} * \psi_\lambda \quad (\text{εξ. 10.15})$$

όπου  $c_{f,0}$  ο συντελεστής δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελεύθερων άκρων (Σχήμα 10.8)

$\psi_\lambda$  συντελεστής επίδρασης άκρων





Σχήμα 10.8 : Συντελεστής δύναμης  $C_{f,0}$  για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελεύθερων άκρων και για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες  $k/b$

Πίνακας 10.4: Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας  $k$

Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα $k$ (mm)	Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα $k$ (mm)
γυαλί	0,0015	λείο σκυρόδεμα	<b>0,2</b>
στιλβωμένο μέταλλο	0,002	πλανισμένο ξύλο	0,5
λεπτή βαφή	0,006	τραχύ σκυρόδεμα	1,0
βαφή με ψεκασμό	0,02	τραχύ πριονισμένο ξύλο	2,0
στιλπνός χάλυβας	0,05	σκουριά	2,0
χυτοσίδηρος	0,2	τούβλα	3,0
γαλβανισμένος χάλυβας	0,2		

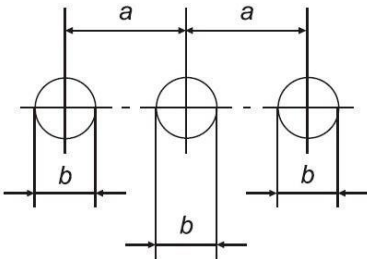
Για την περίπτωση κατακόρυφων κυλίνδρων σε σειρά, η παραπάνω σχέση μετασχηματίζεται σε :

$$C_f = C_{f,0} * \psi_\lambda * K \quad (\text{εξ. } 10.16)$$

όπου  $K$  ο συντελεστής που δίνεται από τον Πίνακα 10.5

Πίνακας 10.5: Συντελεστής κ για κατακόρυφους κυλίνδρους με εν σειρά διάταξη

a/b	κ
a/b < 3,5	1,15
3,5 < a/b < 30	$K = \frac{210 - \frac{a}{b}}{180}$
a/b > 30	1,00



όπου:  
a η απόσταση των κυλίνδρων  
b η διάμετρος των κυλίνδρων

### Υπολογισμός Δράσεων

Σύμφωνα με τα παραπάνω υπολογίστηκαν οι δράσεις του ανέμου για την τελική μόρφωση του μεσοβάθρου με τρία υποστυλώματα διαμέτρου D=1.5 m ως εξής:

#### ▪ Υποστυλώματα

Τα τρία υποστυλώματα είναι εκτεθειμένα σε δράσεις ανέμου για ύψος H=7m, από την κάτω παρειά της δοκού έδρασης έως την επιφάνεια του εδάφους.

### Διεύθυνση χ (διαμήκης διεύθυνση)

Στη διαμήκη διεύθυνση τα υποστυλώματα βρίσκονται σε εν σειρά διάταξη με απόσταση μεταξύ τους a = 5.70 (οριζόντια απόσταση 5.90 m).

Ύψος Αναφοράς	$z_e = 0.6 * H = 0.6 * 7m = 4.2m$
Βασική Ταχύτητα Ανέμου	$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1 * 1 * 27 \text{ m/s} = 27 \text{ m/s}$
Μέσος Άνεμος	$v_m(z_e) = c_r(z_e) * c_o(z_e) * v_b = 0.84 * 1 * 27 \text{ m/s} = 22.73 \text{ m/s}$
	Για έδαφος κατηγορίας III:
	$z_o = 0.05 \text{ m}$
	$z_{min} = 2 \text{ m}$
	$z_{o,II} = 0.05 \text{ m}$
	$z_{max} = 200 \text{ m}$
	$k_r = 0.19$
	$c_r(z_e) = c_r(z_{min}) = k_r * \ln(z_e / z_o) = 0.19 * \ln(4.2 / 0.05) = 0.84$
Αριθμός Reynolds	$Re = b * v_m(z_e) / \nu = 1.5 * 22.73 / (15 * 10^{-6}) = 2273009.02$
Συντελεστής Δύναμης	$c_f = c_{f,0} * \psi_\lambda * \kappa = 0.06 * 0.913 * 1.14 = 0.063$
	$k = 0,2mm$ (λείο σκυρόδεμα)
	$k/b = 0.2 / 1500 = 1.3 * 10^{-4}$

$$\text{άρα } c_{f,0} = 0,06$$

πιν. 10.3

για  $l = 7\text{m} < 50\text{m}$  προκύπτει

$$\lambda = \max(l/b ; 70) = \max(7/1,5 ; 70) = 70$$

$$\phi = 1,0 (A = l*b = A_c)$$

$$\text{άρα } \psi_\lambda = 0,913$$

$$a/b = 5.70\text{m}/1.5\text{m} = 3.80 > 3.50 \rightarrow \kappa = 1.14$$

Πίεση ταχύτητας αιχμής

$$q_p(z_e) = c_e(z_e) * q_b = 1.6 * 0.323 = 0.518 \text{ kN/m}^2$$

$$z_e = 4.2\text{m}, \text{ Έδαφος Κατ. II} \rightarrow c_e(z_e) = 1.6$$

$$q_b = 0.5 * \rho * v_m^2 = 0.5 * 0.00125 * 22.73^2 = 0.323 \text{ kN/m}^2$$

Δύναμη Ανέμου

$$F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z_e) * A_{ref} = 1.0 * 0.063 * 0.518 * 10.5 = 0.342 \text{ kN}$$

$$A_{ref} = l * b = 7 * 1.5 = 10.5 \text{ m}^2$$

Κατανεμημένο Φορτίο καθ' ύψος των Υποστυλωμάτων,  $w_e$

$$w_e = F_w / l = 0.342 \text{ kN} / 7\text{m} = 0.049 \text{ kN/m}, \text{ σε κάθε υποστύλωμα}$$

### Διεύθυνση γ (εγκάρσια διεύθυνση)

Στην εγκάρσια διεύθυνση θεωρείται ότι καταπονείται από τις δράσεις του ανέμου μόνο ένα εκ των δύο ακραίων υποστυλωμάτων, το ένα στην περίπτωση φοράς ανέμου +γ και το άλλο στην περίπτωση φοράς ανέμου -γ.

Ύψος Αναφοράς

$$z_e = 4.2 \text{ m}$$

Βασική Ταχύτητα Ανέμου

$$v_b = 27 \text{ m/s}$$

Μέσος Άνεμος

$$v_m(z_e) = 22.73 \text{ m/s}$$

Αριθμός Reynolds

$$Re = 2273009.02$$

Συντελεστής Δύναμης

$$c_f = c_{f,0} * \psi_\lambda = 0.06 * 0.913 = 0.055$$

$$c_{f,0} = 0.06$$

$$\psi_\lambda = 0.913$$

Πίεση ταχύτητας αιχμής

$$q_p(z_e) = 0.518 \text{ kN/m}^2$$

Δύναμη Ανέμου

$$F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z_e) * A_{ref} = 1.0 * 0.055 * 0.518 * 10.5 = 0.298 \text{ kN}$$

$$A_{ref} = l * b = 7 * 1.5 = 10.5 \text{ m}^2$$

Κατανεμημένο Φορτίο καθ' ύψος των Υποστυλωμάτων,  $w_e$

$$w_e = F_w / l = 0.298 \text{ kN} / 7\text{m} = 0,043 \text{ kN/m}$$

### ▪ Δοκός Έδρασης

Η δοκός έδρασης καταπονείται στη διαμήκη διεύθυνση σε όλο το μήκος της και στην εγκάρσια διεύθυνση με μία συγκεντρωμένη δύναμη στο κέντρο βάρους της διατομής της. Για τον υπολογισμό του ύψους αναφοράς είναι  $H_1 = 7\text{m}$  και  $H = h_{δοκ} = 1.5\text{m}$ .

### Διεύθυνση x (διαμήκης διεύθυνση)

Ύψος Αναφοράς

$$z_e = H_1 + H/2 = 7 + 1.5/2 = 7.75 \text{ m}$$

	$b = l_{\delta_{ok}} = 12.90 \text{ m}$
Βασική Ταχύτητα Ανέμου	$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1 * 1 * 27 \text{ m/s} = 27 \text{ m/s}$
Μέσος Άνεμος	$v_m(z_e) = c_r(z_e) * c_o(z_e) * v_b = 0.958 * 1 * 27 \text{ m/s} = 25.80 \text{ m/s}$ Για έδαφος κατηγορίας II: $z_o = 0.05 \text{ m}$ $z_{min} = 2 \text{ m}$ $\text{άρα } z_{min} < z_e < z_{max}$ $z_{o,II} = 0.05 \text{ m}$ $z_{max} = 200 \text{ m}$ $k_r = 0.19 * (z_o/z_{o,II})^{0.07} = 0.19 * (0.05/0.05)^{0.07} = 0.19$ $c_r(z_e) = k_r * \ln(z_e/z_o) = 0.19 * \ln(7.75/0.05) = 0.958$
Αριθμός Reynolds	$Re = b * v_m(z_e) / \nu = 12.90 * 25.80 / (15 * 10^{-6}) = 22250582.93$
Συντελεστής Δύναμης	$c_f = c_{f,0} * \psi_\lambda = 0.60 * 0.69 = 0.414$ $k = 0.2 \text{ mm}$ (λείο σκυρόδεμα) $k/b = 0.2/12900 = 1.55 * 10^{-5}$ $\text{άρα } c_{f,0} = 0.69$ πιν. 10.3 για $12.90 \text{ m} < 15 \text{ m}$ με γραμμική παρεμβολή προκύπτει $\lambda = \min(l/b ; 70) = \min(12.90/1.5 ; 70) = 8.60$ $\phi = 1.0$ ( $A = l * b = A_c$ ) $\text{άρα } \psi_\lambda = 0.69$
Πίεση ταχύτητας αιχμής	$q_p(z_e) = c_e(z_e) * q_b = 2.2 * 0.416 = 0.915 \text{ kN/m}^2$ $z_e = 7.75 \text{ m}$ , Έδαφος Κατ. II $\rightarrow c_e(z_e) = 2.2$ $q_b = 0.5 * \rho * v_m^2 = 0.5 * 0.00125 * 25.80^2 = 0.416 \text{ kN/m}^2$
Δύναμη Ανέμου	$F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z_e) * A_{ref} = 1.0 * 0.414 * 0.915 * 19.35 = 7.33 \text{ kN}$ $A_{ref} = l * b = 12.90 * 1.5 = 19.35 \text{ m}^2$
Κατανεμημένο Φορτίο κατά μήκος της Δοκού Έδρασης, $w_e$	$w_e = F_w / l = 7.33 / 12.90 \text{ m} = 0.57 \text{ kN/m}$

### Διεύθυνση γ (εγκάρσια διεύθυνση)

Ύψος Αναφοράς	$z_e = 7.75 \text{ m}$
Βασική Ταχύτητα Ανέμου	$v_b = 27 \text{ m/s}$
Μέσος Άνεμος	$v_m(z_e) = 25.80 \text{ m/s}$
Αριθμός Reynolds	$Re = b * v_m(z_e) / \nu = 3.0 * 25.80 / (15 * 10^{-6}) = 5160000$
Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης	$c_{pe} = c_{p,0} * \psi_{\lambda\alpha} = 0.7256 * 0.673 = 0.489$ $c_{p,0} = -0,7256$ $\psi_{\lambda\alpha} = \psi_\lambda$ πιν. 10.3 για $l=3\text{m} < 15\text{m}$ προκύπτει $\lambda = \min(2 * l/b ; 70) = \min(2 * 3/1.5 ; 70) = 4$ $\phi = 1,0$ ( $A = l * b = A_c$ ) , $\text{άρα } \psi_\lambda = 0,673$

Πίεση ταχύτητας αιχμής	$q_p(z_e) = 0.915 \text{ kN/m}^2$
Πίεση Ανέμου	$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0.447 \text{ kN/m}$
Δύναμη Ανέμου	$F_w = c_s c_d \cdot w_e \cdot A_{ref} = 1.0 \cdot 0.447 \cdot 4.50 = 2.01 \text{ kN}$
	$A_{ref} = l \cdot b = 3 \cdot 1.5 = 4.50 \text{ m}^2$

### 10.2.2. Σεισμικά Φορτία

Για τη διαστασιολόγηση του βάρου υπό σεισμικά φορτία χρησιμοποιήθηκαν οι διατάξεις του EN1998-2[25] με τις τροποποιήσεις της γεωτεχνικής μελέτης για το συντελεστή εδάφους και την εδαφική επιτάχυνση. Συγκεκριμένα, από την γεωτεχνική έκθεση έχει καθοριστεί ότι η κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης είναι B με συντελεστή εδάφους  $S=1.2$  και εδαφική επιτάχυνση  $a_g=0.24 \text{ g}$ .

Έδαφος	S	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)
B	1,2	0,15	0,50	2,50

#### Οριζόντια Συνιστώσα

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, εφαρμόζεται φάσμα τύπου 1. Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για κάθε ιδιοπερίοδο ορίζεται από τις σχέσεις :

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec}$$

Για τον έλεγχο της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, διαμορφώθηκαν δύο χαρακτηριστικές φορτίσεις κάνοντας χωρική επαλληλία των δύο οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού. Από αυτές τις δύο, σε μία ήταν κύριος ο σεισμός κατά x ( $E_x \pm 0.3 E_y$ ), σε μία ο σεισμός κατά y ( $E_y \pm 0.3 E_x$ ). Επίσης, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Robot Structural Analysis για τις δυναμικές αναλύσεις και τον έλεγχο των αποτελεσμάτων της σεισμικής διέγερσης.

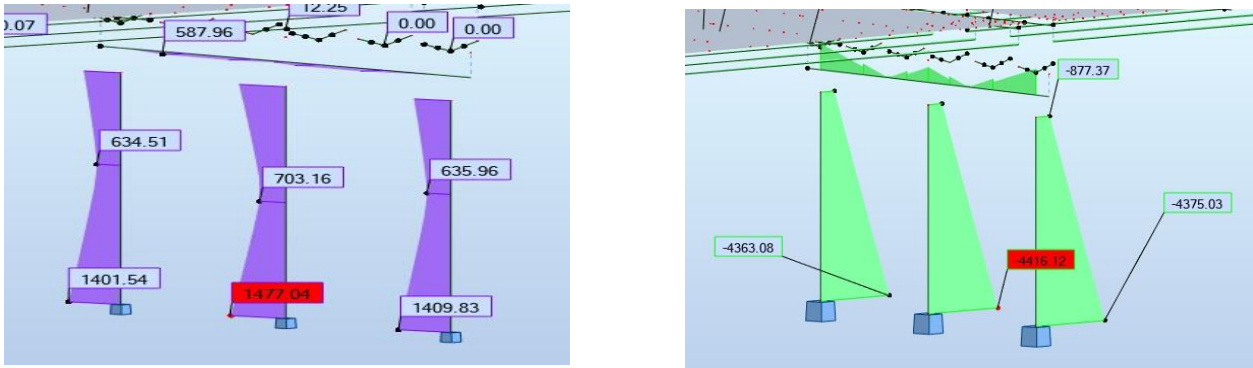
### 10.2.3 Λοιπές Φορτίσεις

Φορτίσεις όπως η τροχοπέδηση και τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας της γέφυρας παραλαμβάνονται από τα βάθρα μέσω της πλάκας καταστρώματος και των εφεδράνων και αυτές υπολογίζονται από το πρόγραμμα Robot .

## 10.3 Διαστασιολόγηση

### 10.3.1 Διαμήκης Οπλισμός

Για την ορθή ένταση των υποστυλωμάτων του βάθρου δυσμενέστερη προέκυψε η φόρτιση  $x+0,3\gamma$  (κύριως ο σεισμός στη διεύθυνση  $x$ ). Επιλέχθηκε τα τρία υποστυλώματα να έχουν την ίδια όπλιση. Έτσι ο διαμήκης οπλισμός προέκυψε από την εντατική κατάσταση του μεσαίου υποστυλώματος, που λαμβάνει σημαντικά μικρότερη αξονική θλιπτική δύναμη, και η επίδραση της κάμψης είναι πιο έντονη. Επίσης επιλέχθηκε επικάλυψη  $c = 50 \text{ mm}$ .



Σχήμα 10.9 : Περιβάλλουσα ροπών  $M_2, M_3$  στους στύλους του μεσοβάθρου για τη φόρτιση  $x+0,3\gamma$

Αξονική Δύναμη	$P_{Ed} = 106 \text{ kN}$
Καμπτική Ροπή $M_2$	$M_2 = M_z = 1477.04 \text{ kNm}$
Καμπτική Ροπή $M_3$	$M_3 = M_y = -4416.03 \text{ kNm}$
Ανηγμένη Αξονική	$\nu_d = 0.0045$
Ανηγμένη Ροπή	$\mu_d = -0.125$
$\omega_{tot}$	$\omega_{tot} = 0.35$
$A_{s,tot}$	$A_{s,tot} = 190 \text{ cm}^2$
Ποσοστό Οπλισμού	$\rho = 1.1 \%$
Διαμήκης Οπλισμός	$24\emptyset 32 (193 \text{ cm}^2)$

### 10.3.2 Εγκάρσιος Οπλισμός

Η μέγιστη δρώσα τέμνουσα προέκυψε για το σεισμικό συνδυασμό  $0,3x + \gamma$  (κύριως ο σεισμός στη διεύθυνση  $y$ ), ίση με  $V_{Ed} = 629 \text{ kN}$ . Επιλέγω συνδετήρες μονότμητους  $\Phi 12$  ( $A_{sw} = 1.13 \text{ cm}^2$ ).

$$D_o = D - 2 \cdot c - 2 \cdot 1/2 \cdot \Phi_{\text{συνδ}} = 1.384 \text{ m} \quad (\text{εξ.10.17})$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} = 4982.56 \text{ kN} \quad (\text{εξ.10.18})$$

$$\alpha_{cw} = 1$$

$$z = 0.9 \frac{\pi \cdot D_o^2}{4} = 1.35 \quad (\text{εξ.10.19})$$

$$\text{για } \theta = 45^\circ \text{ και } \alpha = 90^\circ \Rightarrow \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} = 0.5$$

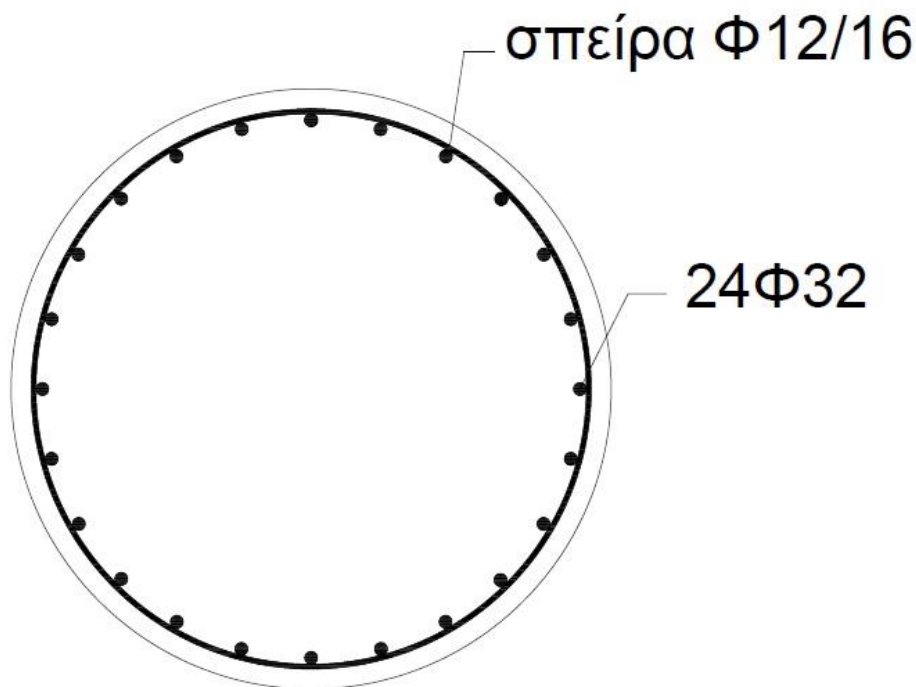
$$v_1 = 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.552 \quad (\text{εξ.10.20})$$

έτσι ικανοποιείται ο έλεγχος :  $V_{Rd,max} = 4982.6 \text{ kN} > \max V_{Ed} = 629 \text{ kN}$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \cdot f_{ywd} \cdot \frac{\pi \cdot D_o}{2} = \frac{10680.80}{s} \quad (\text{εξ.10.21})$$

Για  $V_{Rd,s} = V_{Ed} = 629 \text{ kN} \Rightarrow s = 16.98 \text{ cm}$

Άρα τοποθετώ  $\Phi 12/16$



Σχήμα 10.10: Οπλισμός στύλων μεσοβάθρου

## ΔΟΚΟΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

### 10.3.3 Διαμήκης Οπλισμός

Ο διαμήκης οπλισμός της δοκού έδρασης τοποθετείται συμμετρικός διότι οι ροπές  $M_3 = M_y$  για κάποιους συνδυασμούς φόρτισης βγαίνουν από τον άξονα και κάτω και για άλλους από τον άξονα και πάνω. Έτσι αναζητούμε τον δυσμενέστερο συνδυασμό και αντίστοιχα εργαζόμαστε και για την ροπή  $M_z = M_x$  ώστε να προκύψει ο οπλισμός στις πλευρές της διατομής. Λόγω διαξονικής κάμψης οι ροπές πολλαπλασιάζονται με συντελεστή 1.3.

Επιλέχθηκε επικάλυψη  $c = 50 \text{ mm}$ .

Δυσμενέστερος συνδυασμός για την  $M_3$  :  $1.35G + 1.35Q + 1.50WIND_y$ , όπου

$$M_y = -2296 \rightarrow M_y' = 1.3 * (-2296) = -2984.8 \text{ kNm} \Rightarrow \mu_{Ed} = -0.039$$

$$N_{Ed} = 202.57 \text{ kN} \Rightarrow v_{Ed} = 0.004 \approx 0$$

$$\text{για } d_1/h = 0.05 \text{ τότε από διάγραμμα αλληλεπίδρασης } \rightarrow \omega = 0.09$$

Δυσμενέστερος συνδυασμός για την  $M_2$  :  $x + 0.3 y$ , όπου

$$M_z = 590.91 \rightarrow M_y' = 1.3 * (590.91) = 767 \text{ kNm} \Rightarrow \mu_{Ed} = 0.008$$

$$N_{Ed} = 150 \text{ kN} \Rightarrow v_{Ed} = 0.0025$$

Άρα  $\omega = 0$ .

Έτσι υπολογίζεται οπλισμός  $A_{s,tot} = \omega * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 124.34 \text{ cm}^2$  και τοποθετείται το  $\frac{1}{4}$  σε κάθε παρειά ( $31.09 \text{ cm}^2$ ) συνεπώς 15Φ18 σε κάθε παρειά.

$$\min A_s = 0.002 * 150 * 300 = 90 \text{ cm}^2$$

### 10.3.4 Οπλισμός Διάτμησης

#### $V_z$

Για την δρώσα τέμνουσα κατά Z κρίσιμη είναι η φόρτιση σε O.K.A  $1.35G + 1.35Q + 1.50WIND_y$  όπου δίνει  $V_{Ed} = -2221.73 \text{ kN}$ .

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} * \alpha_{cw} * b * z * v_1 * f_{cd} = \frac{1}{2} * 3 * 1.28 * 0.552 * \frac{20000}{1.50} = 14218.4 \text{ kN} > V_{Ed}$$

$$\text{όπου } z = 0.9 * d = 0.9 * 1.431 = 1.288 \text{ m}$$

Επιλέγονται συνδετήρες Φ10 με 6 σκέλη ( $A_{sw} = 4.71 \text{ cm}^2$ )

$$\text{Τότε } V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} = V_{Ed} = -2221.73 \text{ kN} \Rightarrow s = 11.87 \text{ cm}$$



Συνεπώς τοποθετώ 6Φ10/110 mm

V<sub>y</sub>

Για την δρώσα τέμνουσα κατά γ κρίσιμος είναι ο σεισμικός συνδυασμός x + 0.3γ όπου δίνει V<sub>Ed</sub> = 262.65 kN.

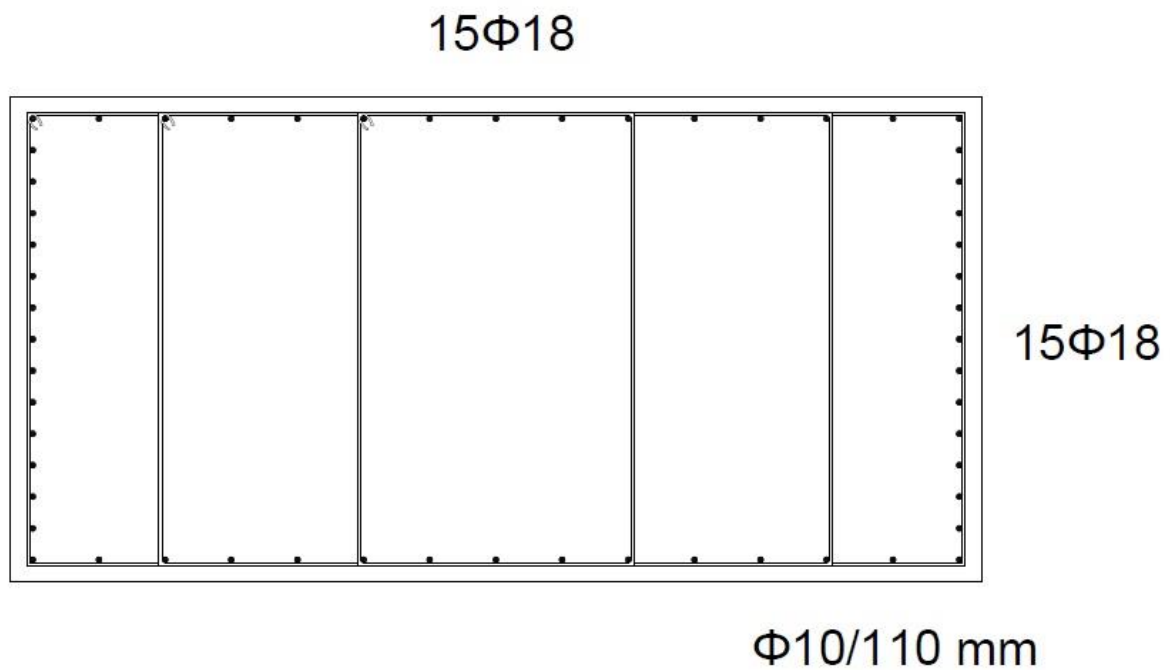
$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} * \alpha_{cw} * b * z * v_1 * f_{cd} = \frac{1}{2} * 1.50 * 2.638 * 0.552 * \frac{20000}{1.50} = 14561.76 \text{ kN} > V_{Ed}$$

όπου  $z = 0.9 * d_2 = 0.9 * 2.931 = 2.638 \text{ m}$

Επιλέγονται συνδετήρες Φ10 με 2 σκέλη ( $A_{sw} = 1.58 \text{ cm}^2$ )

$$\text{Τότε } V_{Rd,s,prov} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} = 1647.45 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Άρα τα 2Φ10/110 mm επαρκούν και για την V<sub>y</sub>.



Σχήμα 10.11: Οπλισμός δοκού έδρασης

## 11 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας, Ι., Ηλιόπουλος, Ά., & Θανόπουλος, Π. (2016). Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα. 2016: Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Ερμόπουλος Ι. (2004). «Σιδηρές και Σύμμικτες Γέφυρες, Ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 έως 8», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι.(2016). «Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Μιχάλτσος, Γ. Θ. (2005). Προβλήματα Δυναμικής των Σιδηρών Γεφυρών. Αθήνα: Εκδόσεις Συμεών.
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
7. Ερμόπουλος Ι., (2005). «Ευρωκώδικας 1, 2η έκδοση» , Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
8. Κατσοκαδέλης Ι., (2012). «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών θεωρία και εφαρμογές», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
9. Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Τομέας Δομοστατικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών , ΕΜΠ, Παρουσιάσεις Μαθήματα Γεφυροποιία Ι (2019)
10. Chorga A., (2010). «Δυναμική των κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
11. EN1990, Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
12. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
13. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
14. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις – Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
15. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
16. EN1992-2-1, Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός των Κατασκευών από Σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
17. EN1992-2-1, Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός των Κατασκευών από Σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Υλικά
18. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
19. EN1993-1-5, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-5: Μέλη από επίπεδα ελάσματα, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
20. EN1993-1-8, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
21. EN1993-1-9, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-9: Κόπωση
22. EN1993-1-11, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-11: Σχεδιασμός κατασκευών με εφελκυσόμενα στοιχεία
23. EN1993-2, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
24. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.

25. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, 2005
26. EN 1337: Structural bearings, parts 1 to 11 CEN, 2000 to 2006

