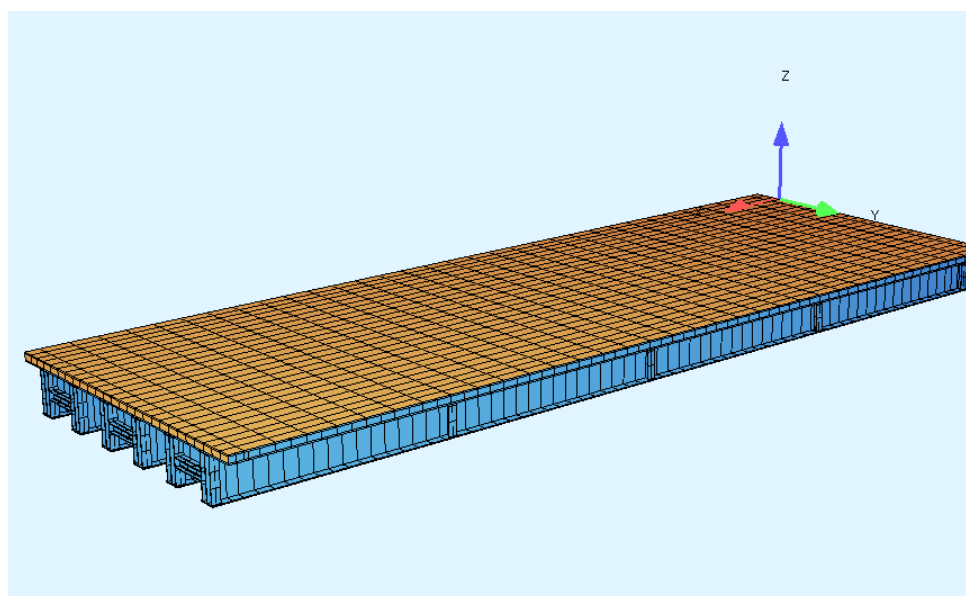




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Σύμμικτης Γέφυρας Πολλαπλών Δοκών



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κωνσταντίνα Α. Παυλάκου

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021/06

Παυλάκου Κ.Α. (2021).  
Σχεδιασμός Σύμμικτης Γέφυρας Πολλαπλών Δοκών  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/06  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Pavlakou K.A. (2021).  
Design of a multi-beam composite bridge  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021/06  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

<b>Περίληψη</b>	<b>4</b>
<b>Abstract</b>	<b>5</b>
<b>Ευχαριστίες</b>	<b>5</b>
<b>1 Εισαγωγή</b>	<b>7</b>
1.1 Γενικά	7
1.1.1 Ιστορική Αναδρομή	7
1.1.2 Τύποι Γεφυρών	8
1.2 Σύμμικτες γέφυρες από πολλαπλές δοκούς I	8
1.3 Αμφιέριστες Γέφυρες	9
<b>2 Μόρφωση Γέφυρας</b>	<b>10</b>
2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	10
2.2 Συνεργαζόμενο Πλάτος Πελμάτων Σκυροδέματος	11
2.3 Στατικό Προσομοίωμα	15
<b>3 Δομικά Υλικά</b>	<b>16</b>
3.1 Σκυρόδεμα-Ερπυσμός	17
3.2 Σκυρόδεμα-Συστολή Ξήρανσης	19
<b>4 Δράσεις</b>	<b>20</b>
4.1 Μόνιμες Δράσεις	20
4.2 Μεταβλητές Δράσεις	20
4.2.1 Φορτία Κυκλοφορίας	20
4.2.1.1 Κατακόρυφα Φορτία Οδοστρώματος	20
4.2.1.2 Κατακόρυφα φορτία πεζοδρομίων	22
4.2.1.3 Οριζόντιες Δυνάμεις Πέδησης και Επιτάχυνσης	22
4.2.2 Θερμοκρασία	23
4.2.2.1 Συνιστώσα Ομοιόμορφης Θερμοκρασίας ΔΤΝ	24
4.2.2.2 Συνιστώσα Θερμοκρασιακής διαφοράς ΔΤΜ	24
4.2.2.3 Συνδυασμός ΔΤΝ και ΔΤΜ	25
4.2.3 Άνεμος	25
4.2.4 Λοιπές Φορτίσεις	27
<b>5 Βάσεις Σχεδιασμού</b>	<b>31</b>
5.1 Γενικά	31
5.2 Συνδυασμοί Δράσεων	32
5.2.1 Συνδυασμοί ΟΚΑ	32
5.2.1 Συνδυασμοί ΟΚΛ	34
<b>6 Έλεγχοι Επάρκειας</b>	<b>35</b>
6.1 Έλεγχος Επάρκειας σε ΟΚΑ	35
6.1.1 Κατάταξη Διατομής	38
6.1.2 Έλεγχοι ορθών τάσεων	40
6.1.3 Έλεγχος Διατμητικής Κύρτωσης	41
6.2 Έλεγχος Στη Φάση Κατασκευής	44
6.2.1 Ημιπλάισια U	44
6.2.2 Έλεγχος Στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	46
6.3 Έλεγχος Επάρκειας σε ΟΚΛ	48
6.3.1 Έλεγχοι Περιορισμού Τάσεων	48
6.3.2 Προπαραμόρφωση Κύριας Δοκού και Έλεγχος Βελών	48
<b>7 Κόπωση</b>	<b>50</b>
7.1 Ορισμός Κόπωσης	50
7.2 Κατηγορίες Λεπτομερειών	50
7.2 Φόρτιση Κόπωσης	52

7.3	Συντελεστές Ισοδύναμης Βλάβης	53
7.3.1	Συντελεστής Ισοδύναμης για τον Έλεγχο Κόπωσης Χάλυβα	53
7.3.2	Συντελεστής Ισοδύναμης για τον Έλεγχο Κόπωσης Διατμητικών Ήλων	55
7.3.3	Συντελεστής Ισοδύναμης βλάβης για τον Έλεγχο Κόπωσης Οπλισμού	55
7.4	Έλεγχοι Κόπωσης	56
7.4.1	Ανισότητες Ελέγχου	56
7.4.2	Έλεγχος Δομικού χάλυβα	57
7.4.2.1	Υπολογισμός Τάσεων	58
7.4.2.2	Έλεγχος κάτω πέλματος (ΑΥ)	62
7.4.2.3	Έλεγχος άνω πέλματος (ΑΟ)	63
7.4.2.4	Έλεγχος διατμητικών τάσεων κορμού	63
7.4.3	Έλεγχος διατμητικών ήλων	64
7.4.4	Έλεγχος Κόπωσης Ράβδων Οπλισμού	64
<b>8</b>	<b>Διατμητική Σύνδεση</b>	<b>66</b>
8.1	Γενικά	66
8.2	Αντοχή Διατμητικών Ήλων	67
8.3	Διαμήκης Διατμητική Ροή και Ανισώσεις Ελέγχου	68
8.4	Έλεγχος στην ΟΚΑ	69
8.4.1	Μόνιμα Φορτία	69
8.4.2	Μεταβλητά Φορτία	70
8.4.3	Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης	71
8.5	Έλεγχος στην ΟΚΛ	71
8.5.1	Μόνιμα	71
8.5.2	Μεταβλητά Φορτία	72
8.5.3	Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης	72
8.6	Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος	73
8.6.1	Δρώσα Διατμητική Ροή	73
8.6.2	Έλεγχος θλιπτήρων -ελκυστήρων	74
<b>9</b>	<b>Εφεδρανα</b>	<b>75</b>
9.1	Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά	76
9.2	Έλεγχοι Εφεδράνων	77
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
9.5	Συμπεράσματα	82
<b>10</b>	<b>Βιβλιογραφία</b>	<b>83</b>

## Σχεδιασμός Σύμμικτης Γέφυρας Πολλαπλών Δοκών

Παυλάκου Κ.Α. (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 γέφυρα έχει συνολικό μήκος 99m, ενώ αποτελείται από 3 ξεχωριστά ανοίγματα με μήκος 33m το κάθε ένα. Στην εργασία μελετάται το ένα από τα 3 ανοίγματα, ενώ τα αποτελέσματα από την ανάλυση μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για τα άλλα δύο. Το κατάστρωμα αποτελείται από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, πλάτους 12.7m, 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 δίνονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γέφυρας που εξετάζεται, περιγράφεται το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση, καθώς και η χρήση του προγράμματος Sofistik 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. Τελικά παρουσιάζεται η μελέτη επιλογής των εφεδράνων που χρησιμοποιήθηκαν ως στηρίξεις.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2021/06

## **Design of a multi-beam composite bridge**

Pavlakou K.A. (supervised by Thanopoulos P.)

### **Abstract**

The scope of the present diploma thesis is the study and design of a multi-beam road bridge with composite deck. The total length of the bridge is 99m with individual spans of 33m. 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 12.7 m wide reinforced concrete slab, which is connected with 6 metallic beams, of double-T welded cross-sections, with shear connectors creating a composite structure.

Initially, a brief introduction is made on road bridges and their 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 described and the main steps for creating the static model of the bridge using the Sofistik software are distributed.

In the following chapters, the properties of the cross sections, the loadcases that were taken into consideration, the combinations of actions and the design values that were used in the analysis are described. 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 necessary criterion. In addition resistance to lateral bending, fatigue and shear connection is calculated and checked. Finally the study of the selection of the bridge bearings is presented .

## Ευχαριστίες

Αρχικά 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. Ι.Βάγια και κ. Χ.Γαντέ 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.

Τέλος, θα ήθελα να πω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου, για την συνεχή υποστήριξη και την διαχρονική συμπαράσταση και κατανόηση τους.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Οι γέφυρες αποτελούν μία από τις πιο σημαντικές κατασκευές του ανθρώπου. Είναι θαύματα της μηχανικής και της αρχιτεκτονικής, ενώ εκμεταλλεύονται την τελευταία τεχνολογία κάθε εποχής δίνοντας λύση στην μετακίνηση ανθρώπων και αγαθών. Εκτός από το ότι γεφυρώνουν σημεία, τα οποία θα διαφορετικά θα ήταν απροσπέλαστα λόγω φυσικών ή τεχνητών εμποδίων, έχουν άμεση επίπτωση στην ανάπτυξη της ευρύτερης περιοχής στην οποία βρίσκονται, αναβαθμίζοντας την τόσο σε κοινωνικό όσο και σε οικονομικό επίπεδο.

### 1.1.1 Ιστορική Αναδρομή

Η εξέλιξη με την πάροδο των χρόνων στην δυνατότητα επιλογών υλικών,φορέα,τρόπου ανέγερσης και κατασκευής, αλλά και μεθόδου θεμελίωσης είναι εντυπωσιακή. Τα υλικά δόμησης που χρησιμοποιήσαν οι διάφοροι πολιτισμοί με την πάροδο των χρόνων κυμαίνονται από σχοινί, ξύλο και λίθους μέχρι τσιμέντο, τούβλα και οπλισμένο σκυρόδεμα.

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. Μια σημαντική ανακάλυψη στην τεχνολογία της γέφυρας ήρθε με την ανέγερση της σιδερένιας γέφυρας στο Shropshire της Αγγλίας το 1779, πάνω από το ποταμό Βερν, γνωστή και ως Ironbridge. Στη περίπτωση εκείνη χρησιμοποιήθηκε χυτοσίδηρος για πρώτη φορά ως τόξα για να διασχίσει η γέφυρα τον ποταμό. Με τη Βιομηχανική Επανάσταση του 19ου αιώνα, αναπτύχθηκαν συστήματα από σφυρήλατο σίδηρο για μεγαλύτερες γέφυρες, ενώ με την έλευση του χάλυβα και με την ενισχυμένη αντοχή σε εφελκυσμό κατασκευάστηκαν ακόμα πιο μεγάλες.



Σχήμα 1.1-IronBridge





Σχήμα 1.2-Ρωμαϊκή γέφυρα

### 1.1.2 Τύποι Γεφυρών

Οι γέφυρες ανάλογα με το εξεταζόμενο κριτήριο μπορούν να ταξινομηθούν σε διάφορες κατηγορίες. Οι κυριότερες είναι:

1. Σχετικά με τη χρήση ή τον τύπο του φορέα, οδικές, σιδηροδρομικές, πεζογέφυρες, υδατογέφυρες κ.λπ..
2. Σχετικά με το υλικό κατασκευής, ξύλινες, λίθινες, σχοινένιες, μεταλλικές, τσιμεντένιες και σύμμικτες.
3. Σχετικά με το στατικό τους σύστημα, αμφιέριστες, συνεχείς, πλαισιωτές, τοξωτές, κρεμαστές με ευθύγραμμο ή καμπύλο καλώδιο.
4. Σχετικά γεωμετρική χάραξη του άξονα, ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες.
5. Σχετικά με την μόρφωση των κύριων δοκών, ολόσωμες (πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτιοειδείς) και δικτυωτές μορφής V, N, K.
6. Σχετικά με την διάρκεια χρήσης σε μόνιμες, προσωρινές, και λυόμενες.

## 1.2 Σύμμικτες γέφυρες από πολλαπλές δοκούς I

Οι σύμμικτες γέφυρες συνδυάζουν κατάλληλα δύο από τα βασικότερα δομικά υλικά των ημερών μας, το σπλισμένο σκυρόδεμα και το χάλυβα. Με αυτό τον τύπο γεφυρών μπορούμε να επωφεληθούμε από τα πλεονέκτημα των δύο αυτών υλικών ταυτόχρονα. Κάποια από τα κυριότερα οφέλη είναι η μείωση του ίδιου βάρους, η υψηλή στάθμη προκατασκευής, η ταχύτατη ανέγερσης και η υψηλή ποιότητα τελικής κατασκευής.

Τα κύρια στοιχεία από τα οποία αποτελείται μια τυπική διατομή σύμμικτης οδικής γέφυρας είναι οι διαμήκεις χαλύβδινες δοκοί, η πλάκα σκυροδέματος, οι διατμητικοί σύνδεσμοι, οι διαδοκίδες, οι εγκάρσιες ενισχύσεις και τα εφόδρανα. Τα μη φέροντα στοιχεία διακρίνονται σε πεζοδρόμια, στηθαία ασφαλείας, στεγανωτική στρώση καταστρώματος, ασφαλοτάπητας, εγκάρσια κλίση 2.5% και σωλήνες απορροής υδάτων.

### 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 προτιμώνται για μικρά έως μεσαία ανοίγματα, δηλαδή ανοίγματα μέχρι και τα 80m.

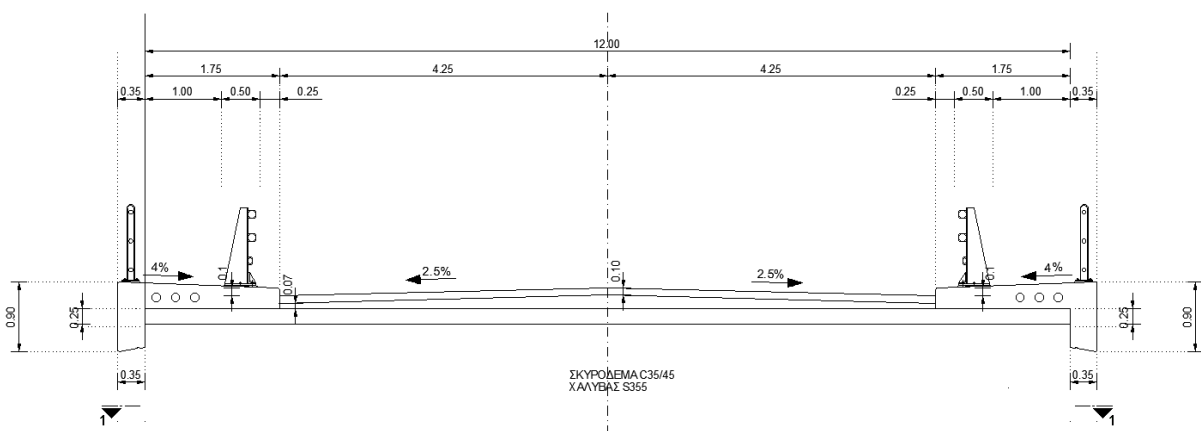


Σχήμα 1.3-Γέφυρα Πολλαπλών Δοκών

## 2 Μόρφωση Γέφυρας

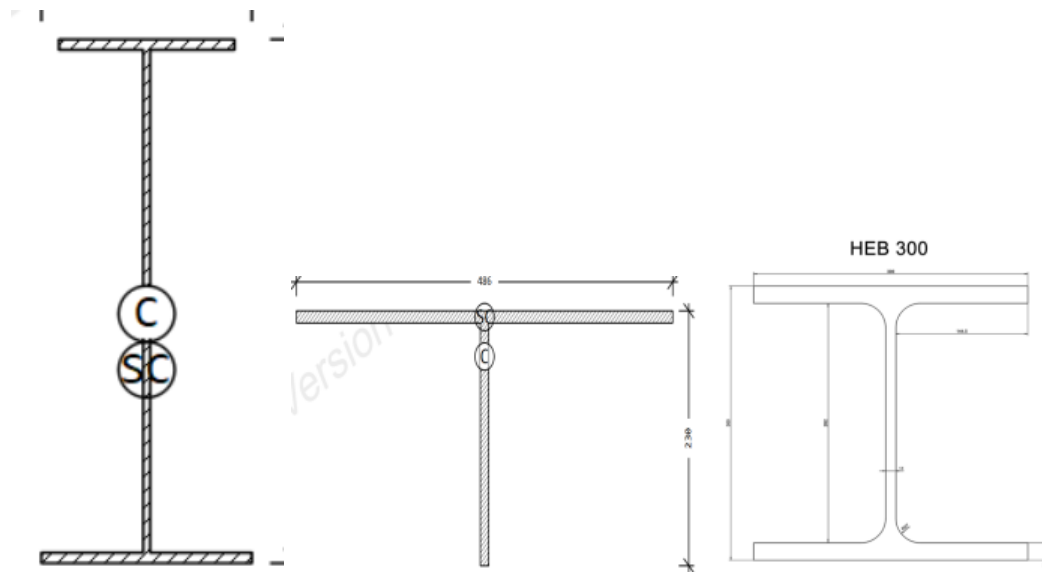
### 2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Η γέφυρα που εξετάζεται είναι ευθύγραμμη, σύμμικτη και αμφιέρειστη αποτελούμενη από 3 ανεξάρτητα ανοίγματα. Το συνολικό μήκος είναι 99m, με μήκος κάθε ανοίγματος 33m, ενώ η τελική διαμόρφωση της γέφυρας γίνεται με την εισαγωγή αρμών διαστολής ανάμεσα σε κάθε άνοιγμα. Στην παρούσα εργασία εξετάζεται ένα από τα 3 ανοίγματα ως ανεξάρτητο. Το συνολικό πλάτος του καταστρώματος είναι 12.7m, με πλάτος οδοστρώματος 8.5m και πεζοδρομίων 2.1m εκατέρωθεν. Το οδόστρωμα έχει επίκλιση 2.5% προς το εξωτερικό της γέφυρας για την απορροή των υδάτων. Το πάχος της πλάκας σκυροδέματος είναι 25cm ενώ το πάχος των πεζοδρομίων πάνω από την πλάκα κυμαίνεται από 32cm εξωτερικά της γέφυρας μέχρι 25 cm εσωτερικά διαμορφώνοντας κλίση προς το εσωτερικό 4%. Στο Σχήμα 2.1 φαίνεται η τυπική διατομή του καταστρώματος της γέφυρας.



Σχήμα 2.1-Εγκάρσια Τομή Καταστρώματος Γέφυρας

Το κατάστρωμα θα σκυροδετηθεί πάνω σε ξυλότυπο με την τοποθέτηση ικριωμάτων, με όλα τα φορτία να παραλαμβάνονται από τη σύμμικτη δοκό. Ο χαλύβδινος σκελετός θα αποτελείται από 6 διαμήκεις χαλύβδινες δοκούς μήκους 33m η κάθε μία, συγκολλητής διατομής, μορφής διπλού ταν με συνολικό ύψος 1.5m. Η απόσταση μεταξύ των δοκών θα είναι 1.9m. Επίσης θα τοποθετηθούν διαδοκίδες ανά  $\frac{1}{4}$  του συνολικού μήκους του ανοίγματος και ανά δύο δοκούς για να προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση κατά την φάση κατασκευής στις κύριες δοκούς. Οι διαδοκίδες θα είναι πρότυπης ελατής διατομής από την κατηγορία HEB300 με μήκος 1.42m. 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 κύριες δοκούς και εγκάρσιων ενισχύσεων με διαδοκίδες θα γίνει με συγκόλληση. Τέλος η στήριξη των δοκών στα βάθρα γίνεται με 12 ελαστομεταλλικά εφένδρανα, 6 δηλαδή στο άκρο κάθε δοκού σε κάθε βάθρο. Οι διατομές φαίνονται στο Σχήμα 2.2 ενώ οι διαστάσεις συνοψίζονται στο πίνακα Π2.1.



Σχήμα 2.2 -Μεταλλικές διατομές

Πίνακας Π2.1

Κύρια δοκός		Διαδοκίδα HEB 300		Εγκάρσια Ενίσχυση	
Πλάτος Άνω πέλματος	500mm	Άνω πέλμα	300mm	Πλάτος πέλματος	486mm
Πλάτος Κάτω Πέλματος	600mm	Κάτω Πέλμα	300mm	Πάχος πέλματος	11mm
Πάχος Άνω πέλματος	30mm	Πάχος Άνω πέλματος	19mm	Ύψος Κορμού	230mm
Πάχος Κάτω πέλματος	30mm	Πάχος Κάτω πέλματος	19mm	Πάχος κορμού	11mm
Ύψος Κορμού	1440mm	Ύψος Κορμού	208mm		
Πάχος Κορμού	20mm	Πάχος Κορμού	11mm		

## 2.2 Συνεργαζόμενο Πλάτος Πελμάτων Σκυροδέματος

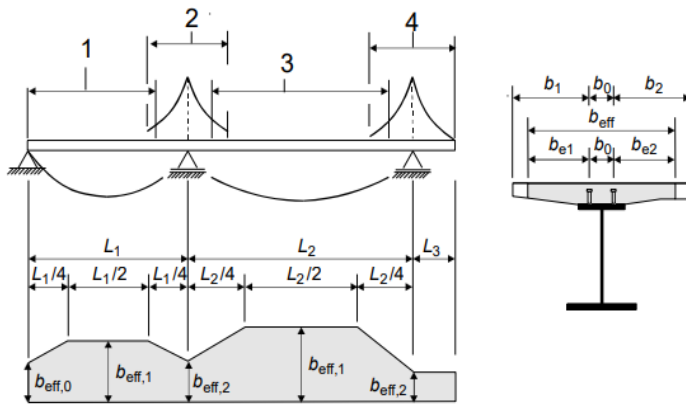
Το συνεργαζόμενο πλάτος των συμμίκτων διατομών υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 [19] για εσωτερικές και ακραίες στηρίξεις όπως φαίνεται παρακάτω:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{ei}, \text{ όπου}$$

$b_0$  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 2.3-Υπολογισμός  $b_{eff}$

Συμβολισμοί:

1.  $L_e = 0.85 L_1$  για  $b_{eff,1}$

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  $b_{eff}$ .

$\beta_i = 1$ , 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  $L_e = 33m$ .

Ακραίες Δοκοί:

Γεωμετρικά πλάτη:  $b_{g,1} = 1.25m$ ,  $b_{g,2} = 0.95$

$b_{e,1} = L_e / 8 = 4.13 > b_{g,1} \rightarrow b_{e,1} = 1.25m$

$b_{e,2} = L_e / 8 = 4.13 > b_{g,2} \rightarrow b_{e,2} = 0.95$

$\beta_1 = 1.21 > 1 \rightarrow \beta_1 = 1$

$\beta_2 = 1.41 > 1 \rightarrow \beta_2 = 1$

$b_{eff} = b_0 + \sum b_{e,i} = 2.2m$

Μεσαίες Δοκοί:

Γεωμετρικά πλάτη :  $b_{g,1} = 0.95$ ,  $b_{g,2} = 0.95m$

$b_{e,1} = L_e / 8 = 4.13 > b_{g,1} \rightarrow b_{e,1} = 0.95m$

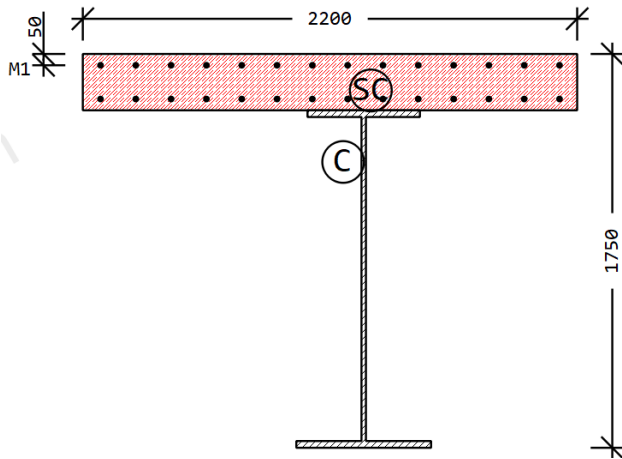
$b_{e,2} = L_e / 8 = 4.13 > b_{g,2} \rightarrow b_{e,2} = 0.95$

$\beta_1 = 1.41 > 1 \rightarrow \beta_1 = 1$

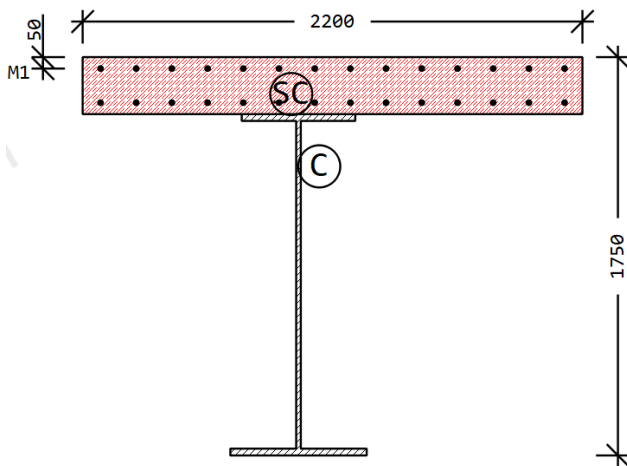
$\beta_2 = 1.41 > 1 \rightarrow \beta_2 = 1$

$b_{eff} = b_0 + \sum b_{e,i} = 1.9m$

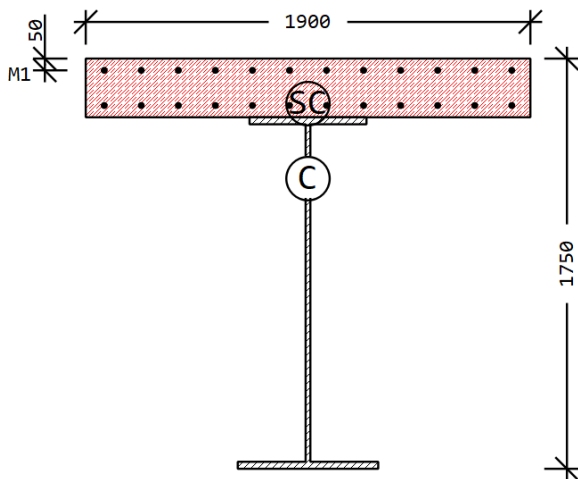
Στα Σχήματα 2.4, 2.5, 2.6 φαίνονται οι διατομές των 2 ακραίων δοκών και αυτή των 4 μεσαίων σύμμικτων δοκών.



Σχήμα 2.4-Ακραία Δοκός



Σχήμα 2.5-Ακραία Δοκός



Σχήμα 2.6-Μεσαία Δοκός

Τα αδρανειακά χαρακτηριστικά των διατομών για χρόνο  $t=0$ , όπου λήφθηκε η πλήρη τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος  $E_{cm}=34000$  MPa και για χρόνο  $t=\infty$ , όπου χρησιμοποιήθηκε η απομειωμένη τιμή του μέτρου Ελαστικότητας  $E_c=11222$  MPa υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα Sofistik και δίνονται στους Πίνακες Π2.2, Π2.3 αντίστοιχα.

Πίνακας Π2.2-Ιδιότητες διατομών για t=0

Cross-sections static properties									
SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha$ [°]
1	2	2.5000E-01	2.083E-01	1.302E-03	0.0	0.0	34000	0.0	2.083E-02
	3 <sup>1</sup>	4.388E-03	2.083E-01	2.083E-02	125.0	125.0	14167	(BEAM)	1.302E-03
= PLAKA									
= PLAKA									
2	1	1.5857E-01	8.893E-02	5.451E-02	91.5	-31.8	210000	485.1 <sup>2</sup>	
	3	2.452E-03	3.304E-02	4.072E-02	479.9	162.3	80769	(BEAM)	
= akraiaxalyva1									
= Composit with materials: 1 2									
3	1	1.5857E-01	8.893E-02	5.451E-02	-91.5	31.8	210000	485.1 <sup>2</sup>	
	3	2.452E-03	3.304E-02	4.072E-02	479.9	162.3	80769	(BEAM)	
= akraiaxalyva2									
= Composit with materials: 1 2									
4	1	1.4537E-01	8.534E-02	5.263E-02	0.0	0.0	210000	485.1 <sup>2</sup>	
	3	2.171E-03	3.323E-02	2.598E-02	512.1	192.0	80769	(BEAM)	
= mesaiesxalyva									
= Composit with materials: 1 2									
5	2	1.2500E-01	1.042E-01	6.510E-04	0.0	0.0	34000	0.0	2.604E-03
	3 <sup>1</sup>	1.787E-03	1.042E-01	2.604E-03	125.0	125.0	14167	(BEAM)	6.510E-04
= PLAKA2									
= PLAKA2									

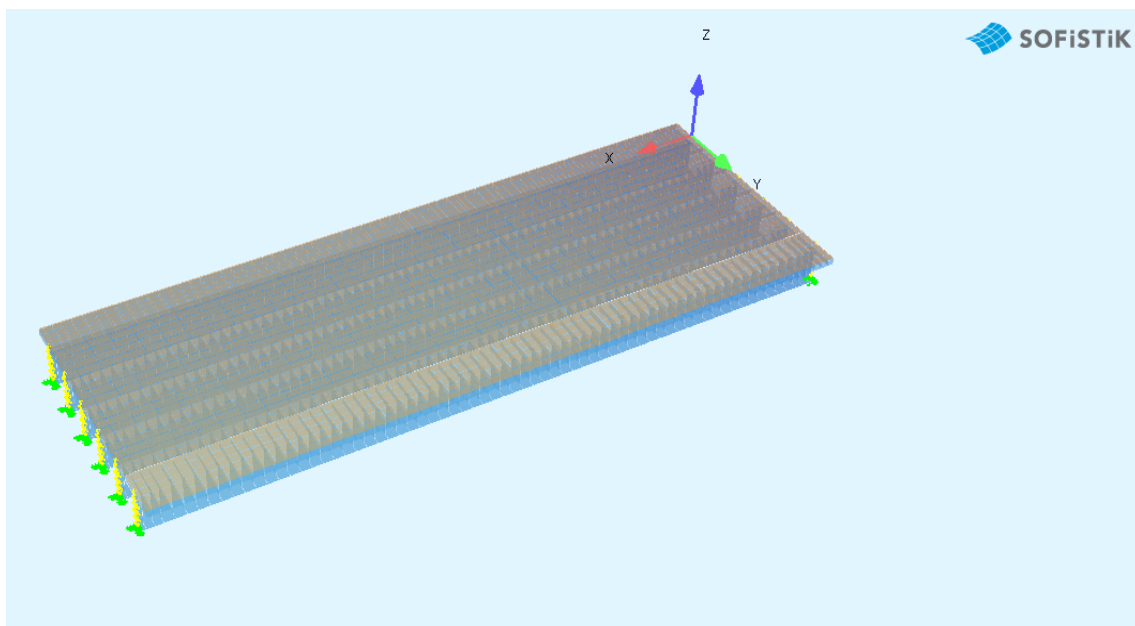
Πίνακας Π2.3-Ιδιότητες Διατομών για t=∞

Cross-sections static properties									
SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha$ [°]
1	2	2.5000E-01	2.083E-01	1.302E-03	0.0	0.0	11122	0.0	2.083E-02
	3 <sup>1</sup>	4.388E-03	2.083E-01	2.083E-02	125.0	125.0	4634	(BEAM)	1.302E-03
= PLAKA									
= PLAKA									
2	1	9.9655E-02	3.315E-02	4.240E-02	57.0	-40.1	210000	485.1 <sup>2</sup>	
	3	8.955E-04	3.059E-02	1.663E-02	689.8	220.6	80769	(BEAM)	
= akraiaxalyva1									
= Composit with materials: 1 2									
3	1	9.9655E-02	3.315E-02	4.240E-02	-57.0	40.1	210000	485.1 <sup>2</sup>	
	3	8.955E-04	3.059E-02	1.663E-02	689.8	220.6	80769	(BEAM)	
= akraiaxalyva2									
= Composit with materials: 1 2									
4	1	9.4493E-02	3.428E-02	4.063E-02	0.0	0.0	210000	485.1 <sup>2</sup>	
	3	8.028E-04	3.100E-02	1.067E-02	720.6	273.9	80769	(BEAM)	
= mesaiesxalyva									
= Composit with materials: 1 2									
5	2	1.2500E-01	1.042E-01	6.510E-04	0.0	0.0	11122	0.0	2.604E-03
	3 <sup>1</sup>	1.787E-03	1.042E-01	2.604E-03	125.0	125.0	4634	(BEAM)	6.510E-04
= PLAKA2									
= PLAKA2									

## 2.3 Στατικό Προσομοίωμα

Για την ανάλυση της γέφυρας και τον υπολογισμό των τάσεων και των εντατικών μεγεθών, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Sofistik στο οποίο έγινε τρισδιάστατη προσομοίωση της γεφυρας. 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 Sofiplus X, ένα υποπρόγραμμα του Sofistik. 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. Έπειτα με την εντολή boundary, έγινε αντιστοίχιση του υλικού που αντιστοιχεί σε κάθε τμήμα της σύμμικτης διατομής.

Στην συνέχεια και αφού σχεδιάστηκε το τμήμα της γέφυρας, ορίστηκαν διαμήκη και εγκάρσια στοιχεία ως beam elements(στοιχεία δοκού) σχηματίζοντας ένα κάναβο. Στα διαμήκη στοιχεία ορίστηκαν οι σύμμικτες διατομές ενώ στα εγκάρσια στοιχεία, ορίστηκαν οι διατομές της πλάκας σκυροδέματος. Τα εφάδρανα 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 distribution area(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 2.7 φαίνεται το προσομοίωμα.

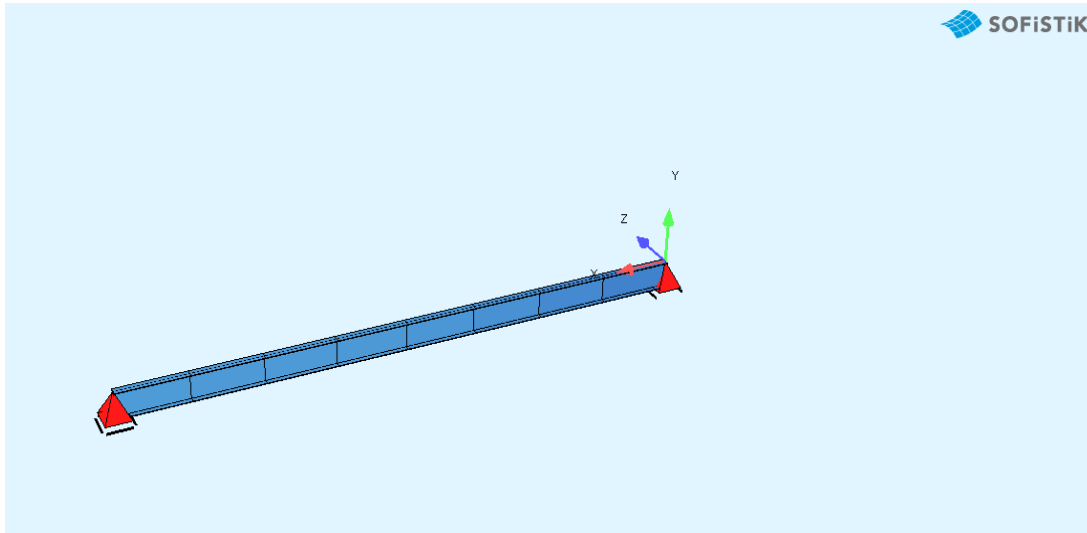


Σχήμα 2.7-Προσομοίωση Φορέα

Οι ιδιότητες των διατομών προσδιορίστηκαν απο task Cross Sections, οι συνδυασμοί των φορτίσεων έγιναν με το task define combinations και κανοντας γραμμική ελαστική ανάλυση με το task Linear Analysis, υπολογίστηκαν τα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη. Ακόμα υπολογίστηκαν οι περιβάλλουσες για κάθε συνδυασμό με το task Superpositioning, ενώ οι τάσεις προσδιορίστηκαν με το task Steel Cross Sections Resistance(Design Elements,Beams). Οι υπολογισμοί έγιναν σε χρόνο  $t=0$  και  $t=\infty$  με το ανάλογο μέτρο Ελαστικότητας του Σκυροδέματος παίρνοντας υπόψη και την επίδραση του ερπυσμού. Τέλος η εποπτεία των αποτελεσμάτων έγινε από το tab results αλλά και γραφικά απο το task Interactive Graphics .



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 2.8, 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 εισηχθησαν 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 χαλυβα.



Σχήμα 2.8-Προσομοίωμα δοκού για έλεγχο σε ΣΚΛ

### 3 Δομικά Υλικά

Τα υλικά με τα οποία διαστασιολογείται η γέφυρα είναι:

- Σκυρόδεμα C35/45
  - Μέτρο ελαστικότητας:  $E_{cm}=34$  GPa
  - Ειδικό βάρος:  $\gamma=25$  kN/m
  - Ειδικό βάρος νεπού σκυρ/τος:  $\gamma=26$  kN/m<sup>3</sup>
  - Λόγος Poisson:  $\nu=0.2$
  - Χαρακτηριστική αντοχή:  $f_{ck}=35$  MPa
  - Μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής:  $f_{ctm}=3.2$  MPa
  - Μέση τιμή θλιπτικής αντοχής:  $f_{cm}=43$  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 B500B  
 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 αρηγιάτωτες 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.

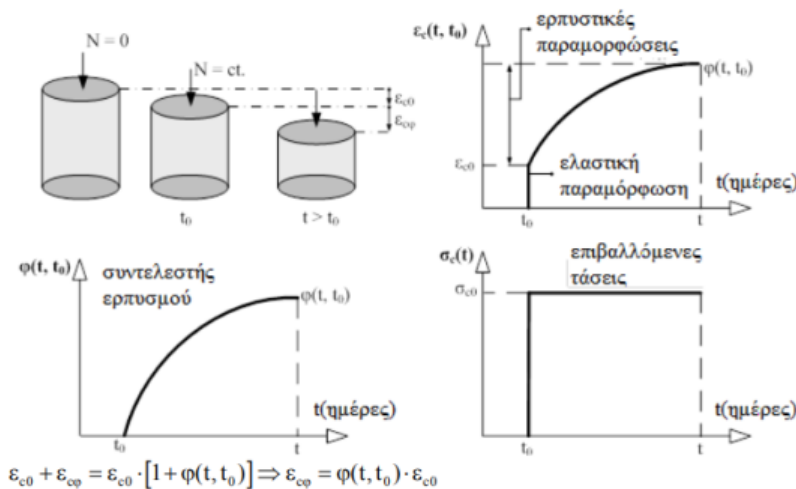
Επομένως αναπτύσσονται πρόσθετες ροπές οι οποίες αποτελούν τις δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού. Στη γέφυρα που εξετάζεται εμφανίζονται μόνο πρωτογενείς επιρροές ερπυσμού. Για να λάβουμε υπόψη τον ερπυσμό στην ανάλυση της γέφυρας υπολογίζεται ο λόγος ισοδυναμίας  $n$  για βραχυχρόνια και για μακροχρόνια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

Βραχυχρόνια:  $n_o = E_a / E_{cm} = 210 / 34 = 6.178$

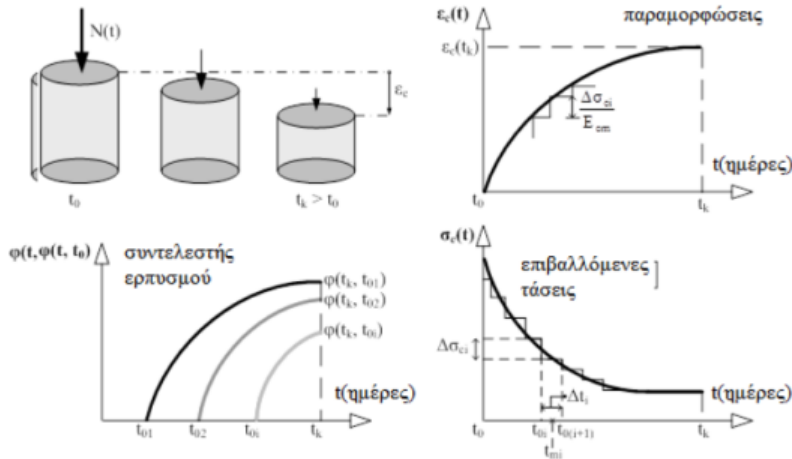
Μακροχρόνια:  $n_L = n_o \cdot [ + \psi_L \cdot \varphi(t, t_o) ]$

-για μόνιμες δράσεις(π.χ. ίδια βάρη)  $\rightarrow n_L = n_p$  και  $\psi_L = \psi_p = 1.1$

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



Σχήμα 3.1-Ερπυσμός λόγω μόνιμων φορτίων (P)



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

Ο συντελεστής ερπυσμού δίνεται σύμφωνα με τον EN1992-1-1, Παράρτημα Β[5.2] από τη σχέση  $\varphi(t, t_0) = \beta_c(t, t_0) \cdot \varphi_0$ . Στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζονται οι σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν για στον υπολογισμό.

**Ονομαστικός συντελεστής ερπυσμού**

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

Επιρροή σχετικής υγρασίας

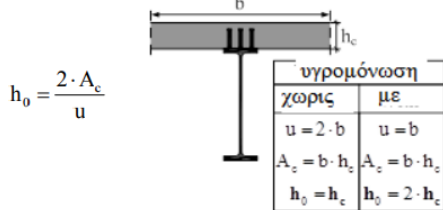
$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{για } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

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

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

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

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



$A_c$  = 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,  $RH=70\%$

$$\begin{aligned} \rightarrow A_c &= 0.55 \text{ cm}^2, h_o = 1000 \text{ mm}, \phi_{RH} = 1.16, \beta(t_0) = 0.675, \beta(f_{cm}) = 2.562, \rightarrow \phi_o = 1.89 \\ \rightarrow \beta_H &= 1086.17 < 1500 \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 0.991 \\ \rightarrow \phi_g(t, t_0) &= 1.87 \rightarrow n_g = 6.18 [1 + \psi_g * \phi_g(t, t_0)] \rightarrow n_g = 18.89 = n_L \end{aligned}$$

Ανάλογα με τη χρονική στιγμή ελέγχου και αν χρειάζεται, εισάγουμε τον λόγο ισοδυναμίας  $n_L$  στο προσομοίωμα πολλαπλασιάζοντας τον όρο μέσα στην αγκύλη με το  $E_{cm}$ . Συγκεκριμένα στην ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν 2 χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές, η τιμή  $t=0$  και η τιμή  $t=\infty$  που αντιστοιχεί στη χρονική στιγμή  $t=30000$  ημέρες δηλαδή σε 100 χρόνια (χρονικός ορίζοντας με βάση τον οποίο γίνεται ο σχεδιασμός γεφυρών). Τη πρώτη χρονική στιγμή οι έλεγχοι έγιναν με το πλήρες μέτρο ελαστικότητας  $E_{cm}=34000 \text{ MPa}$  και τη δεύτερη με το απομειωμένο, δηλαδή με  $E_c=11122 \text{ MPa}$ .

### 3.2 Σκυρόδεμα-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.

Κατα αντιστοιχία με τον ερπυσμό και με  $\psi_s = \psi_{PT} = 0.55$  μπορεί να υπολογιστεί ο λόγος ισοδυναμίας  $n_s = 15.27 (t=\infty)$ . 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  $\Delta T_{NS} = \frac{\epsilon_{cs}}{at}$ , όπου  $\epsilon_{cs}$  η βράχυνση του σκυροδέματος και  $at$  ο συντελεστής θερμικής διαστολής. Οι μαθηματικοί τύποι που χρησιμοποιήθηκαν δίνονται παρακάτω.

Ανηγμένη παραμόρφωση λόγω συρρίκνωσης :

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \epsilon_{cd,0}, \text{ όπου}$$

$t$  = ηλικία σε ημέρες

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

$k_h = 1$  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:

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

Βασική ανηγμένη παραμόρφωση της συρρίκνωσης:

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

$a_{ds1} = 3, 4$  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

$$\beta_{RH} = 1.55 * [1 - (\frac{RH}{100\%})^3], \text{ RH σχετική υγρασία (\%)}$$

$$\text{Έτσι υπολογίστηκαν } \beta_{ds}(t, t_0) = 0.986, \beta_{RH} = 1.018 \rightarrow \epsilon_{cd} = \epsilon_{cs} = 235.4/10^6$$

Επομένως η ομοιόμορφη μείωση θερμοκρασίας που λήφθηκε υπόψη στους υπολογισμούς είναι  $\Delta T_{NS} = 23.5^\circ \text{C}$

## 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 πεζούς). Όπως αναφέρθηκε το βάρος του χάλυβα υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό, θέτοντας στο πρόγραμμα στο Loadcase Manager συντελεστή DLZ=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:  $1.1 * 78.5 \text{ kN/m}^3 = 86.35 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο Βάρος Πλάκας Σκυροδέματος:  $25 \text{ kN/m}^3 * 0.25 \text{ m} = 6.25 \text{ kN/m}^2$

Πρόσθετα Μόνιμα :

- Πεζοδρόμια:  $25 \text{ kN/m}^3 * (0.25 \text{ m} + 0.32 \text{ m}) / 2 = 7.13 \text{ kN/m}^2$
- Ασφαλτικά:  $24 \text{ kN/m}^3 * 0.1 \text{ m} = 2.4 \text{ kN/m}^2$
- Φορτίο Εξομάλυνσης:  $0.5 \text{ kN/m}^2$
- Σύστημα Αναχαίτισης :  $1 \text{ kN/m}$
- Κιγκλίδωμα :  $0.5 \text{ kN/m}$

Στα Σχήματα 4.11-4.13 στο τέλος του Κεφαλαίου φαίνονται τα φορτία.

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3.2 στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να συμπεριλάβουμε και την συστολή ξήρανσης. Επιλεχθηκε, λοιπόν, να εισαχθεί ως ένα ομοιόμορφο συστολικό φορτίο με τιμή  $\Delta T_{NS} = 23.5^\circ\text{C}$  το οποίο φαίνεται στο Σχήμα 4.14 στο τέλος του Κεφαλαίου.

### 4.2 Μεταβλητές Δράσεις

#### 4.2.1 Φορτία Κυκλοφορίας

##### 4.2.1.1 Κατακόρυφα Φορτία Οδοστρώματος

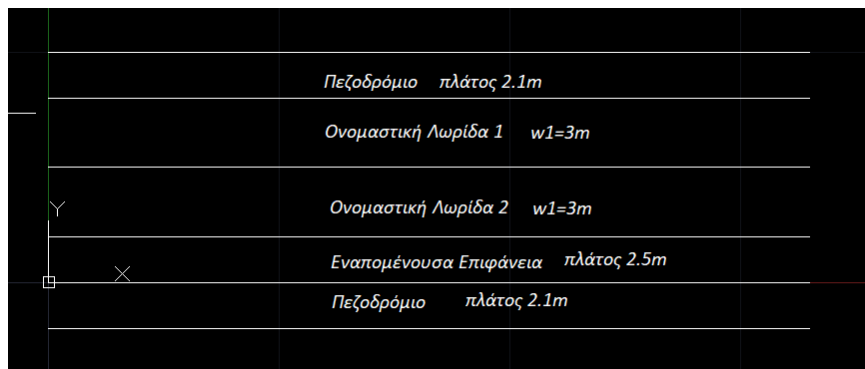
Αρχικά το πλάτος του οδοστρώματος χωρίζεται σε ονομαστικές λωρίδες μετρούμενο μεταξύ των εσωτερικών ορίων των συστημάτων αναχαίτισης. Ο τρόπος υπολογισμού του πλάτους  $w_1$  της ονομαστικής λωρίδας και ο αριθμός τους δίνονται στο Σχήμα 4.1 .

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,  $n_l = \text{Int}\left(\frac{11}{3}\right) = 3$ , 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  $w_1=3m$  και μία εναπομείνουσα 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[3.2]. 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  $a_{Qi} \cdot Q_{ik}$  ανά άξονα και ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία UDL μεγέθους  $a_{qi} \cdot q_{ik}$ . Στο Σχήμα 4.3 φαίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές της φόρτισης LM1.

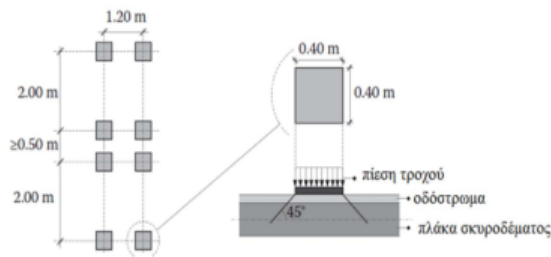
Θέση	Κατανεμημένα φορτία $q_i$ (UDL) $kN/m^2$	Συγκεντρωμένα φορτία $Q_i$ (TS) $kN$
Λωρίδα 1	9	300
Λωρίδα 2	2.5	200
Λωρίδα 3	2.5	100
Εναπομείνουσα επιφάνεια	2.5	0
Πεζοδρόμιο	3	-

Σχήμα 4.3 -Πρότυπη φόρτιση LM1

Οι συντελεστές προσαρμογής  $a_{Qi}, a_{qi}$  εκφράζουν την περίοδο επαναφοράς της κυκλοφορίας στην Ευρώπη και παίρνουν τις τιμές 0.9 και 1 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 επιφανειακά φορτία μες επιφάνεια επαφής αυτή του τροχού. Συγκεκριμένα:

Φορτίο TS ονομαστικής λωρίδας 1:  $300 \cdot a_{Qk} \cdot 0.5 \cdot 0.4 \cdot 0.4 = 843.5 \text{ kN/m}^2$

Φορτίο TS ονομαστικής λωρίδας 2:  $200 \cdot a_{Qk} \cdot 0.5 \cdot 0.4 \cdot 0.4 = 562.5 \text{ kN/m}^2$

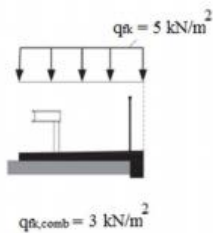


Σχήμα 4.4- Όχημα TS

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 με βήμα 1m.

#### 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

Στο τέλος του κεφαλαίου στα Σχήματα 4.15-4.17 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:

$$Q_{1k} = 0.6 * \alpha_{Q1} * (2 * Q_{1k}) + 0.10 * \alpha_{Q1} * q_{1k} * w_1 * L, \text{ όπου}$$

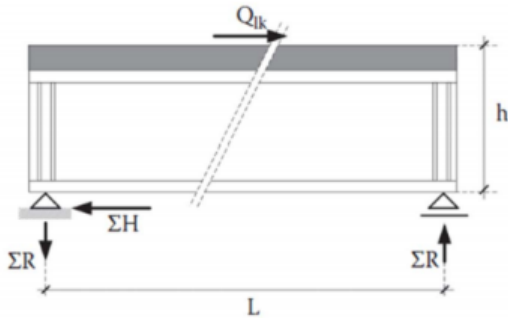
$$180 * \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ kN, και}$$

L είναι 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  $Q_{ik}/L = 12.52 \text{ kN/m}$  που ασκείται στον άξονα του οδοστρώματος. Αυτό ισχύει αν οι επιρροές της κατά πλάτος εκκεντρότητας δεν είναι σημαντικές.

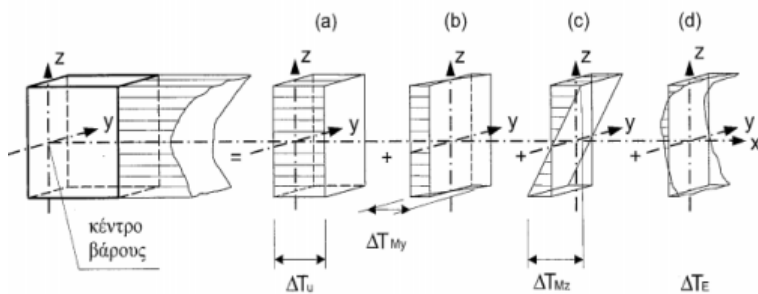
Οι δυνάμεις επιτάχυνσης είναι ίσες και αντίθετες των δυνάμεων πέδησης, έτσι ώστε να εφαρμόζονται  $\pm Q_{ik}$  που να καλύπτουν και τις δύο περιπτώσεις. Ακόμα σε καμπύλες γέφυρες θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και εγκάρσιες δυνάμεις ίσες με το 25% της διαμήκου, λόγω λοξής πέδησης ή πλευρικής ολίσθησης του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



Σχήμα 4.6-Τροχοπέδηση

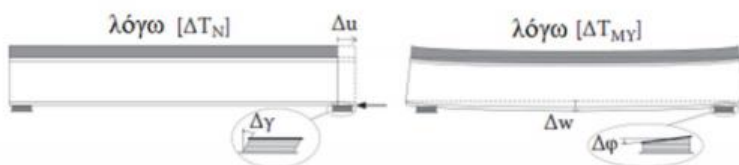
## 4.2.2 Θερμοκρασία

Η επίδραση των μεταβολών της θερμοκρασίας είναι σημαντική και δεν πρέπει να αμελείται. Το πραγματικό θερμοκρασιακό προφίλ  $\Delta T_{REAL}$  μπορεί να υποδιαιρεθεί σε 4 συνιστώσες. Την ομοιόμορφα κατανομημένη στο ύψος της διατομής  $\Delta T_N$ , τις γραμμικές μεταβολές της θερμοκρασίας  $\Delta T_{MY}$ ,  $\Delta T_{MZ}$  και την  $\Delta T_E$  που αντιπροσωπεύει το μη γραμμικό τμήμα του θερμοκρασιακού προφίλ. Στο Σχήμα 4.5 φαίνεται αυτή η υποδιαίρεση :



Σχήμα 4.7-Θερμοκρασιακό προφίλ

Για γέφυρες με χαλύβδινες δοκούς διατομής I οι  $\Delta T_N$  και η  $\Delta T_{MY}$  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  $\Delta T_{MY}$  προκαλούν στροφή ως προς το ισχυρό άξονα και επιφέροντας πρόσθετα βέλη  $\Delta w$  και στροφές εφεδράνων  $\Delta \varphi$  όπως φαίνονται στο Σχήμα 4.6.



Σχήμα 4.8-Παραμορφώσεις Εφεδράνων Λόγω Θερμοκρασιακών Μεταβολών

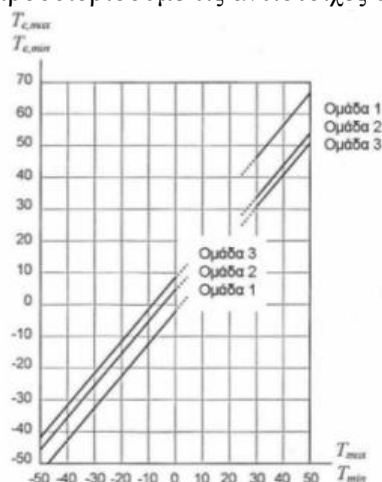
Στο προσομοίωμα εισάγεται ο συντελεστής θερμικής διαστολής για κάθε υλικό, ο οποίος για σύμμικτες γέφυρες λαμβάνει την ίδια τιμή για χάλυβα και σκυρόδεμα, δηλαδή  $\alpha t = 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$ . Για το σχεδιασμό των εφεδράνων λαμβάνεται η αυξημένη τιμή  $\alpha t = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{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



#### 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  $5^\circ\text{C}$  πάνω από τη θερμοκρασία του αέρα.

Για τον προσδιορισμό της μέγιστης συστολικής και διαστολικής διαφοράς θερμοκρασίας απαιτείται αρχικά ο προσδιορισμός των ελάχιστων ( $T_{\min}$ ) και μέγιστων θερμοκρασιών ( $T_{\max}$ ) περιβάλλοντος υπό σκιά στην επιφάνεια της θάλασσας, οι οποίες λαμβάνονται με βάση το Εθνικό Προσάρτημα. Με την βοήθεια του Σχήματος 4.7 και με βάση τον EN 1991-1-5 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.  $\Delta T_{Ncon}=T_{e,\min}-T_o=15-(-10)=25^\circ\text{C}$
2.  $\Delta T_{Nexp}=T_{e,\max}-T_o=50-15=35^\circ\text{C}$ , όπου  $T_o$  είναι η θερμοκρασία 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 LOC (Load Case) με τις προαναφερθείσες τιμές που διατρέχουν το μήκος καθενός από τις έξι δοκούς. Στα Σχήματα 4.18, 4.19 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[4.4] η  $\Delta T_M$  είναι η θερμοκρασιακή διαφορά της μεταξύ της άνω και της κάτω επιφάνειας του φορέα. Εξετάζονται οι  $\Delta T_{Mheat}$  για άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω και  $\Delta T_{Mcool}$  για κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω.

Για την παρούσα γέφυρα ελήφθησαν οι τιμές  $\Delta T_{Mheat}=15^{\circ}C$  και  $\Delta T_{Mcool}=18^{\circ}C$ . 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 4.20, 4.21 στο τέλος του κεφαλαίου φαινονται 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 task Combine Loads, ορίστηκαν και ελέγχθηκαν 4 συνδυασμοί τους. Δηλαδή :

$$\Delta T_{Mheat} + 0.35\Delta T_{Nexp}$$

$$\Delta T_{Mcool} + 0.35\Delta T_{Ncon}$$

$$0.75\Delta T_{Mheat} + \Delta T_{Nexp}$$

$$0.75\Delta T_{Mcool} + \Delta T_{Ncon}$$

#### 4.2.3 Άνεμος

Το φορτίο του ανέμου, όπως προδιαγράφεται στο EN 1991-1-4 [3.5] εξαρτάται από :

1. Την βασική ταχύτητα ανέμου  $v_b$
2. Τον συντελεστή έκθεσης  $c_e$
3. Τον συντελεστή δύναμης  $c_{f,y}$
4. Την επιφάνεια αναφοράς  $A_{ref}$

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

$$F_{Wyk} = \frac{1}{1600} * v_b^2 * C * A_{ref,y} \text{ (kN)}, \text{ όπου}$$

C: συντελεστής ανεμοφόρτισης  $\rightarrow C = c_e * c_{f,y}$

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

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

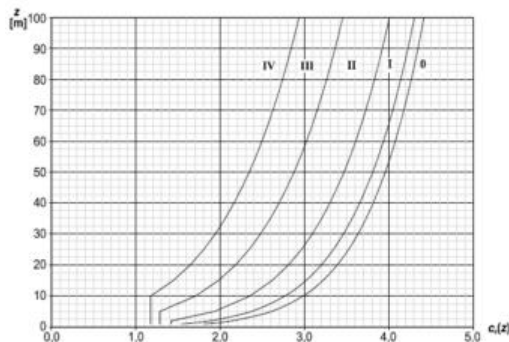
- Η βασική ταχύτητα ανέμου  $v_b$

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}, \text{ όπου}$$

$c_{dir}, c_{season}$  είναι ίσοι με 1 και  $v_{b,0}$  είναι η βασική ταχύτητα ανέμου η οποία με βάση το Εθνικό Προσάρτημα λαμβάνεται ίση με  $33 \text{ m/s}$  για τα νησιωτικά και τα παράλια μέχρι  $10 \text{ km}$  και  $27 \text{ m/s}$  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:  $b=12.7\text{m}$

Συνολικό ύψος:  $d_{\text{tot}}=1.5+0.25+0.32=2.07\text{m}$

Συντελεστής δύναμης:  $b/d_{\text{tot}}=6.14 > 4 \rightarrow c_{f,y,0}=1.3 * 1.25 = 1.63$  (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  $d_{\text{ref}}=d_{\text{tot}} + 2 * d_1$ , όπου  $d_1$  ύψος στηθαίου ασφαλείας ίσο με  $0.5\text{m}$ .  $\rightarrow d_{\text{ref}}=3.07\text{m}$

Επιφάνεια αναφοράς  $A_{\text{ref}} = L * d_{\text{ref}} = 101.31 \text{ m}^2$ , όπου  $L$  το συνολικό μήκος της γέφυρας

$\rightarrow$ Συνολική δύναμη Ανέμου:  $F_{\text{W}_{\text{yk}}} = 210.5 \text{ kN}$

- Γέφυρα με Κυκλοφορία (άνεμος κατά τη εγκάρσια διεύθυνση)

Πλάτος καταστρώματος:  $b=12.7\text{m}$

Συνολικό ύψος:  $d_{\text{tot}}=1.5+0.25+0.1+2=3.85\text{m}$

Συντελεστής δύναμης:  $b/d_{\text{tot}}=3.3 < 4 \rightarrow c_{f,y,0}=1.3+(2.4-1.3)*(4-3.85)/4=1.34 * 1.25=1.68$

(Γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στο  $c_{f,y,0}=2.4$  για  $b/d_{\text{tot}}$  και  $c_{f,y,0}=1.3$  για  $c_{f,y,0} \geq 4$  και πολλαπλασιασμός με  $1.25$  επί το δυσμενέστερο λόγω εγκάρσιας κλίσης οδοστρώματος)

$\rightarrow C=1.68 * 2.8 = 4.69$

$d_{\text{ref}}=d+2=4.07\text{m}$  (για οδικές με κυκλοφορία)  $\rightarrow A_{\text{ref},y}=134.31 \text{ m}^2$

$\rightarrow$ Συνολική δύναμη Ανέμου:  $F_{\text{W}_{\text{yk}}} = 287 \text{ kN}$

Η τιμή συνδυασμού με φορτία κυκλοφορίας είναι  $\psi_0 * F_{\text{W}_{\text{yk}}} = 0.6 * 230 = 172.2 \text{ kN} < F_w^*$

Η μέγιστη τιμή του συνδυασμού είναι:  $F_w^*$  (όπου  $v_{b0}=23\text{m/s}$ )  $= 208.2 \text{ kN}$

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

Πλάτος καταστρώματος:  $b=12.7\text{m}$

Συνολικό ύψος:  $d_{\text{tot}}=1.5\text{m}$

Συντελεστής δύναμης:  $b/d_{\text{tot}}=8.45 > 4 \rightarrow c_{f,y,0}=1.3 * 1.25 = 1.63 \rightarrow C=1.63 * 2.8 = 4.56$

$d_{\text{ref}}=2 * d_{\text{tot}}=3\text{m} \rightarrow A_{\text{ref},y}=99 \text{ m}^2$

$\rightarrow$ Συνολική δύναμη Ανέμου:  $F_{\text{W}_{\text{yk}}} = 102.7 \text{ kN}$  (για  $v_{b0} = 20 \text{ m/s}$ )

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

- Γέφυρα χωρίς κυκλοφορία (άνεμος κατά τη κατακόρυφη διεύθυνση)

Ο κατακόρυφος άνεμος μπορεί να δρα τόσο προς τα πάνω όσο και προς τα κάτω και η δύναμη ανέμου προσδιορίζεται για  $c_{f,z} = 0.9$  χωρίς τα φορτία κυκλοφορίας.

Συντελεστής δύναμης ανέμου:  $C=2.8 * 0.9 = 2.52$

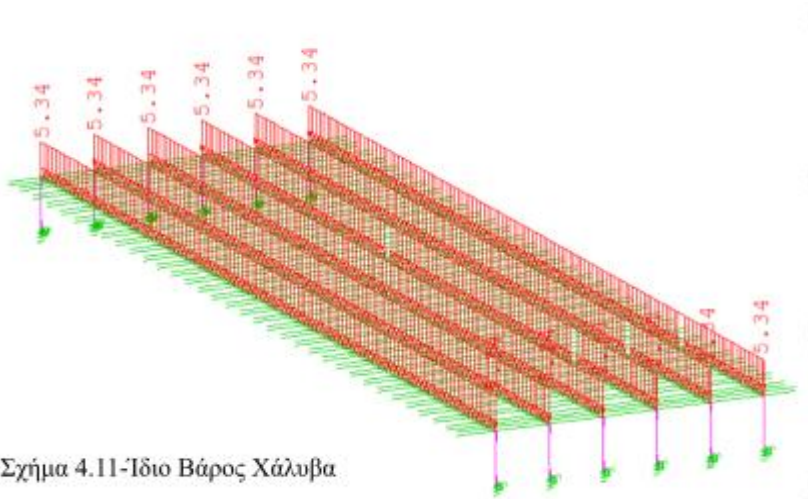
Επιφάνεια αναφοράς:  $A_{\text{ref},z} = L * b = 33 * 12.7 = 419.1 \text{ kN}$

$\rightarrow$ Συνολική δύναμη ανέμου:  $F_{\text{W}_{\text{yk}}} = 477.27 \text{ kN}$  (για  $v_{b0} = 27 \text{ m/s}$ )

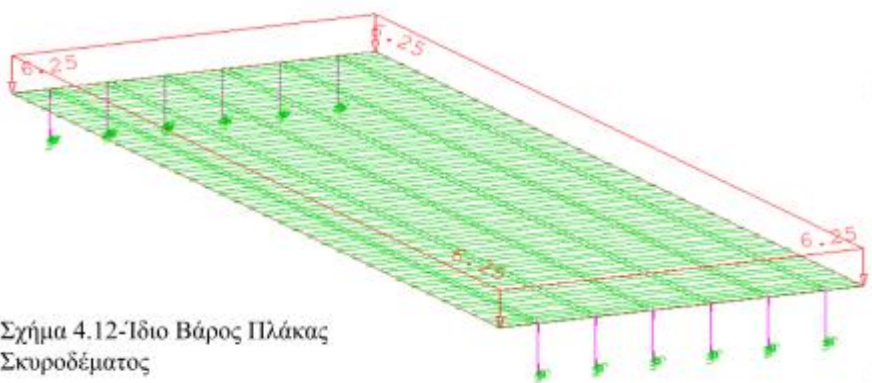
#### 4.2.4 Λοιπές Φορτίσεις

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.

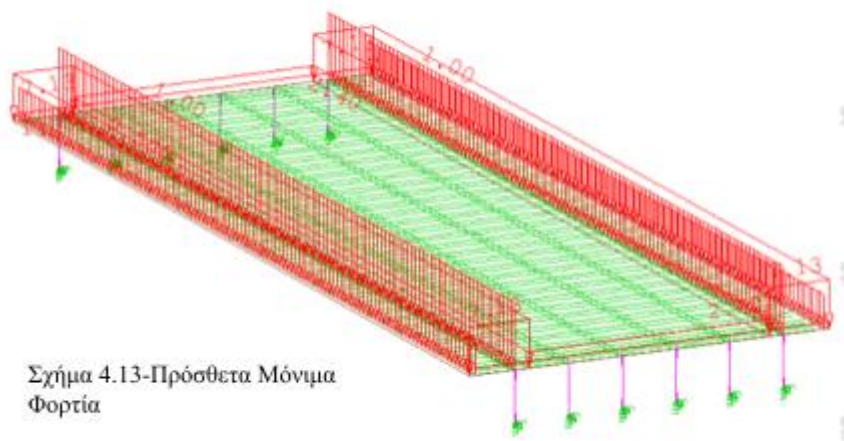
Τελικά οι φορτίσεις που ελήφθησαν υπόψη(εκτός του σεισμού) παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στα Σχήματα 4.11-4.21.



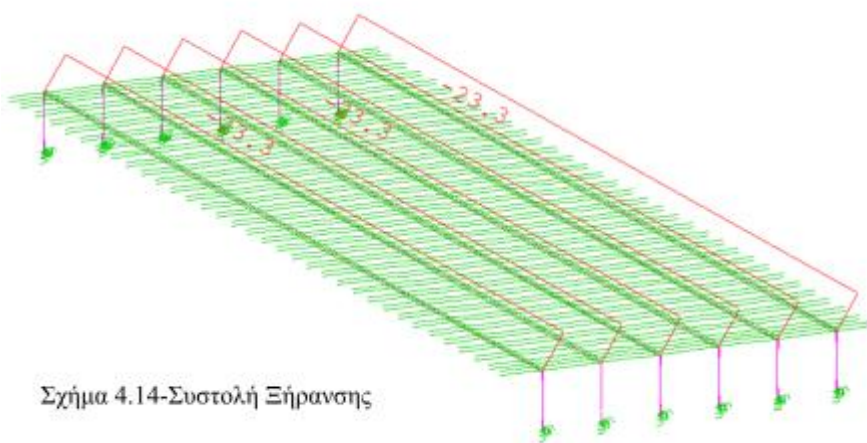
Σχήμα 4.11-Ίδιο Βάρος Χάλυβα



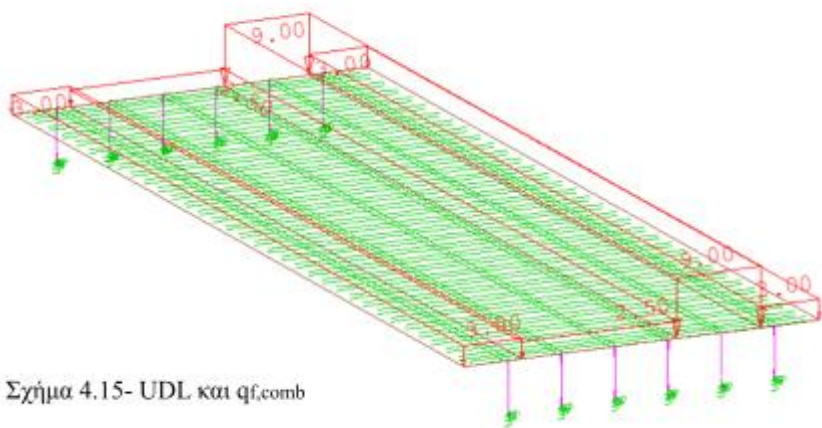
Σχήμα 4.12-Ίδιο Βάρος Πλάκας Σκυροδέματος



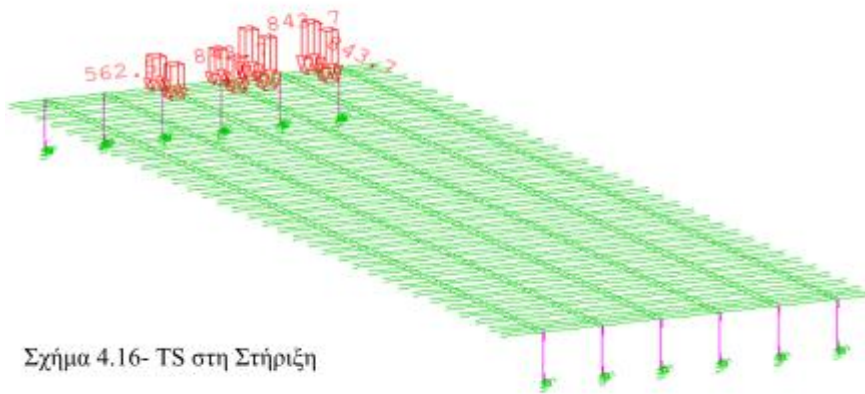
Σχήμα 4.13-Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία



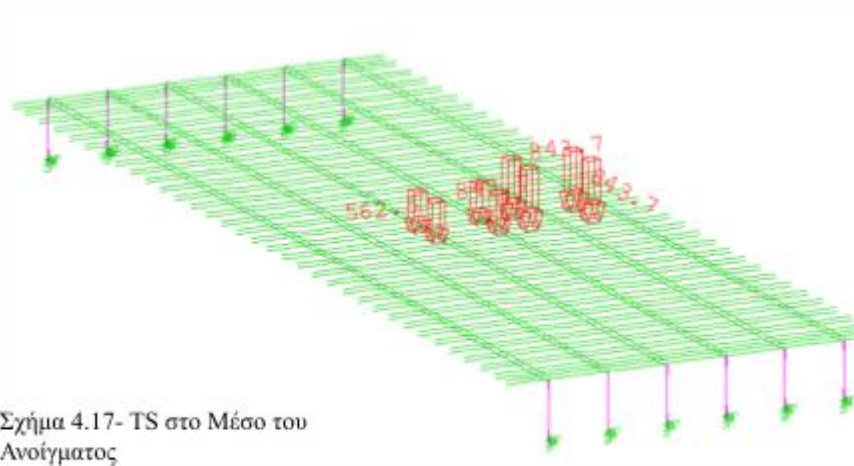
Σχήμα 4.14-Συστολή Ξήρανσης



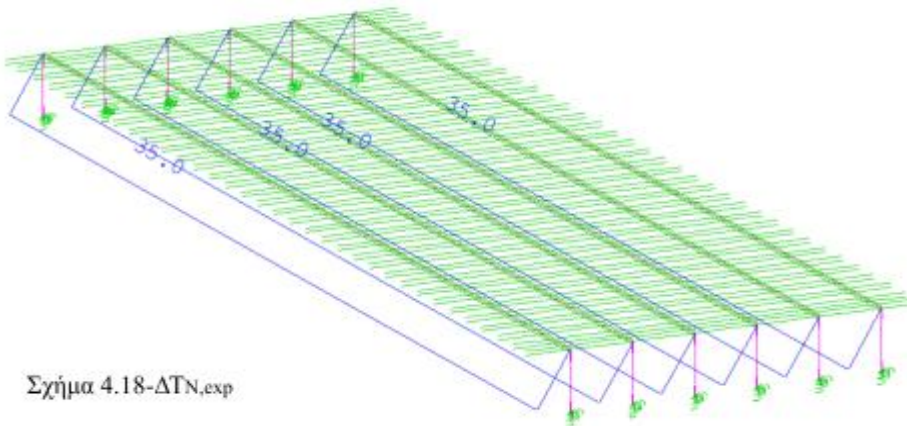
Σχήμα 4.15- UDL και  $q_{f,comb}$



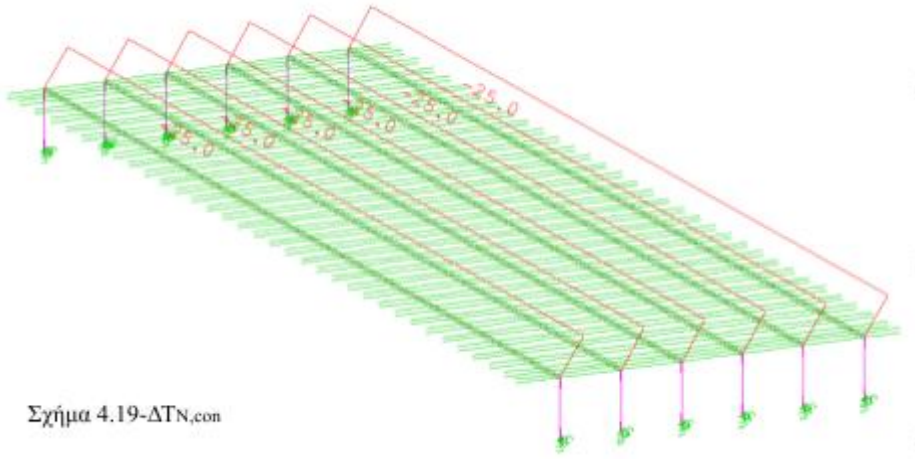
Σχήμα 4.16- TS στη Στήριξη



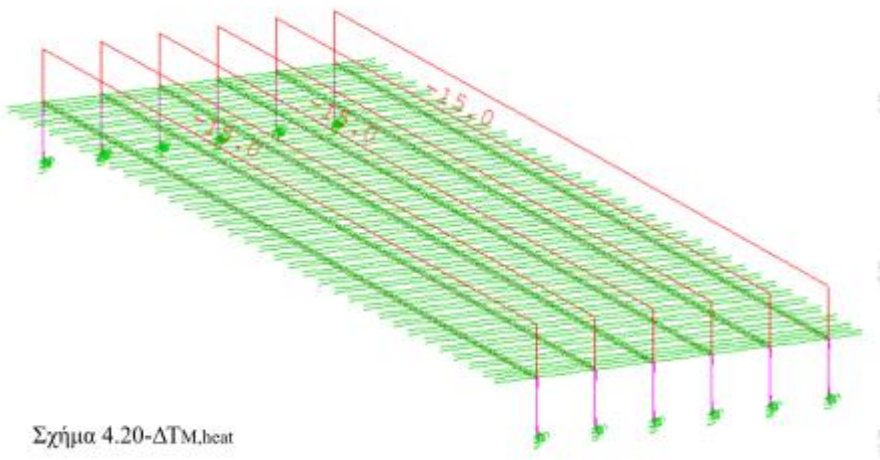
Σχήμα 4.17- TS στο Μέσο του Ανοίγματος



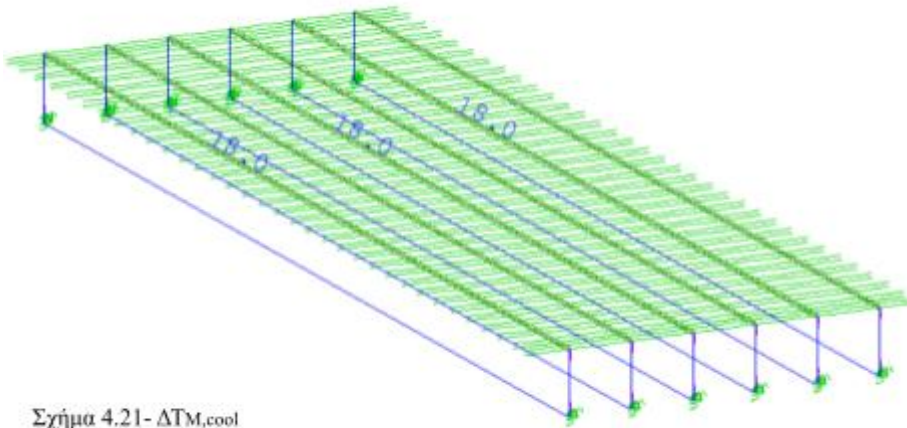
Σχήμα 4.18-ΔΤN,exp



Σχήμα 4.19-ΔTN,con



Σχήμα 4.20-ΔTM,heat



Σχήμα 4.21- ΔTM,cool

## 5 Βάσεις Σχεδιασμού

### 5.1 Γενικά

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται, σύμφωνα με τον EN1991.1, 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 1-Μέρος 1 [16] για οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) (πλην κόπωσης) είναι:



- Καταστάσεις διαρκείας(Βασικός Συνδυασμός)  
 $\sum_{\geq 1} \gamma_g \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
- Τυχηματικές καταστάσεις  
 $\sum_{\geq 1} \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + \gamma_{pA} \cdot P_k + A_d + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- Καταστάσεις σεισμού  
 $\sum_{\geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- Φάση Κατασκευής (Βασικός Συνδυασμός)  
 $\sum_{\geq 1} \gamma_g \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot Q_{ek}$

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
- $\gamma_{Gj}$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας μόνιμων φορτίων
- $\gamma_q$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας κινητών φορτίων
- $\gamma_p$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση
- $\gamma_1$ : είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας για σεισμό
- $\psi$ : συντελεστής συνδυασμού
- $Q_{ek}$ : κατασκευαστικά φορτία

Στο Πίνακα Π5.1 δίνονται οι συντελεστές  $\gamma$  και  $\psi_0$ .

Πίνακας Π5.1-Συντελεστές Ασφαλείας

Δράσεις		Επίδραση		Συντελεστής $\psi_0$
		Ευμενής	Δυσμενής	
Μόνιμες δράσεις	G: $\gamma_g$	1,0	1,35	-
Συστολή ξήρασης <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	$G_{diff}$ : $\gamma_a$	0	0 <sup>2</sup> ή 1,2 <sup>3</sup>	0
Θερμοκρασία	T: $\gamma_a$	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: $\gamma_a$	0	1,5	0,6
<b>Παρατηρήσεις:</b> <sup>1</sup> Στην Ο.Κ.Α. λαμβάνονται υπόψη μόνο οι δευτερογενείς επιρροές της συστολής ξήρασης. <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 στο Πίνακα Π5.2.

Πίνακας Π5.2-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	Θερμοκρασίες	Ανεμος	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 οδικής γέφυρας που εξετάζουμε, ανάλογα με τα φορτία που έχουμε λάβει 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 φορτισης 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.

### 5.2.1 Συνδυασμοί ΟΚΛ

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

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός (characteristic combination)  
 $\Sigma \Xi \geq 1 \cdot G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i>1} \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$
- Συχνός συνδυασμός (frequent combination)  
 $\Sigma \Xi \geq 1 \cdot G_{kj} + P_k + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \Psi_{21} \cdot Q_{ki}$
- Οιονεί μόνιμος ή ημιμόνιμος (quasi-permanent situation)  
 $\Sigma_{\Xi \geq 1} \cdot G_{kj} + P_k + \sum_{i>1} \Psi_{21} \cdot Q_{ki}$

Για οδικές γέφυρες οι συντελεστές  $\psi_1, \psi_2$  φαίνονται στο Πίνακα 5.3.

Πίνακας Π5.3-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
Άνεμος	gr3	0	0
	gr4	0.75	0
	gr5	0	0
	Κατάστ. λειτουργίας	0.2	0
	Φάσεις κατασκευής	-	0
Θερμοκρασία	$F_w^*$	-	-
Φορτία κατασκευής	T	0.6	0.5
Χιόνι (κατά τη διάρκεια κατασκευής)	$Q_c$	-	1.0
	$S_c$	-	-

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

Χαρακτηριστικοί:  $G + S + Q + 0.6T$

Συχνοί:  $G + S + 0.5T + 0.2QUDL$

$G + S + 0.75QTS + 0.4QUDL + 0.5T$

Οιονεί μόνιμος:  $G + S + 0.2QUDL + 0.5T$

## 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 ελεγχθηκε η επάρκεια χρησιμοποιώντας τις ανισώσεις ασφαλείας. Οι ελέγγοι έγιναν για το δυσμενέστερο συνδυασμό  $1.35G + S + 1.35Q + 0.6 \cdot 1.5T$ .

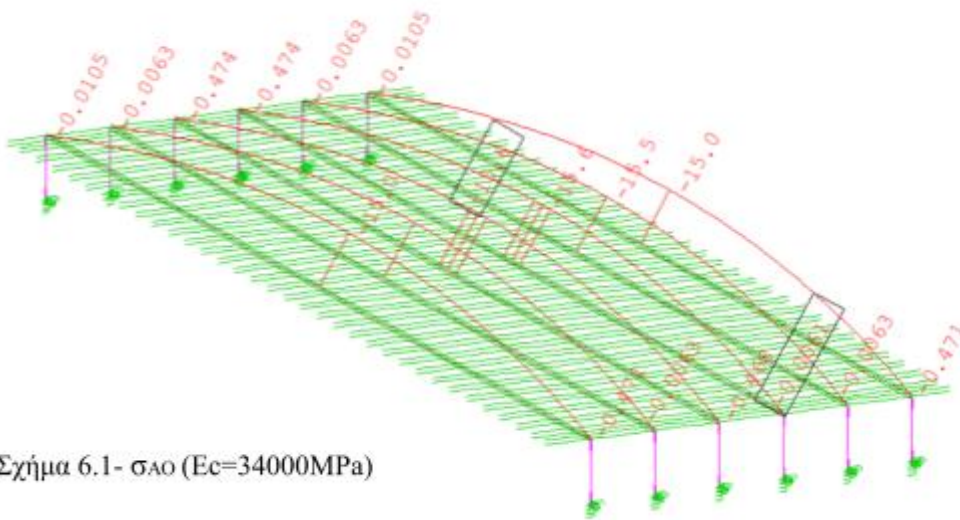
Συγκεκριμένα για να ληφθούν υπόψη οι φάσεις κατασκευής και τα διαφορετικά αδρανειακά χαρακτηριστικά των διατομών στο χρόνο λόγω της επιρροής του ερπυσμού, οι μέγιστες τάσεις υπολογίστηκαν ξεχωριστά για κάθε φάση και στη συνέχεια αθροίστηκαν. Στην φάση κατασκευής τα φορτία που ελήφθησαν ήταν το βάρος του χάλυβα και το βάρος της πλάκας σκυροδέματος κάνοντας χρήση του πλήρες μέτρου Ελαστικότητας του σκυροδέματος, δηλαδή 34000 MPa. Στη φάση λειτουργίας συμμετείχαν τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, η συστολή ξήρανσης, τα φορτία κυκλοφορίας και οι θερμοκρασιακές μεταβολές ενώ το μέτρο Ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται για  $t = \infty$ , δηλαδή ίσο με 11122 MPa.

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 επιβαρυνμένη λωρίδα

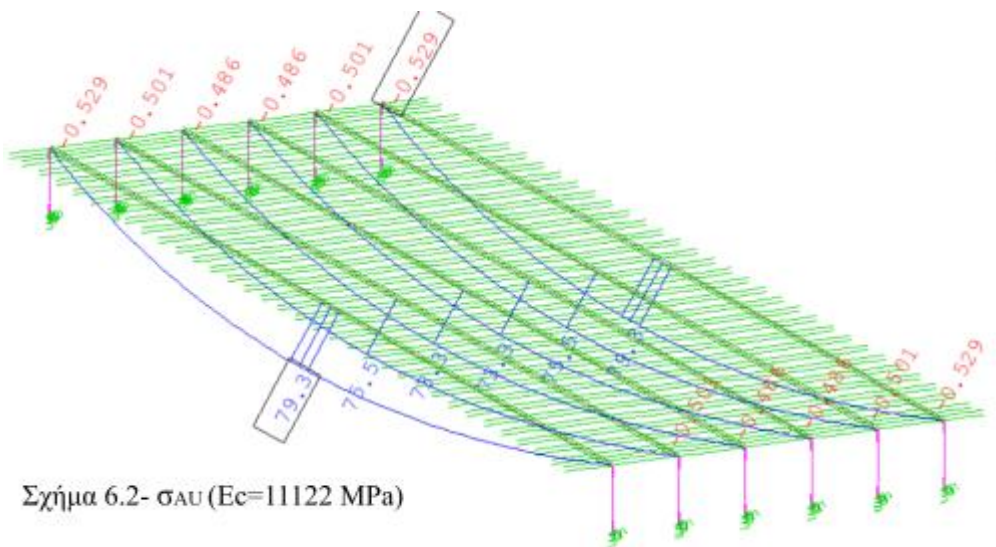
κυκλοφορίας έχει ληφθεί από την δεξιά πλευρά. Παρόμοια αποτελέσματα μπορούν να ληφθούν και για την άλλη ακραία δοκό αν η πιο επιβαρυνόμενη λωρίδα τεθεί από την απέναντι πλευρά. Τα αποτελέσματα παρατίθεται παρακάτω, ενώ στα Σχήματα 6.1-6.4 φαίνονται οι περιβάλλουσες των τάσεων.

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

Μέγιστες Ορθές Τάσεις → Ακραία Δοκός → Μέσο του Ανοίγματος  
 Τάση Άνω ίνας άνω πέλματος χαλύβδινης δοκού :  $\sigma_{AO} = -15.0 \text{ MPa}$   
 Τάση Κάτω ίνας κάτω πέλματος χαλύβδινης δοκού :  $\sigma_{AU} = 79.3 \text{ MPa}$



Σχήμα 6.1-  $\sigma_{AO}$  ( $E_c=34000 \text{ MPa}$ )



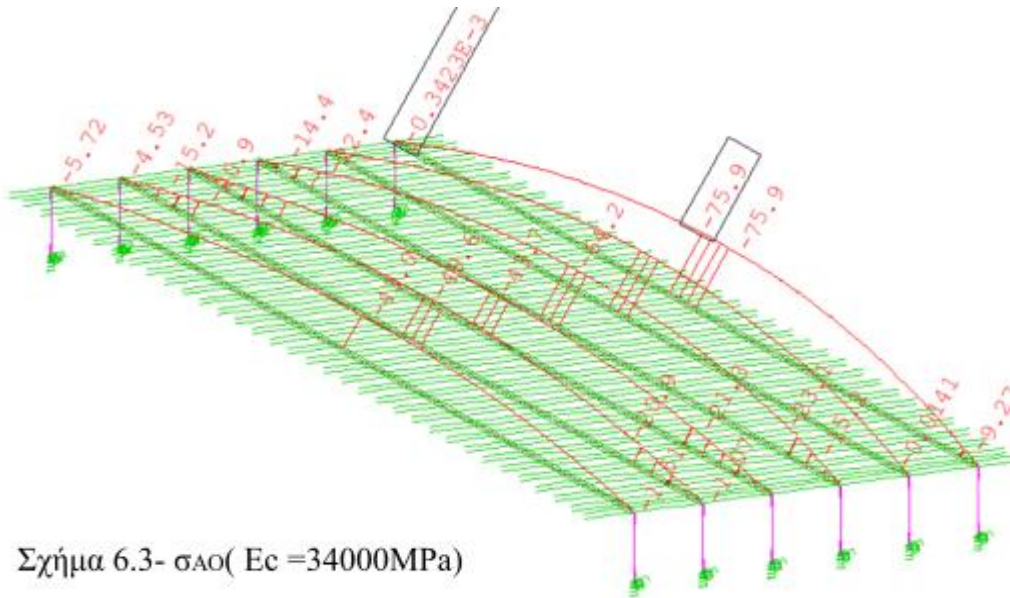
Σχήμα 6.2-  $\sigma_{AU}$  ( $E_c=11122 \text{ MPa}$ )

- Φάση Λειτουργίας→ $S + 1.35G_2 + 1.35Q + 0.9T$  (όπου  $G_2$  τα πρόσθετα μόνιμα),  
 $E_{cm}=11122\text{MPa}$

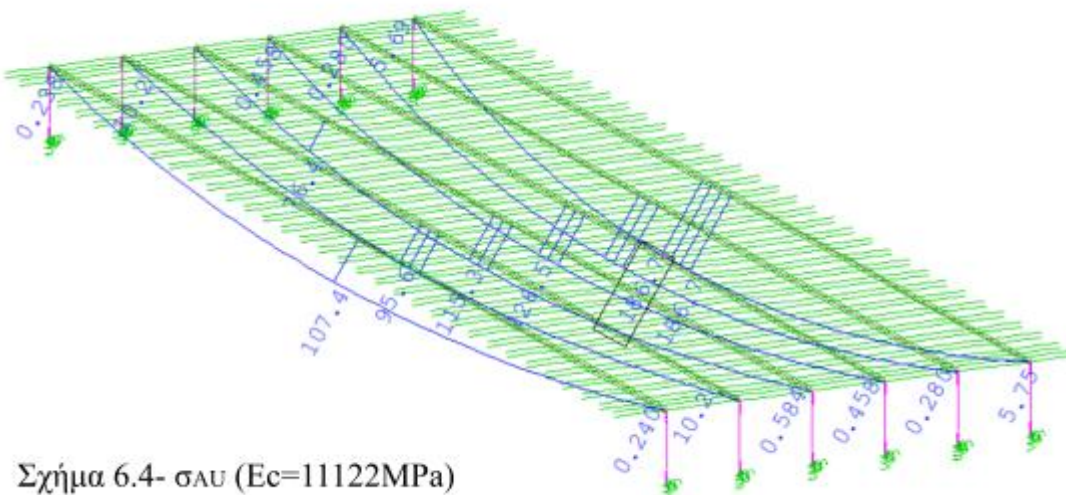
Μέγιστες Ορθές Τάσεις→Ακραία Δοκός→Μέσο του Ανοίγματος

Τάση Άνω ίνας άνω πέλματος χαλύβδινης δοκού :  $\sigma_{\Lambda\text{O}}=-75.9\text{MPa}$

Τάση Κάτω ίνας κάτω πέλματος χαλύβδινης δοκού :  $\sigma_{\Lambda\text{U}}=186.7\text{MPa}$



Σχήμα 6.3-  $\sigma_{\Lambda\text{O}}$  ( $E_c = 34000\text{MPa}$ )



Σχήμα 6.4-  $\sigma_{\Lambda\text{U}}$  ( $E_c=11122\text{MPa}$ )

### 6.1.1 Κατάταξη Διατομής

Για την κατάταξη της διατομής χρησιμοποιήθηκαν οι πίνακες 5.2a και 5.2b του EN 1993-1-1 Παραγρ.5.5 που φαίνονται στα Πίνακες Π6.1 και Π6.2.

Πίνακας Π6.1- 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 $\alpha > 0.5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ 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 $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

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

Πίνακας Π6.2- 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	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_{\alpha}}$				
For $k_{\alpha}$ see EN 1993-1-5						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	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  $f_y=355 \text{ MPa} \rightarrow \epsilon=0.81$ , και τάσεις ακραίων τόνων κορμού της δοκού  $\sigma_{wU}=+258.9 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{wO}=-84.5 \text{ MPa}$ , που υπολογίζονται αθροιστικά για τις 2 φάσεις, προκύπτει:

- Κάτω Πέλημα : είναι σε εφελκυσμό επομένως κατατάσσεται στην κατηγορία 1.
- Άνω Πέλημα: 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 πέλημα σε ολόκληρο το μήκος τους, όπου  $e_L$  η διαμήκης απόσταση μεταξύ των ήλων.
  2.  $s_f = 14.1\text{cm} < (9 * \epsilon * t_f) = 21.87\text{cm}$ , όπου  $s_f$  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:
 
$$\frac{c}{t} = \frac{1440}{20} = 72 < (124 * \epsilon) = 100.4$$
 και  $\psi = \frac{\sigma_{wu}}{\sigma_{wo}} = -3.06 < -1$  ,
 
$$\frac{c}{t} < (62 * \epsilon * (1 - \psi) * \sqrt{(-\psi)}) = 357 \rightarrow \text{Κατηγορία 3}$$

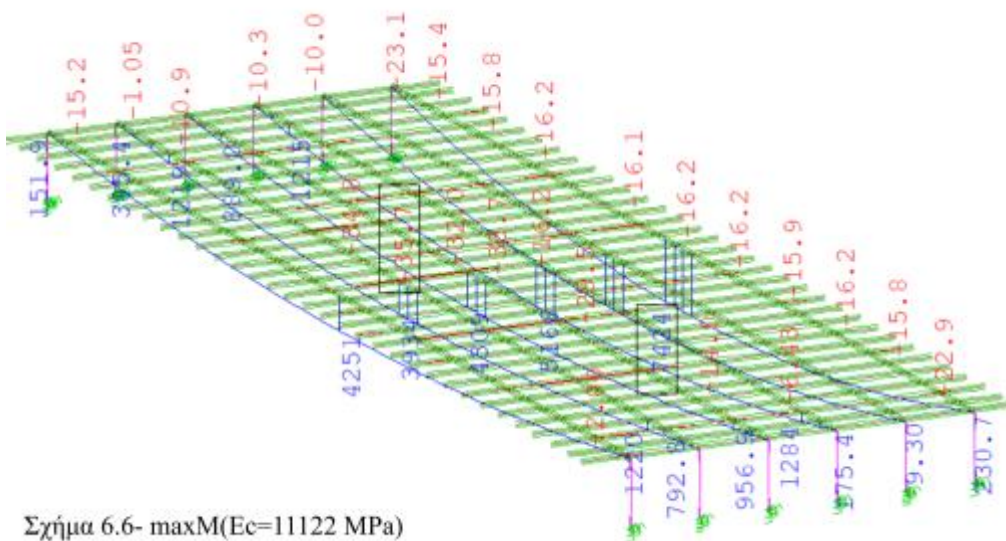
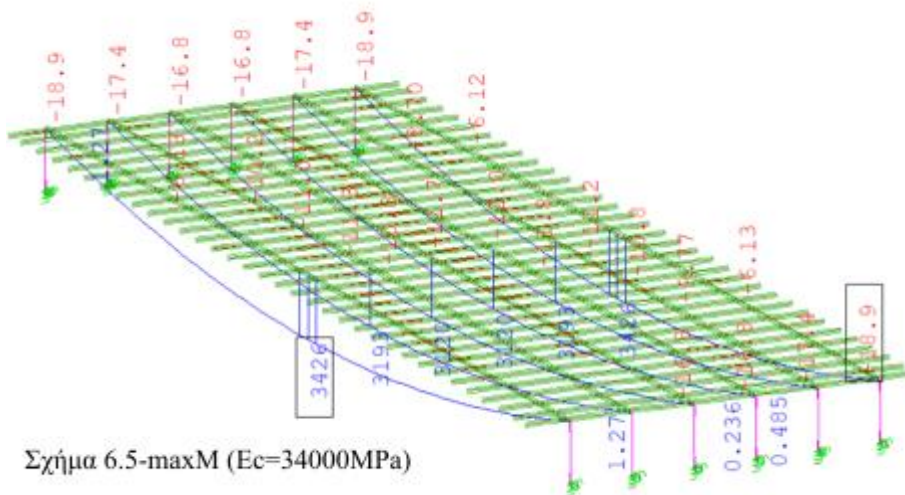
Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 3 και ελέγχεται σε ορθές, διατμητικές τάσεις με επιρροή κύρτωσης ή όχι, και σε τάσεις Von Mises. Λόγω της λειτουργίας του φορέα που εξετάζεται ως αμφιεριστού δεν αναμένεται να έχουμε ταυτόχρονη αλληλεπίδραση μεγάλων ορθών και διατμητικών τάσεων. Από τους υπολογισμούς των τάσεων που έγιναν από το Sofistik οι μέγιστες ορθές τάσεις εντοπίστηκαν στο μέσο του ανοίγματος ενώ οι μέγιστες διατμητικές στις στηρίξεις. Και οι δύο περιπτώσεις αφορούν την ακραία δοκό που είναι πιο επιβαρυνμένη από την κίνηση των φορτίων κυκλοφορίας. Επομένως αυτές είναι και οι θέσεις ελέγχου που χρησιμοποιήθηκαν. Στο Πίνακα Π6.3 φαίνονται οι γενικές ανισώσεις ασφαλείας που πρέπει να ικανοποιούνται. Να σημειωθεί ότι για τις διατμητικές τάσεις, όπως θα αναφερθεί στη Παράγραφο 6.1.3, θα πρέπει να υπάρξει απομείωση λόγω κύρτωσης, πολλαπλασιάζοντας την διατμητική αντοχή που αναφέρεται στο Πίνακα Π6.3, με το μειωτικό συντελεστή  $X_w$ .

Πίνακας Π6.3-Ανισώσεις Ασφαλείας

Υλικό	Τάσεις	Σχέσεις ελέγχου
Σκυρόδεμα	θλίψη	$\sigma_{c,Ed,0} \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1.5}$
	$\sigma$	$\sigma_{s,Ed} \leq f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{f_{sk}}{1.0}$
	$\tau$	$\tau_{s,Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot 1.0}$
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 ακραίας δοκού είναι η δυσμενέστερη θέση και εκεί έγιναν οι έλεγχοι με τα αποτελέσματα από τις βραχυχρόνιες και μακροχρόνιες φορτίσεις να αθροίζονται. Η περιβάλλουσα φαίνεται στο Σχήματα 6.5, 6.6:



### ➤ Έλεγχος Ορθών Τάσεων Δομικού Χάλυβα

Συνολικές Τάσεις άνω και κάτω πέλματος χαλύβδινης δοκού:

$$\sigma_{A0} = |-15 - 75.9| = -90.9 \text{ MPa} < f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{AU} = 79.3 + 186.7 = 266 \text{ MPa} < f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

### ➤ Έλεγχος Ορθών τάσεων σκυροδέματος

Συνολικές Τάσεις άνω και κάτω πέλματος σκυροδέματος:

$$\sigma_{CO} = |-6.34 - 3.61| = -9.95 \text{ MPa} < f_{ck}/\gamma_c = 23.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{CU} = |-2.43 - 4.02| = -6.45 \text{ MPa} < f_{ck}/\gamma_c = 23.33 \text{ MPa}$$



➤ Έλεγχος ορθών τάσεων χάλυβα οπλισμού

Επειδή έχω αρηγματωτή διατομή σκυροδέματος η οποία είναι σε θλιψη δεν αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις στον οπλισμό και δεν χρειάζεται έλεγχος.

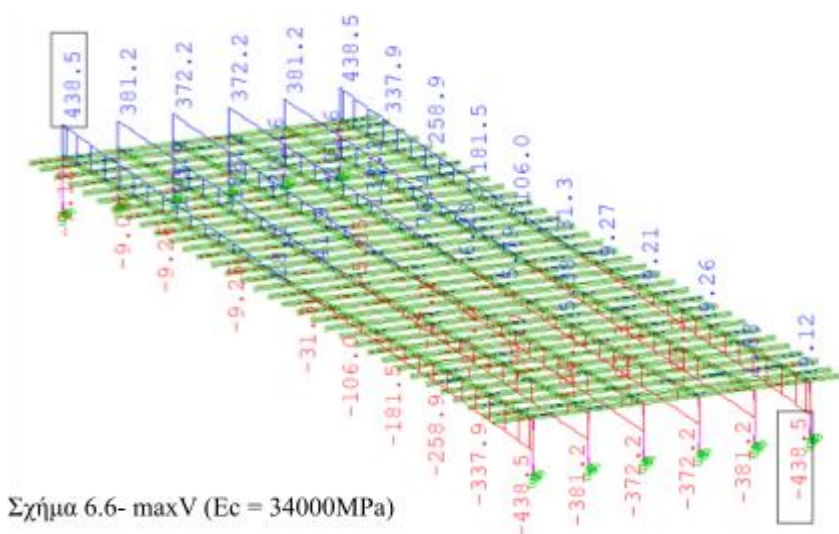
Στα Σχήματα 6.1-6.4 στη Παράγραφο 6.1 παρουσιάζονται η περιβάλλουσα των τάσεων του άνω και του κάτω πέλματος του δομικού χάλυβα στις 2 φάσεις ελέγχου, δηλαδή για  $t=0$  και για  $t=\infty$ .

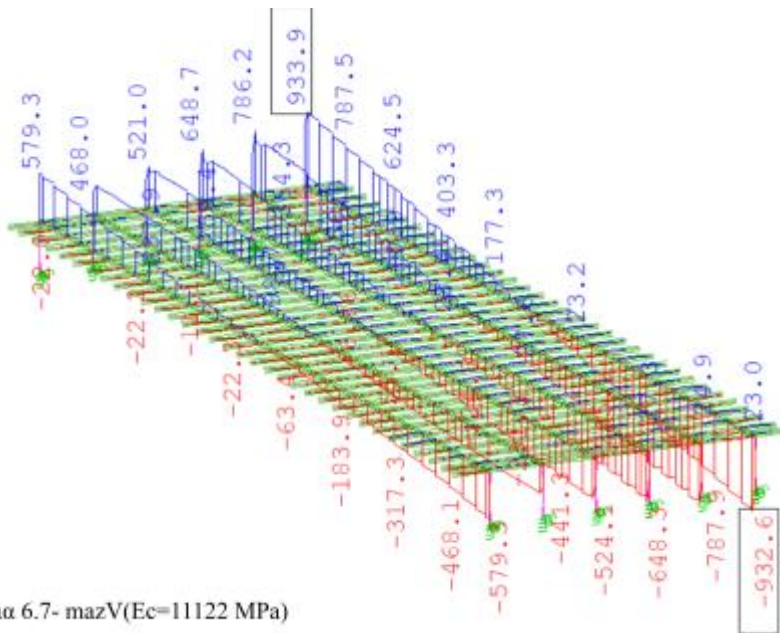
### 6.1.3 Έλεγχος Διατμητικής Κύρτωσης

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 ορος κύρτωση πλακών.

Η διατμητική κύρτωση για πλάκες χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις, όπως στη περίπτωση της γέφυρας που μελετάται, λαμβάνεται υπόψη αν ισχύει  $h_w/t > 60 * \epsilon$  (για  $(h_w/t) > 72 * \epsilon$ ) = 48.82, όπου  $h_w$  είναι το ύψος κορμού και  $t$  το πάχος του κορμού. Στην προκειμένη περίπτωση  $h_w$  είναι 1440mm και  $t$  είναι 20mm. Τότε  $h_w/t=72 > 48.82$ . Επομένως ο χάλυβας πρέπει να ελεγχθεί σε διατμητικές τάσεις με επιρροή διατμητικής κύρτωσης.

Από την περιβάλλουσα των τεμνουσών δυνάμεων προκύπτει ότι η δυσμενέστερη θέση είναι στην ακραία δοκό στην στήριξη. Η περιβάλλουσα για τις 2 φάσεις ελέγχου φαίνονται στα Σχήματα 6.6,6.7.





Σχήμα 6.7- mazV(Ec=11122 MPa)

Στο Πίνακα Π6.4 δίνεται ο τρόπος υπολογισμού του συντελεστή διατμητικής κύρτωσης  $k_t$  τον οποίο θα χρησιμοποιήσουμε για να βρούμε την κρίσιμη τάση. Στην συνέχεια θα υπολογιστεί ο μειωτικός συντελεστής  $X_w$  για να προσδιοριστεί η τιμή της απομειωμένης οριακή τάσης λόγω κύρτωσης.

Πίνακας Π6.4-Συντελεστής Διατμητικής Κύρτωσης

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

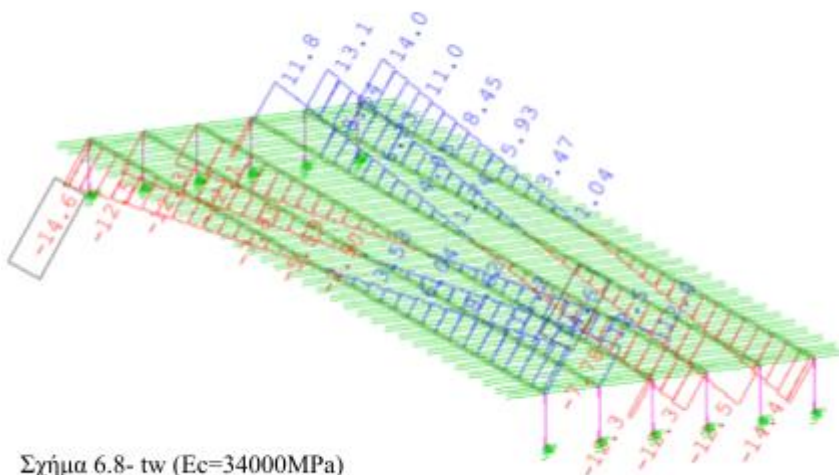
- Τάση αναφοράς:  $\sigma_E = 189800 * (\frac{t}{b})^2 = 36.61 \text{ MPa}$
  - Λόγος πλευρών  $\alpha = a/b = 8175/1440 = 5.67 > 1$
  - Συντελεστής διατμητικής κύρτωσης  $k_\tau = 5.34 + 4/\alpha^2 + k_{\tau, st} = 5.46$  ( $k_{\tau, st} = 0$  αφού δεν έχω διαμήκεις ενισχυσεις)
  - Κρίσιμη τάση κύρτωσης:  $\tau_{cr} = k_\tau * \sigma_E = 200.04 \text{ MPa}$
  - Ανηγμένη λυγηρότητα κορμού:  $\lambda_w = 0.76 * \sqrt{\frac{fy}{\tau_{cr}}} = 1.01$
- $\rightarrow \lambda_w > 0.83/\eta = 0.83/1.2 = 0.692$   
 $\rightarrow \lambda_w < 1.08$

Έχοντας υπολογίσει την ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda_w$ , από τον Πίνακα Π6.5 προσδιορίζεται η τιμή του μειωτικού συντελεστή  $X_w$ . Δηλαδή:  
 $X_w = 0.83/\lambda_w = 0.822 < 1$

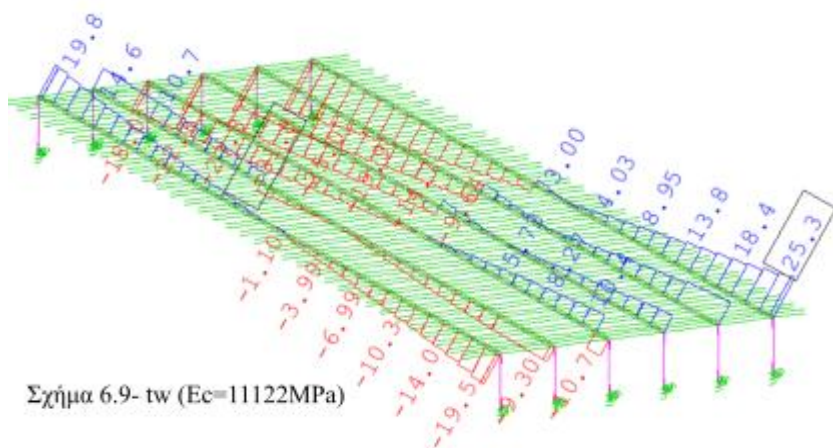
Πίνακας Π6.5-Υπολογισμός Μειωτικού Συντελεστή  $X_w$

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

Όπως και με τις ορθές τάσεις, υπολογίστηκαν οι περιβάλλουσες των διατμητικών τάσεων του κορμού και τα αποτελέσματα από τις βραχυχρόνιες και μακροχρόνιες φορτίσεις αθροίζονται. Οι περιβάλλουσες φαίνονται στα Σχήματα 6.8, 6.9.



Σχήμα 6.8-  $\tau_w$  ( $E_c = 34000 \text{ MPa}$ )



Σχήμα 6.9-  $\tau_w$  ( $E_c=11122\text{MPa}$ )

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

$$\tau_w = 31.8\text{MPa} + 14\text{MPa} = 45.8\text{MPa}$$

Έλεγχος :

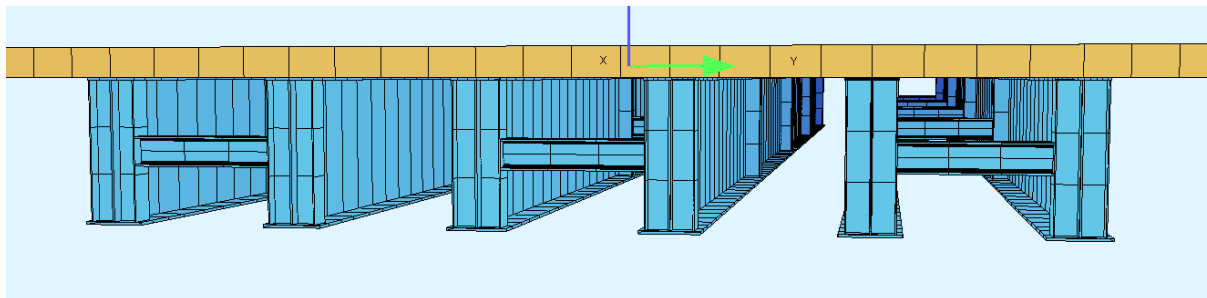
$$\text{Αντοχή σε διάτμηση} \rightarrow \frac{x_w * f_{yk}}{\gamma_{M1} * \sqrt{3}} = 153.16\text{MPa} > \tau_w = 45.8\text{MPa} \rightarrow \text{η διατομή επαρκεί.}$$

## 6.2 Έλεγχος Στη Φάση Κατασκευής

### 6.2.1 Ημιπλαίσια U

Τα θλιβόμενα πέλματα δοκών φορτιζομενα εντός επιπέδου κινδυνεύουν να εμφανίσουν στρεπτοκαμπτικό λυγισμό με παραμορφωση 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 δικτυωση 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 HEB300 ανά  $L/4$  περίπου του μήκους του ανοίγματος, και συγκεκριμένα ανά 8.175 m. Στο Σχήμα 6.10 φαίνεται η μόρφωση του παραπάνω ημιπλαισίου.



Σχήμα 6.10-Διαμορφωση Ελαστικής Στήριξης Μέσω Ημιπλαισίων.

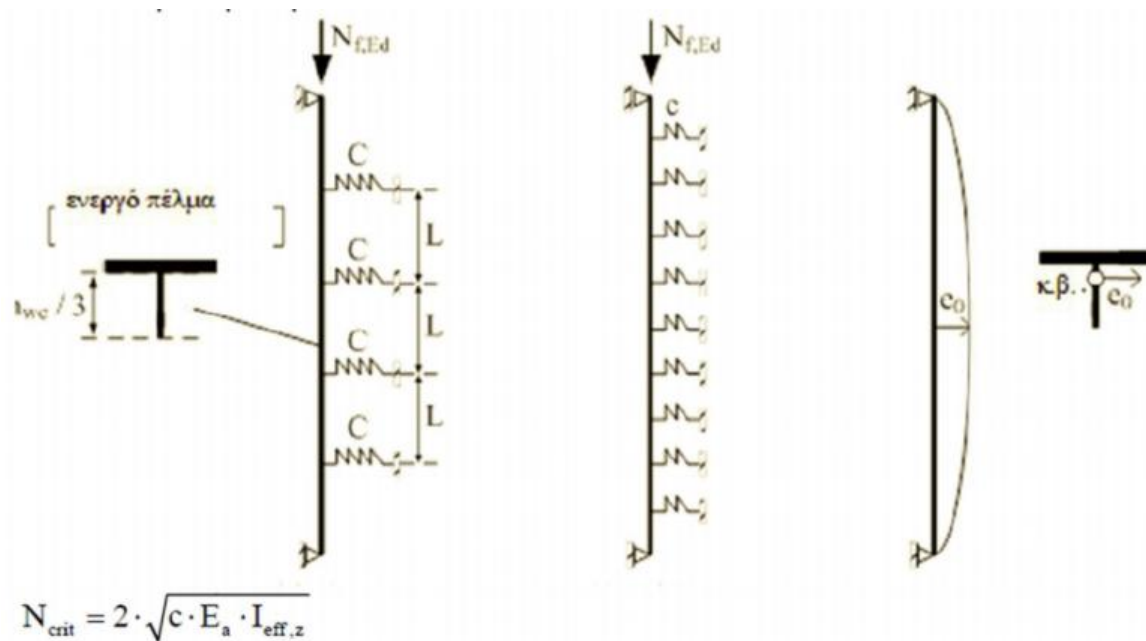
Οι διαδοκίδες αρχικά συγκολλούνται με τις εγκάρσιες ενισχύσεις της δοκού ανά δύο δοκούς και έτσι σχηματίζονται ημιπλάισια U με κάτω πέλμα τη διαδοκίδα και ορθοστάτες τις εγκάρσιες ενισχύσεις. Τα ημιπλάισια δρουν ως ελαστικές στηρίξεις και προσομοιάζονται με ελατήρια σταθεράς C. Αναλυτικά η σταθερά υπολογίζεται από τη σχέση :

$$C = \frac{Ea \cdot I_v}{\frac{h\nu^3}{3} + \frac{h^2 \cdot bq \cdot I_v}{n \cdot I_q}}$$

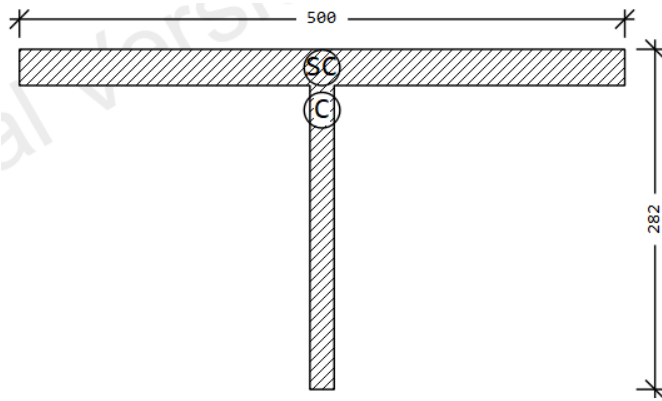
n=2 γενικά και ν=3 για εσωτερικές δοκούς

$$c = C/L \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Τοποθετώντας τη διαδοκίδα σε χαμηλότερη στάθμη από το άνω πέλμα η εγκάρσια παραμόρφωση του ημιπλαισίου μειώνεται και αυξάνεται η σταθερά ελατηρίου. Στην συνέχεια το θλιβόμενο πέλμα της δοκού μπορεί να προσομοιωθεί με υποστύλωμα διατομής T αποτελούμενο από το πέλμα και 1/3 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 6.11, 6.12 φαίνονται το μοντέλο του θλιβόμενου πέλματος της δοκού και οι διαστάσεις της διατομής, ενώ στο Πίνακα Π6.6 διακρίνονται τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής T, τα οποία υπολογίστηκαν από το Sofistik.



Σχήμα 6.11-Μοντέλο Θλιβόμενου Πέλματος Δοκού



Σχήμα 6.12-Υποστύλωμα Διατομής T

Πίνακας Π6.6-Ιδιότητες Διατομής T  
Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MRf	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
1	2.0040E-02	1.262E-02	1.028E-04	0.0	0.0	210000	157.3	3.127E-04
	5.393E-06	4.197E-03	3.127E-04	50.5	15.3	80769	(BEAM)	1.028E-04
Mat	material number			yc[mm],zc[mm]		ordinate of elastic centroid		
A[m <sup>2</sup> ]	sectional area			ysc[mm],zsc[mm]		ordinate of shear centre		
Ay[m <sup>2</sup> ],Az[m <sup>2</sup> ],Ayz[m <sup>2</sup> ]	transverse shear deformation area			E[N/mm <sup>2</sup> ]		Young's modulus		
Iy[m <sup>4</sup> ],Iz[m <sup>4</sup> ],Iyz[m <sup>4</sup> ]	bending moment of inertia			g[kg/m]		weight per length		
I-1[m <sup>4</sup> ],I-2[m <sup>4</sup> ],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes							
MRf	reinforcement material number							
It[m <sup>4</sup> ]	torsional moment of inertia							
G[N/mm <sup>2</sup> ]	Shear modulus							

Στο Σχήμα 6.11, L είναι η απόσταση των ημιπλαισίων, δηλαδή των διαδοκίδων, ενώ το κρίσιμο φορτίο Euler υπολογίζεται από τη σχέση  $N_{crit}=2 * \sqrt{c * Ea * Iz}$ , όπου Iz είναι η ροπή αδράνειας της διατομής του υποστύλωματος ως προς τον εκτός επιπέδου άξονα z-z.

Στην περίπτωση της γέφυρας που μελετάται υπολογίστηκαν τα αντίστοιχα στοιχεία :

- Ελεύθερο Ύψος Προβόλου  $h_v=600\text{mm}$
- Θεωρητικό Ύψος Προβόλου  $h=735\text{mm}$
- Ροπή Αδράνειας διαδοκίδας  $I_q=15544.96 \text{ cm}^4$
- Μήκος Διαδοκίδας  $b_q=1.88\text{m}$
- $C=60394 \text{ kN/m}$
- $c=7387.7\text{kN/m}^2$
- $N_{cr}=25257.5\text{kN}$

## 6.2.2 Έλεγχος Στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

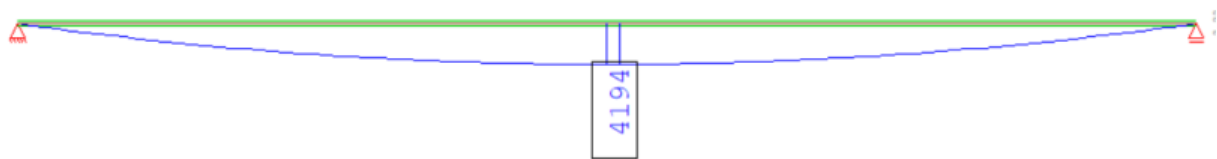
Για τον έλεγχο επάρκειας της δοκού σε Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό (ΣΚΛ), με την βοήθεια της ελαστικής στήριξης που περιγράφηκε νωρίτερα, υπολογίζεται η αντοχή σε ΣΚΛ σε όρους αξονικής δύναμης και συγκρίνεται με την αξονική που αναπτύσσεται στο θλιβόμενο πέλμα μίας εκ των δύο δοκών, μετά και την τοποθέτηση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

Τα κατακόρυφα φορτία ελήφθησαν ως γραμμικά στο μοντελο της μίας δοκού και επιλέχθηκε η ακραία δοκός ως πιο κρίσιμη με συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{eff}=2.2m$  και ανάλογα με το συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού τα φορτία υπολογίστηκαν ως εξής :

- IB Χάλυβα :  $86.35 \text{ kN/m}^3 * (0.5 * 0.03 * 2 + 1.44 * 0.02) = 5.1 \text{ kN/m}$
- Βάρος νωπού σκυροδέματος :  $26 \text{ kN/m}^3 * 0.25 = 14.3 \text{ kN/m}$
- Κατασκευαστικό φορτίο Σκυροδέτησης :  $0.75 \text{ kN/m}^2 * 2.2 \text{ m} = 1,65 \text{ kN/m}$
- Συγκεντρωμένο φορτίο σκυροδέτησης :  $0.75 \text{ kN/m}^2 * 3\text{m} * 3\text{m} = 6.75 \text{ kN}$

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 διαγραμμα ροπών με μέγιστη ροπή στο μέσο του ανοίγματος και φαίνεται στο Σχήμα 6.12



Σχήμα 6.12-Διάγραμμα Ροπών Για Έλεγχο ΣΚΛ

Η θλιπτική δύναμη που δρα στη ισοδύναμη ράβδο  $T$  μπορεί να υπολογιστεί από της στατική ροπή της αποκοπτόμενης διατομής ως προς το κεντρο βαρους της πληρους διατομής.

$$N_{f,ed} = (M_{ed} * S_T) / I_1$$

$$M_{ed} = 4194 \text{ kNm}$$

$$S_T = A_T * (z_1 - z_T) = 14733.4 \text{ cm}^3, \text{ όπου } z_1, z_T \text{ οι αποστάσεις των κέντρων βάρους των διατομών από την ίνα αναφοράς.}$$

$$I_1 = 2273000 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow N_{fed} = 2718.5 \text{ kN}$$

Η ανοχή σε ΣΚΛ,  $N_{brd}$ , υπολογίζεται αφού βρεθεί ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού  $X_{LT}$ .

$$N_{brd} = (X_{LT} * A * f_y) / \gamma_{M1}$$

Παρακάτω δίνεται ο τρόπος υπολογισμού του  $X_{LT}$  :

- Ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda_{LT} = \sqrt{(f_y * A / N_{cr})} = 0.53 > 0.2$
- Συντελεστής ατελειών  $a = 0.76$ . Ο  $a$  προκύπτει από την καμπύλη λυγισμού. Για υψίκορμη συγκολλητή δοκό ( $h/b > 2$ ) λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού  $d$ .
- $\Phi_{LT} = 0.5 * [1 + a * (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 0.75$

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 0.78$$

Επομένως  $N_{brd} = 5044.6 \text{ kN} > N_{fed} = 2718 \text{ kN}$  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 παράλληλων αμφιέριστων γεφυρών πρέπει να προβλέπεται η προπαραμόρφωση τους με ένα κατασκευαστικό αντιβέλος επειδή κατά την λειτουργία της γεφυρας δημιουργούνται κατακόρυφα βέλη και προβλήματα διαφορικών γωνιών  $\varphi$  όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.13.



Σχήμα 6.13-Βέλη και Στροφές Μεταξύ Γειτονικών Ανοιγμάτων

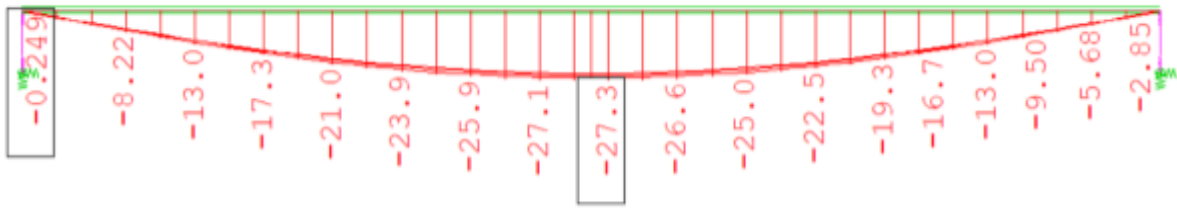
Για τον υπολογισμό των απαιτούμενων προπαραμορφώσεων, υπολογίζονται τα βέλη της κύριας δοκού για τον συχνό συνδυασμό ΟΚΛ με το 50% των κινητών φορτίων. Οι θερμοκρασίες δεν λαμβάνονται υπ όψιν επειδή τα αντιστοιχα βέλη έχουν αυξομειώσεις και εντός της ημέρας, επομένως δεν μπορούν να αφαιρεθούν με προπαραμορφωση. 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 6.14-6.16 τα βέλη που σχηματίζονται από τις διάφορες φάσεις φόρτισης. Στα σχήματα αυτά φαίνεται το εξεταζόμενο τμήμα σε όψη.

Υπολογισμός Αντιβέλους  $\rightarrow G + S + 0.375QTS + 0.2QU DL$  :

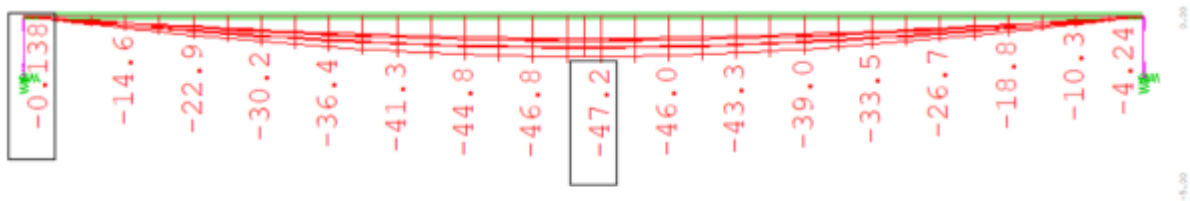
- Βέλη από Ίδιο βάρος χάλυβα και πλάκας σκυροδέματος ( $G_1$ ) για  $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$   
 $\rightarrow w_1 = 27.3 \text{ mm}$
- Βέλη απο πρόσθετα μόνιμα ( $G_2$ ), συστολή ξήρανσης (S), φορτία κυκλοφορίας (UDL, TS) για  $E_c = 11222 \text{ MPa}$   
 $\rightarrow w_2 = 47.2 \text{ mm}$

Σύνολο  $w_1 + w_2 = 74.5 \text{ mm}$ .





Σχήμα 6.14-w1 (G1)



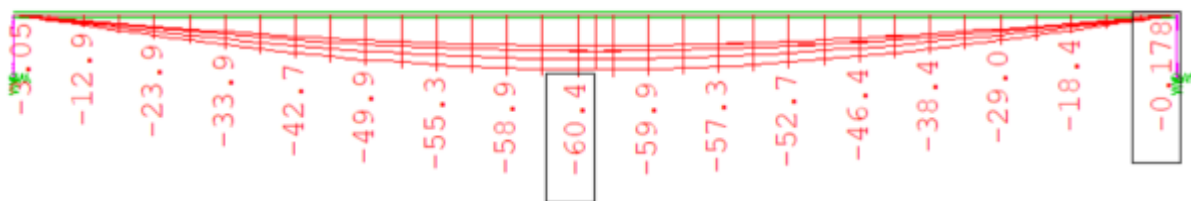
Σχήμα 6.15- w2 (G2,S,0.375TS,0.2UDL)

Επιλέγεται να δοθεί αντιβέλος  $w = 80 \text{ mm}$ .

Ο έλεγχος θα γίνει για τον πλήρη συχνό συνδυασμό  $\rightarrow G + S + 0.75QTS + 0.4QU DL + 0.5T$

- Βέλη από ίδιο βάρος χάλυβα και πλάκας σκυροδέματος για  $E_{cm} = 34000 \text{ MPa} \rightarrow w1 = 27.3 \text{ mm}$
- Βέλη από πρόσθετα μόνιμα, συστολή ξήρανσης, φορτία κυκλοφορίας UDL και TS, και θερμοκρασία για  $E_c = 11122 \text{ MPa} \rightarrow w2 = 60.4 \text{ mm}$

Σύνολο  $w1 + w2 = 87.7 \text{ mm}$



Σχήμα 6.16-w2 (G2,S,0.75TS,0.4UDL)

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  $L/3000$ .

$\rightarrow \delta_{\text{τελ}} = 87.7 - 80 = 7.7 \text{ mm} < L/3000 = 11 \text{ mm}$ . Επομένως το αντιβέλος που δόθηκε επαρκεί.

# 7 Κόπωση

## 7.1 Ορισμός Κόπωσης

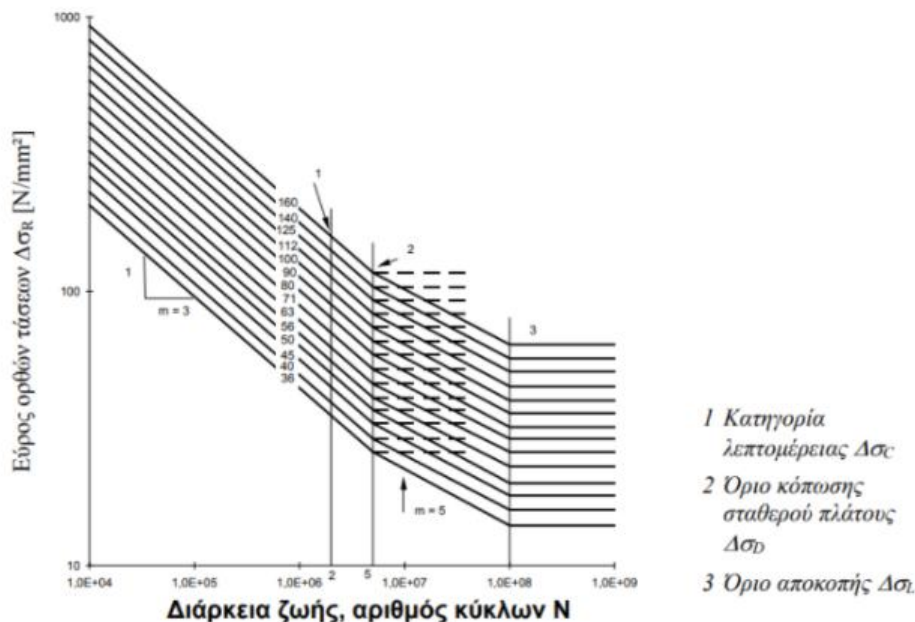
Η κόπωση είναι μια διαδικασία συσσώρευσης βλάβης σε στοιχείο το οποίο υποβάλλεται σε επαναληπτική φόρτιση. Αστοχία επέρχεται όταν μετά την διεύρυνση της ρωγμής που αναπτύσσεται λόγω της συνεχούς φόρτισης, η παραμένουσα καθαρή διατομή αδυνατεί να παραλάβει επιπλέον φορτία. Πρόκειται για τοπικό φαινόμενο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

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

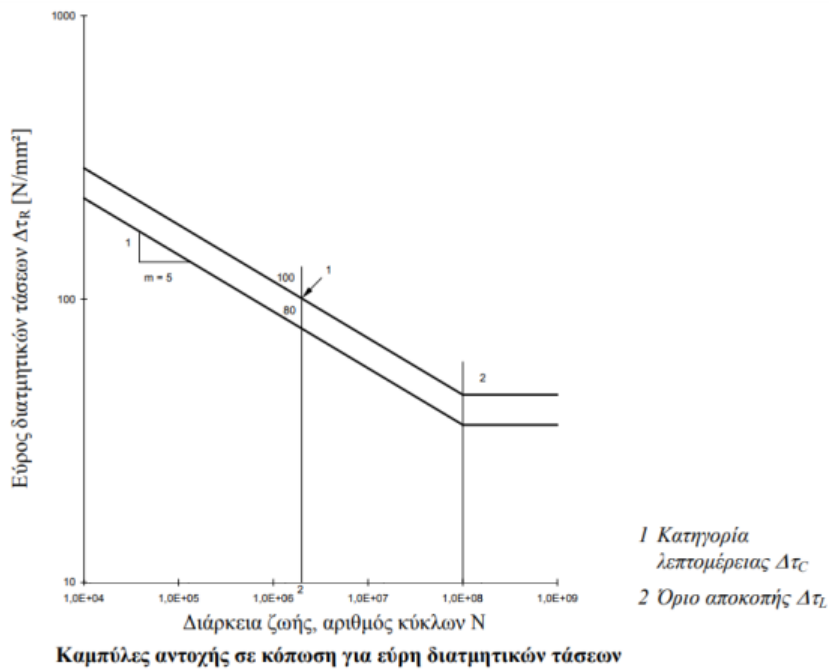
Η αντοχή σε κόπωση προσδιορίζεται ως το εύρος μεταβολής της τάσης, και υπολογίζεται πειραματικά με μεθόδους όπως η μέθοδος δεξαμενής. Προκύπτει από το πλάτος μεταβολής της τάσης που μπορεί να επιβληθεί σε ένα υλικό που φορτίζεται επαναληπτικά και για το οποίο δεν θα αστοχήσει ή θα αστοχήσει μετά από 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  $\Delta\sigma$  ή  $\Delta\tau$ , δηλαδή το εύρος ορθών και διατμητικών τάσεων για  $2 \cdot 10^6$  κύκλους φόρτισης. Όπως προβλέπεται στο EN 1993-1-9 [10.2] 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) Αυτόματες αμφίπλευρες εσωραφές ή εξωραφές με ενδιάμεσες στάσεις.</p> <p>4) Αυτόματες μονόπλευρες εσωραφές με συνεχές υπόθεμα, αλλά χωρίς ενδιάμεσες στάσεις.</p>	<p>4) Όταν η λεπτομέρεια αυτή έχει ενδιάμεσες στάσεις να χρησιμοποιείται η κατηγορία 100.</p>
-----	--	--	---

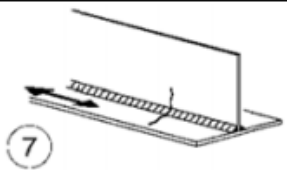
Σχήμα 7.3-Κατηγορία 112-(Με Αυτόματα Αμφίπλευρες Εξωραφές)

80	$\xi \leq 50\text{mm}$		<p><u>Εγκάρσια προσαρτήματα:</u></p> <p>6) Συγκολλούμενα σε ελασμα.</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>
------------------------	--	--

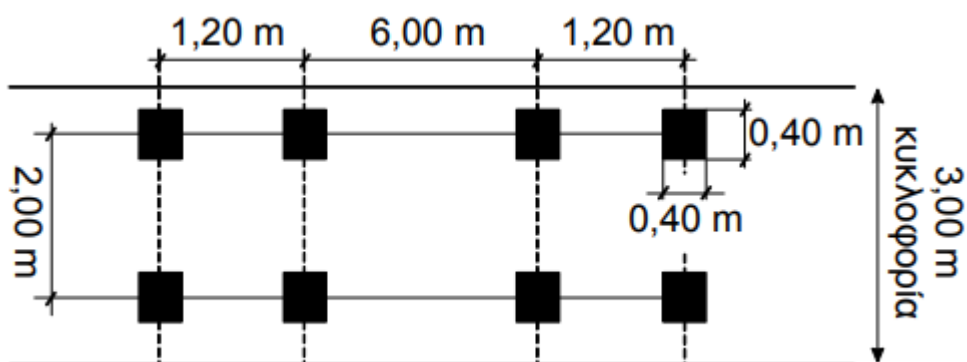
Σχήμα 7.5-Κατηγορία 80(Με Ήλους Κεφαλής)

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

Σχήμα 7.6- Κατηγορία 100(Με Αυτόματες Εξωραφές)

## 7.2 Φόρτιση Κόπωσης

Για οδικές γέφυρες στον EN 1991-2 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-Όχημα Κόπωσης

Στα Σχήματα 7.8,7.9 φαίνεται το όχημα σε 2 χαρακτηριστικές θέσεις, δηλαδή στη στήριξη και στο μέσο του ανοίγματος. Η εισαγωγή των φορτίων έγινε ως επιφανειακά με βάση της επιφάνεια επαφής κάθε τροχού, δηλαδή  $0.16\text{m}^2$ . 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  $\Delta\varphi_{fat}$  ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.3. Βέβαια το όχημα τοποθετείται σε πολλές θέσεις κατά μήκος του ανοίγματος με βήμα 1m.



- $\lambda_1$  (Για οδικές γέφυρες)

→ στο μέσο του ανοίγματος  $\lambda_1 = 2.55 - 0.7 * (\frac{L-10}{70})$ , όπου L το κρίσιμο μήκος της γραμμής ή ζώνης επιρροής και για αμφιερείστες ίσο με το μήκος του ανοίγματος.

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

→ Μέσο Ανοίγματος  $\lambda_1 = 2.32$

→ Στήριξη  $\lambda_1 = 1.73$

- $\lambda_2$

Ο συντελεστής δίνεται από τη σχέση :

$$\rightarrow \lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} * (\frac{N_{obs}}{N_0})^{(1/5)} = \frac{480}{480} * (\frac{N_{obs}}{N_0})^{(1/5)}, \text{ όπου}$$

$$N_0 = 0.5 * 10^6$$

$Q_0 = 480 \text{ kN}$ , το βάρος του οχήματος κόπωσης .

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

$N_{obs}$ : συνολικός αριθμός φορτηγών στην αργή λωρίδα (Πίνακας Π7.1) .

Πίνακας Π7.1-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	$0,05 \times 10^6$
$N_0 = 0,5 \times 10^6$		

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

→  $\lambda_2 = 1$

- $\lambda_3$

Ο συντελεστής  $\lambda_3$  δίνεται από τη σχέση :

$$\lambda_3 = \sqrt[5]{\frac{tLD}{100}}, \text{ όπου } t_{Ld} \text{ είναι η διάρκεια ζωής σχεδιασμού της γέφυρας σε έτη.}$$

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

- $\lambda_4$

Ο συντελεστής δίνεται από τη σχέση :

$$\rightarrow \lambda_4 = \left[ 1 + \left( \frac{\eta_2}{\eta_1} \right)^m + \left( \frac{\eta_3}{\eta_1} \right)^m + \dots + \left( \frac{\eta_k}{\eta_1} \right)^m \right]^{(1/m)}, \text{ όπου}$$

$k$  : είναι ο αριθμός λωρίδων βαρείας κυκλοφορίας.

$\eta_j$  : είναι η τιμή της γραμμής επιρροής του εξεταζόμενου εντατικού μεγέθους στο μέσο της λωρίδας  $j$ .

$m = 5$  και για διαμητικούς 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 :

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

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

Για το άνοιγμα που εξετάζεται  $L = 33\text{m}$ .

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

Επομένως :

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

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

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

- $\Delta\sigma_E = \lambda * |\sigma_{\max} - \sigma_{\min}|$
- $\Delta\tau_E = \lambda * |\tau_{\max} - \tau_{\min}|$

### 7.3.2 Συντελεστής Ισοδύναμης για τον Έλεγχο Κόπωσης Διαμητικών Ήλων

$$\lambda_v = \lambda_{v,1} * \lambda_{v,2} * \lambda_{v,3} * \lambda_{v,4}$$

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

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

Άρα  $\lambda_{v,2,3,4} = 1$

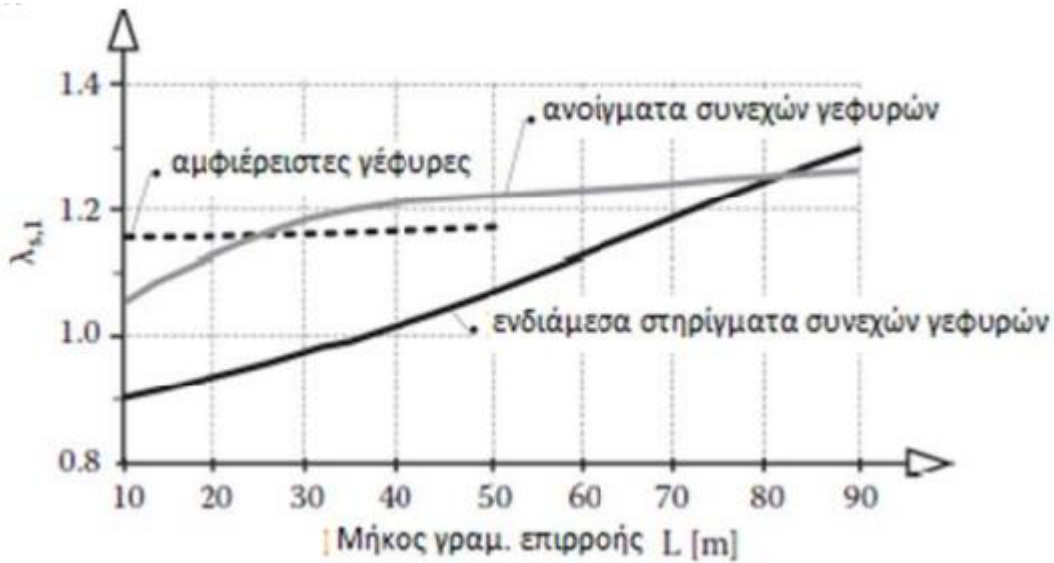
$$\rightarrow \lambda_v = 1.55$$

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

$\lambda_s = \varphi_{FAT} * \lambda_{s,1} * \lambda_{s,2} * \lambda_{s,3} * \lambda_{s,4}$ , όπου  $\varphi_{FAT}$  συντελεστής που εκφράζει την επιρροή της τραχύτητας του οδοστρώματος.

Ο υπολογισμός του  $\lambda_{s,1}$  γίνεται από το Σχήμα 7.10 για αμφιέριστες γέφυρες και για  $L = 33\text{m}$ .

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



Σχήμα 7.10-Υπολογισμός  $\lambda_{s,1}$

Ο υπολογισμός των υπόλοιπων συντελεστών δίνονται ακολούθως :

$$\lambda_{s,2} = Q * \sqrt{\frac{k_2 \cdot N_{obs}}{2 \cdot 10^6}} \rightarrow \lambda_{s,2} = 0.7$$

$Q=1, 0.84, 0.82$  για γέφυρες μεγάλων ,μεσαίων ή μικρών αποστάσεων  
 $k_2=9$

$$\lambda_{s,3} = \sqrt{\frac{k_2 \cdot N_{years}}{100}} \rightarrow \lambda_{s,3} = 1$$

$$\lambda_{s,4} = \sqrt{\frac{k_2 \cdot \sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}}, N_{obs,i} \text{ είναι ο αριθμός φορτηγών στη λωρίδα } i \rightarrow \lambda_{s,4} = 1$$

$$\Rightarrow \lambda_s = 0.98$$

## 7.4 Έλεγχοι Κόπωσης

### 7.4.1 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 το Πίνακα Π7.2, ενώ για τους ήλους ισχύει  $\gamma_v = 1.25$ .

Πίνακας Π7.2-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:

$$\frac{\gamma F f^* \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma M_{f,a}} \leq 1$$

Διατμητικές Τάσεις:

$$\frac{\gamma F f^* \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma M_{f,a}} \leq 1$$

Αλληλεπίδραση Ορθών και Διατμητικών Τάσεων:

$$\left( \frac{\gamma F f^* \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma M_{f,a}} \right)^3 + \left( \frac{\gamma F f^* \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma M_{f,a}} \right)^5 \leq 1, \text{ όπου } \Delta \sigma_c \text{ και } \Delta \tau_c \text{ αντοχή σε κόπωση για } N_c = 2 \cdot 10^6 \text{ κύκλους φόρτισης}$$

- Ήλοι κεφαλής

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

$$\frac{\gamma F f^* \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma M_{f,v}} \leq 1$$

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

$$\frac{\gamma F f^* \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma M_{f,v}} \leq 1, \frac{\gamma F f^* \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma M_{f,a}} \leq 1 \text{ και}$$

$$\frac{\gamma F f^* \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma M_{f,a}} + \frac{\gamma F f^* \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma M_{f,a}} \leq 1.3$$

Οι ανισώσεις ελέγχου για τον έλεγχο κόπωσης οπλισμού δίνονται:

- Οπλισμός

$$\gamma_{F_s,F} * \Delta \sigma_{s, \text{equ}} \leq \frac{\Delta \sigma_{R,s}}{\gamma_{M_s,F}}$$

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

## 7.4.2 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 δεξιά 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.

#### 7.4.2.1 Υπολογισμός Τάσεων

Όπως και στους ελέγχους στην ΟΚΑ οι τάσεις για κάθε φόρτιση προκύπτουν για 2 χρονικές στιγμές  $t=0$ , όπου λαμβάνεται  $E_c=34000\text{MPa}$  και  $t=\infty$ , όπου  $E_c=11122\text{MPa}$ . Τα αποτελέσματα δίνονται παρακάτω ενώ οι περιβάλλουσες των τάσεων και των τεμνουσών φαίνονται στα Σχήματα 7.11-7.21 στο τέλος της παραγράφου.

Ορθές Τάσεις-Ανοιγμα:

- $G_1 + (G_2 + S + 0.6\Delta T_M)$  ( $G_1$  ίδια βάρη ,  $G_2$  πρόσθετα μόνιμα)

Άνω πέλμα  $\rightarrow \sigma_{AO} = -11.1 - 17.7 = -28.8 \text{ MPa}$

Κάτω πέλμα  $\rightarrow \sigma_{AU} = 57.9 + 49.5 = 107.4 \text{ MPa}$

- FLM3

Άνω πέλμα  $\rightarrow \sigma_{AOmax} = -11.1 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_{AOmin} \sim 0 \text{ MPa}$

Κάτω πέλμα  $\rightarrow \sigma_{AUmax} = 26.4 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_{AUmin} \sim 0 \text{ MPa}$

$\sigma_{AOmax} = -28.8 - 11.1 = -39.9 \text{ MPa}$

$\sigma_{AOmin} = -28.8 - 0 = -28.8 \text{ MPa}$

$\sigma_{AUmax} = 107.4 + 26.4 = 133.8 \text{ MPa}$

$\sigma_{AUmin} = 107.4 + 0 \sim 107.4 \text{ MPa}$

Τελικά:

Κάτω πέλμα  $\rightarrow \Delta\sigma_E = \lambda_{\text{ανοίγματος}} * |\sigma_{AUmax} - \sigma_{AUmin}| = 2 * |133.8 - 107.4| = 52.8 \text{ MPa}$

Άνω πέλμα  $\rightarrow \Delta\sigma_E = \lambda_{\text{ανοίγματος}} * |\sigma_{AOmax} - \sigma_{AOmin}| = 2 * |-39.9 - (-28.8)| = 11.1 \text{ MPa}$

Διατμητικές Τάσεις-Στήριξη:

- $G + S + 0.6\Delta T_M$

Κορμός  $\rightarrow V_z = 434 \text{ kN}$

- FLM3

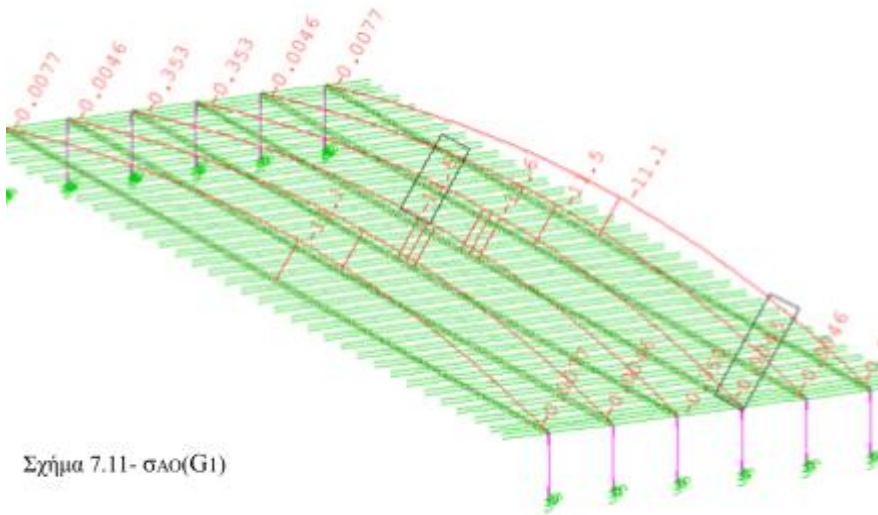
Κορμός  $\rightarrow V_{zmax} = 173.3$  ,  $V_{zmin} = -25.1 \text{ MPa}$

$V_{max,f} = V_z + V_{zmax} = 607.3 \text{ kN}$

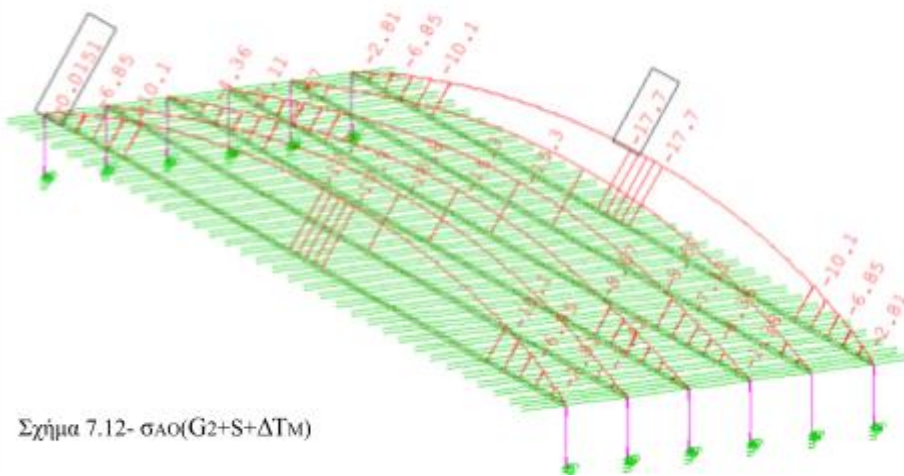
$V_{min,f} = V_z + V_{zmin} = 408.9 \text{ kN}$

$|\tau_{max} - \tau_{min}| = |V_{max,f} - V_{min,f}| * \frac{1}{hw * tw} = 6.9 \text{ MPa}$

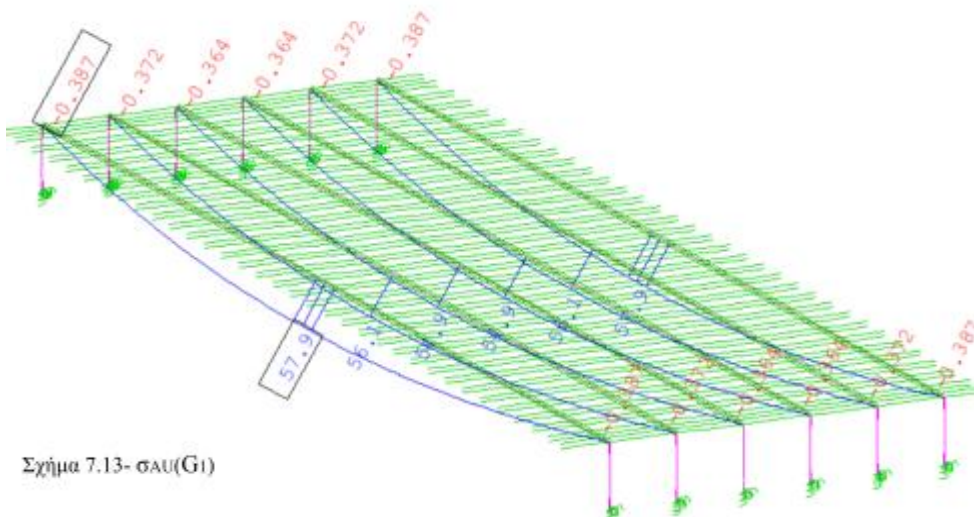
Κορμός  $\rightarrow \Delta\tau_E = \lambda_{\text{στήριξης}} |\tau_{wmax} - \tau_{wmin}| = 1.73 * 6.9 = 11.9 \text{ MPa}$



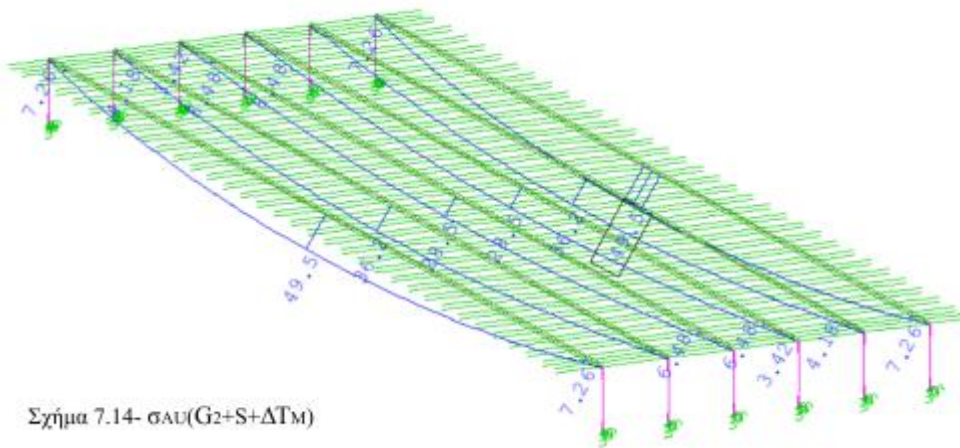
Σχήμα 7.11- σ<sub>ΑΟ</sub>(G1)



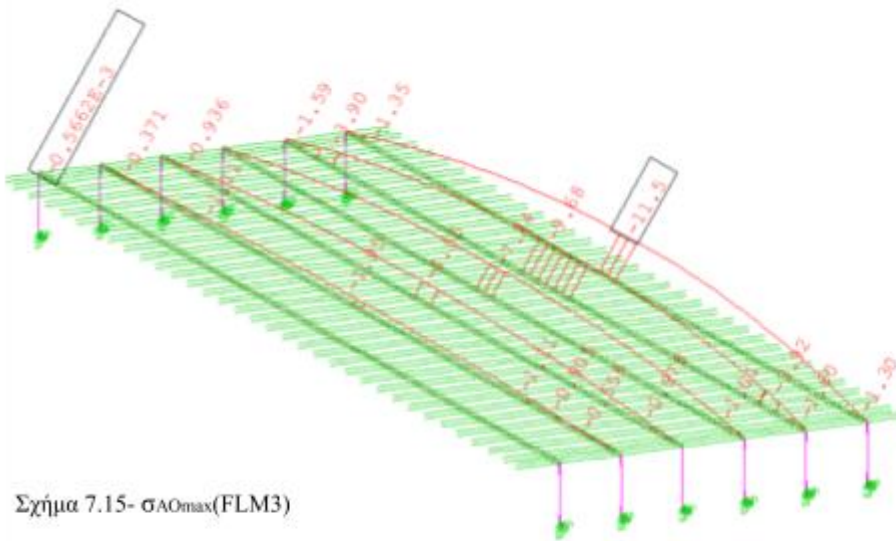
Σχήμα 7.12- σ<sub>ΑΟ</sub>(G2+S+ΔTm)



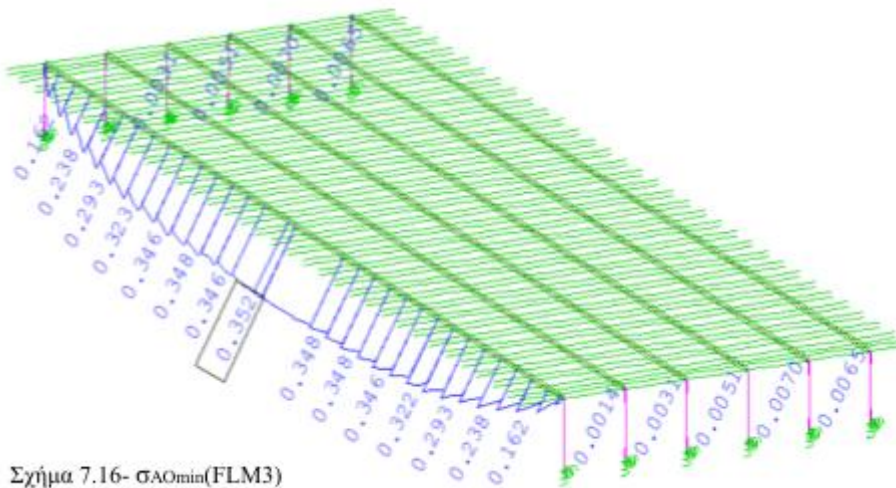
Σχήμα 7.13- σ<sub>ΑΟ</sub>(G1)



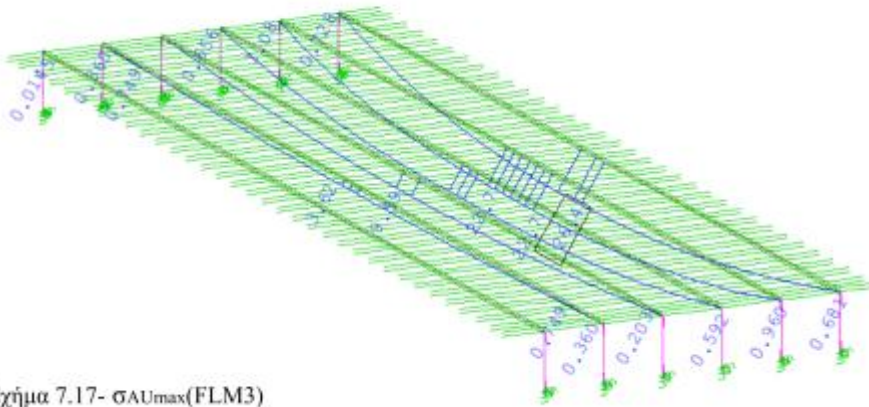
Σχήμα 7.14-  $\sigma_{AU}(G2+S+\Delta TM)$



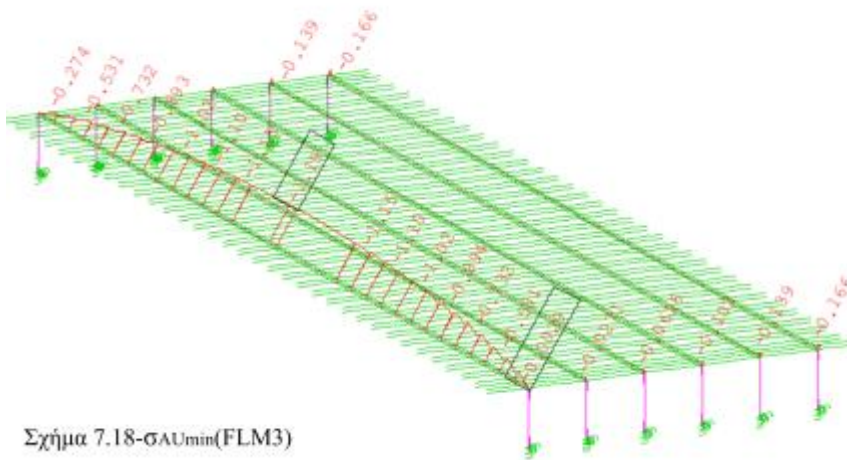
Σχήμα 7.15-  $\sigma_{A0max}(FLM3)$



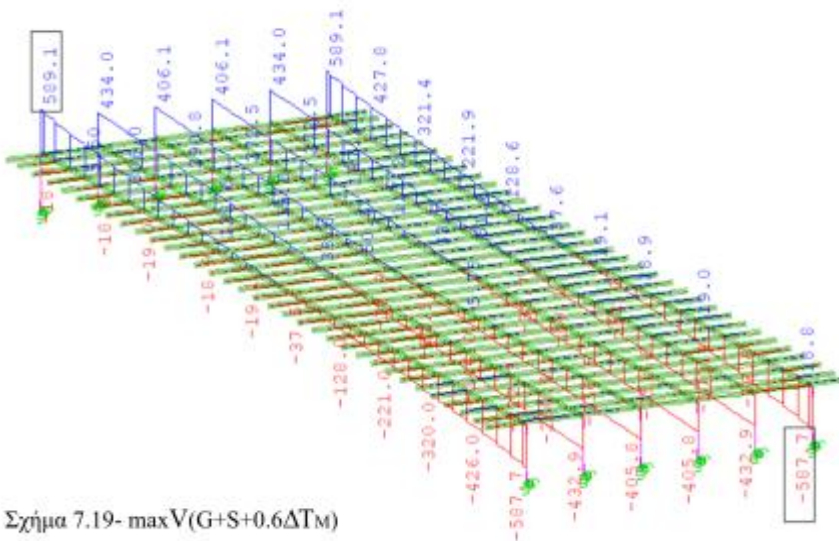
Σχήμα 7.16-  $\sigma_{A0min}(FLM3)$



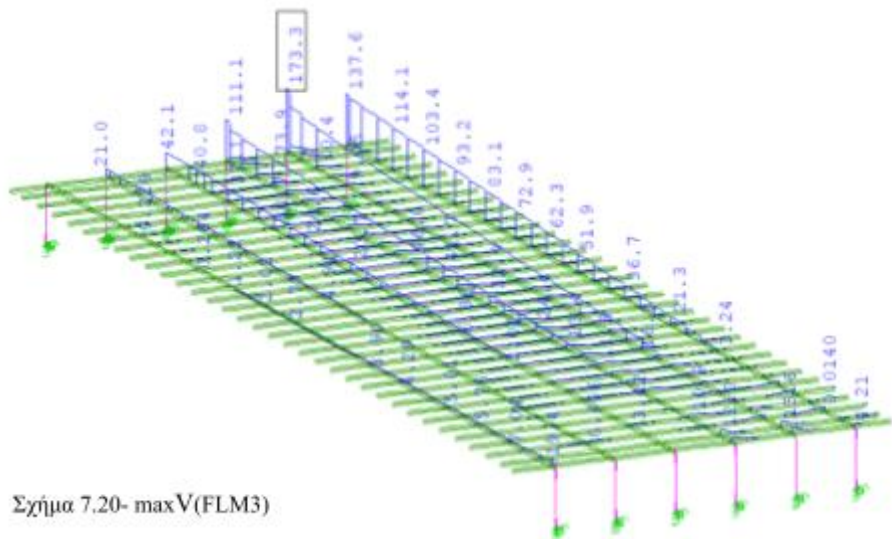
Σχήμα 7.17- σAUmax(FLM3)



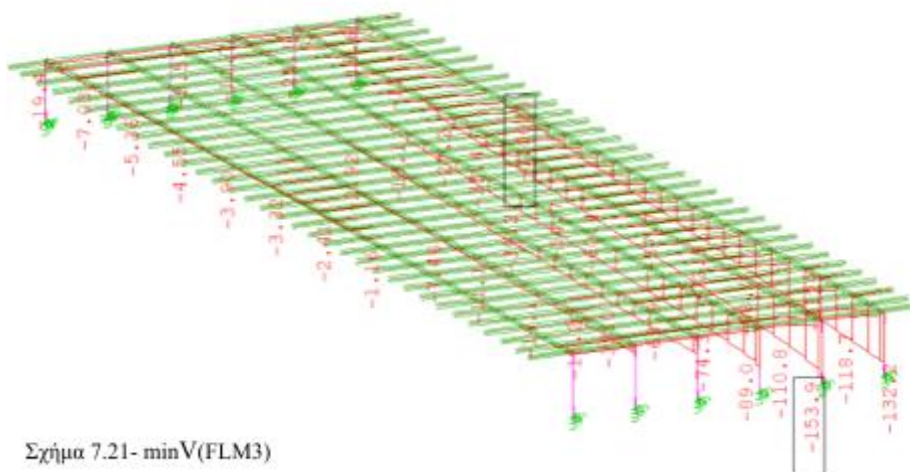
Σχήμα 7.18-σAUmin(FLM3)



Σχήμα 7.19- maxV(G+S+0.6ΔTΜ)



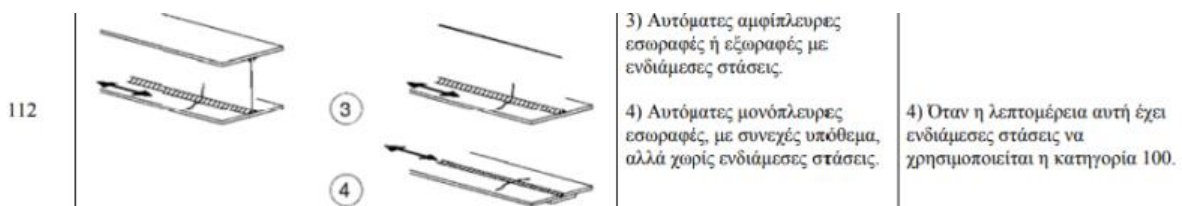
Σχήμα 7.20- maxV(FLM3)



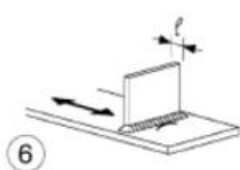
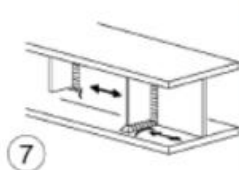
Σχήμα 7.21- minV(FLM3)

### 7.4.2.2 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 7.22). 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 τον Σχημα 7.23 συντελεστής ασφαλείας για το χάλυβα  $\gamma_{M,a} = 1.35$ .



Σχημα 7.22-Κατηγορία 112-(Με Αυτόματα Αμφίπλευρες Εξωραφές)

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

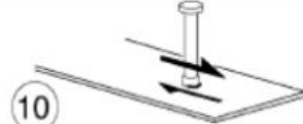
Σχίμα 7.23-Κατηγορία 80(Με εγκάρσια προσαρτήματα)

$$\Delta\sigma_c = 80 \text{ Μρα}$$

$$\frac{\gamma F, f * \Delta\sigma E}{\Delta\sigma_c / \gamma M f, a} = \frac{1 * 52.8}{80 / 1.35} = 0.89 < 1, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

### 7.4.2.3 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 Σχίμα 7.24.

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

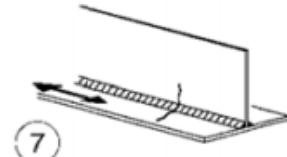
Σχίμα 7.24- Κατηγορία 80(Με Ήλους Κεφαλής)

$$\Delta\sigma_c = 80 \text{ Μρα}$$

$$\frac{\gamma F, f * \Delta\sigma E}{\Delta\sigma_c / \gamma M f, a} = \frac{1 * 11.1}{80 / 1.35} = 0.19 < 1, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

### 7.4.2.4 Έλεγχος διατμητικών τάσεων κορμού

Ο κορμός υπό διατμητικές τάσεις είναι λεπτομέρεια κατηγορίας 100, όπως φαίνεται και στο Σχίμα 7.25.

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

Σχίμα 7.25-Κατηγορία 100(Με Αυτόματες Εξωραφές)

$$\Delta\tau_c = 100 \text{ ΜΡα}$$

$$\frac{\gamma F_{,f} * \Delta \tau E}{\Delta \tau c / \gamma M f, a} = \frac{1 * 11.9}{100 / 1.35} = 0.16 < 1, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

### 7.4.3 Έλεγχος διατμητικών ήλων

Ο έλεγχος των διατμητικών ήλων γίνεται φόρτιση μόνο με το φορτίο κόπωσης FLM3 και από την περιβάλλουσα φαίνεται να καταπονείται η μεσαία δοκός στη στήριξη. Στα Σχήματα 7.20,7.21 στο τέλος της παραγράφου 7.4.2.1 φαίνονται η περιβάλλουσες των  $V_{zmax}, V_{zmin}$  από όπου προκύπτει  $V_{zmax}$  ίσο με 173.3 kN και  $V_{zmin}$  ίσο -25.1 kN. Επομένως ο έλεγχος γίνεται για αυτή τη θέση.

Το εύρος τάσεων υπολογίζεται από τη σχέση :

$$|\tau_{max} - \tau_{min}| = |V_{max} - V_{min}| * \frac{S_{10} * eL}{n_o * I_{10} * n * A_d}$$

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

$$S_{10} = A_c * (z_1 - z_c) = 190 * 25 * (51.2 - 12.5) = 183825 \text{ cm}^3$$

$$I_{10} = 2.6 * 10^6 \text{ cm}^4$$

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

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

$$n = 3$$

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

$$|\tau_{max} - \tau_{min}| = 4.01 \text{ kN/cm}^2 = 40.1 \text{ MPa}$$

$$\Delta \tau_E = \lambda_v * |\tau_{max} - \tau_{min}| = 1.55 * 40.1 = 62.2 \text{ MPa}$$

Η αντοχή σε κόπωση των διατμητικών ήλων είναι 90 MPa

$$\frac{\gamma F_{,f} * \Delta \tau E}{\Delta \tau c / \gamma M f, v} = \frac{1 * 62.2}{90 / 1} = 0.69 < 1, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

### 7.4.4 Έλεγχος Κόπωσης Ράβδων Οπλισμού

Ο έλεγχος των ράβδων του οπλισμού σε κόπωση γίνεται για το συχνό συνδυασμό συν το όχημα κόπωσης προσαυξημένο με ένα συντελεστή  $\beta=1.4$ . Από τους υπολογισμούς προκύπτει η ακραία δοκός δυσμενέστερη στο μέσο του ανοίγματος. Επίσης οι ράβδοι επιλέχθηκαν να τοποθετηθούν σε 50mm απόσταση από την άνω και κάτω ίνα της πλάκας σκυροδέματος και να έχουν κατακόρυφη απόσταση μεταξύ τους 150mm.

Συχνός συνδυασμός  $\rightarrow G_1 + G_2 + 0.75Q_{TS} + 0.4Q_{UDL} + 0.4Q_{qf,comb} + 0.5\Delta T_M$  ( $G_1$  ίδια βάρη και  $G_2$  πρόσθετα μόνιμα)

Για σκυρόδεμα μονίμως υπό θλίψη :

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

$$z_{1s} = 28 \text{ cm (απόσταση του οπλισμού από το κέντρο βάρους της αρηγμάτωτης διατομής)}$$

$$I_{10} = 4.071 * 10^6 \text{ cm}^4 \text{ (ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης διατομής)}$$

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

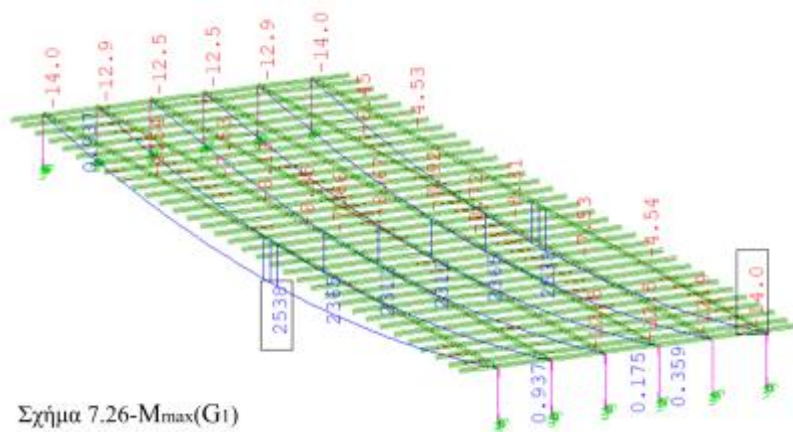


Συγκεκριμένα :

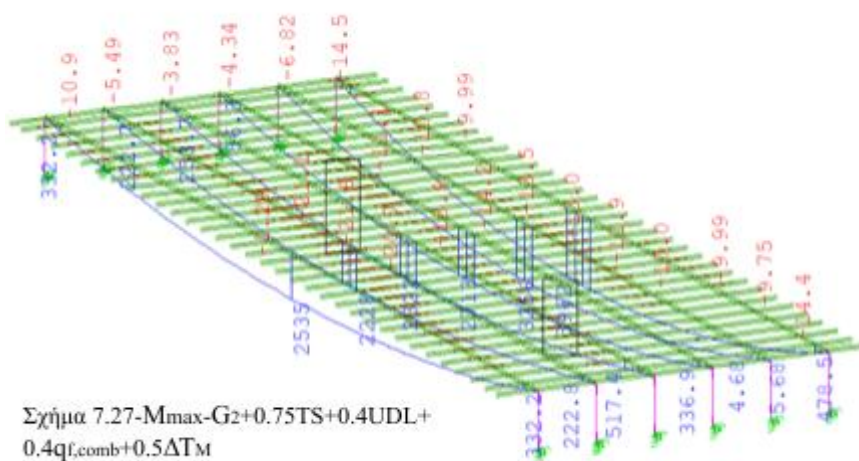
$$G_1(t=0) \rightarrow M_{\max} = 2538 \text{ kNm}$$

$$G_2 + 0.75Q_{TS} + 0.4Q_{UDL} + 0.4Q_{qf,comb} + 0.5\Delta T_M (t=\infty) \rightarrow M_{\max} = 3962 \text{ kNm και } M_{\min} = 2149 \text{ kNm}$$

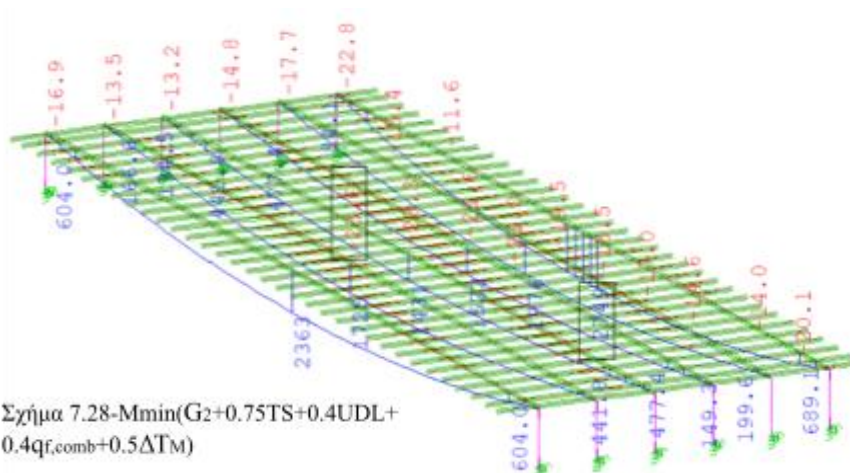
$$\beta * FLM3(t=\infty) \rightarrow M_{\max} = 1498 \text{ kNm}$$



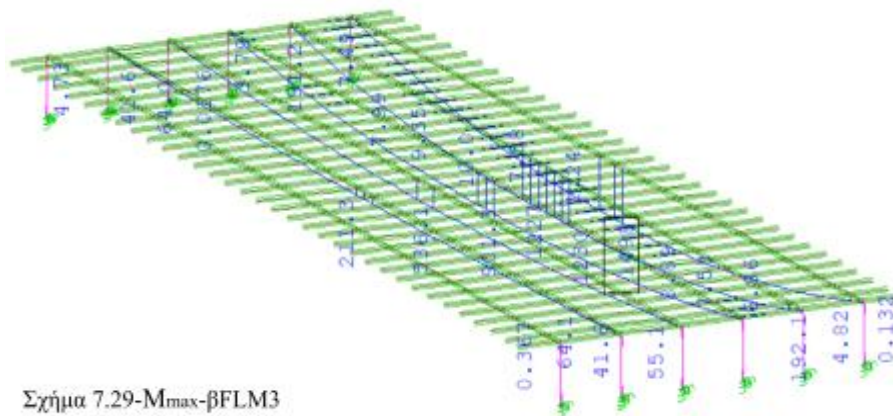
Σχήμα 7.26-M<sub>max</sub>(G1)



Σχήμα 7.27-M<sub>max</sub>-G<sub>2</sub>+0.75TS+0.4UDL+0.4q<sub>f,comb</sub>+0.5ΔT<sub>M</sub>



Σχήμα 7.28-M<sub>min</sub>(G<sub>2</sub>+0.75TS+0.4UDL+0.4q<sub>f,comb</sub>+0.5ΔT<sub>M</sub>)



Επομένως :

$$M_{\max,f,Ed} = 7998 \text{ kNm}$$

$$M_{\min,f,Ed} = 6185 \text{ kNm}$$

$$\text{Και } |\sigma_{\max f,Ed} - \sigma_{\min,f,Ed}| = 1.24 \text{ kN/cm}^2 = 12.4 \text{ MPa}$$

Έλεγχος:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s * |\sigma_{\max f,Ed} - \sigma_{\min,f,Ed}| = 0.98 * 12.4 = 12.2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{F,f} * \Delta\sigma_{s,equ} = 12.2 \text{ MPa} \leq \Delta\sigma_{R,s} / \gamma_{M_s,f} = 162.5 / 1.15 = 141.3 \text{ MPa.}$$

## 8 Διατμητική Σύνδεση

### 8.1 Γενικά

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 και στο Κεφάλαιο 8 γίνονται οι 2 άλλοι έλεγχοι.

Οι εξεταζόμενοι συνδυασμοί δράσεων, με τους κατάλληλους συντελεστές, για τον έλεγχο της διατμητικής σύνδεσης φαίνονται στον Πίνακα Π8.1, ενώ στο Πίνακα Π8.2 συνοψίζεται ο τρόπος υπολογισμού της αντοχής των ήλων κεφαλής.

Πίνακας Π8.1-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/0: 1.0-1.0	0,8

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

Πίνακας Π8.1-Διατμητική Αντοχή Ήλων Κεφαλής

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

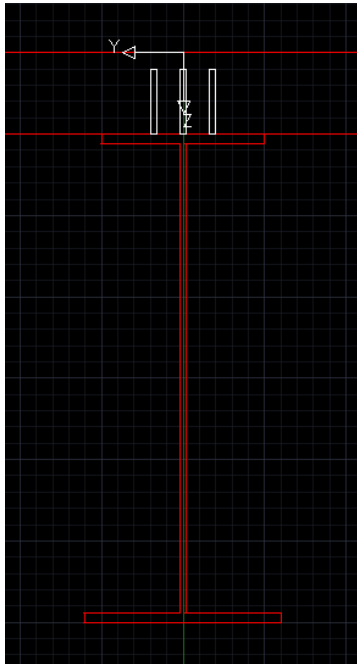
## 8.2 Αντοχή Διατμητικών Ήλων

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	$25 \text{ mm} \leq e_0$
Κατακόρυφη απόσταση κάτω εγκάρσιου οπλισμού – κεφαλής ήλου	$e_v \leq 30 \text{ mm}$
Ήλοι σε θλιβόμενα πέλματα που θα κατατασσόταν σε μεγαλύτερη κατηγορία από 1, αλλά συνδεόμενα με την πλάκα κατατάσσονται στην κατηγορία 1	$e_l \leq 22 \cdot t_e$ $e_0 \leq 9 \cdot t_e$ 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 ήλιοι στο πέλμα σε σταθερή διάταξη σε όλο το μήκος της δοκού με διάμετρο  $d = 19\text{mm}$ , ύψος  $h_{sc} = 200\text{mm}$  και διαμήκης απόσταση  $150\text{mm}$ . Η αντοχή  $f_u$  είναι  $450\text{MPa}$ , 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  $e_D = 140.5\text{mm}$ . Στο σχήμα 8.2 φαίνεται ενδεικτικά η παραπάνω διαμόρφωση.



Σχήμα 8.2-Σύμμικτη Διατομή με Ήλους Κεφαλής

Με βάση το Πίνακα Π8.1 και για  $\alpha=(h_{sc}/d)=10.53$  και  $\gamma_v=1.25$  υπολογίζονται οι αντοχές  $P_{rd1}$  και  $P_{rd2}$ , δηλαδή  $P_{rd1} = 81.61\text{kN}$  και  $P_{rd2} = 91.36\text{ kN}$ . Οι τελικές τιμές που θα λάβουμε υπόψη στους ελέγχους σε κάθε οριακή κατάσταση ελέγχου είναι:

OKA  $\rightarrow P_{rd} = 81.61\text{ kN}$

OKΛ  $\rightarrow P_{rd,ser} = 61.2\text{ kN}$

### 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:

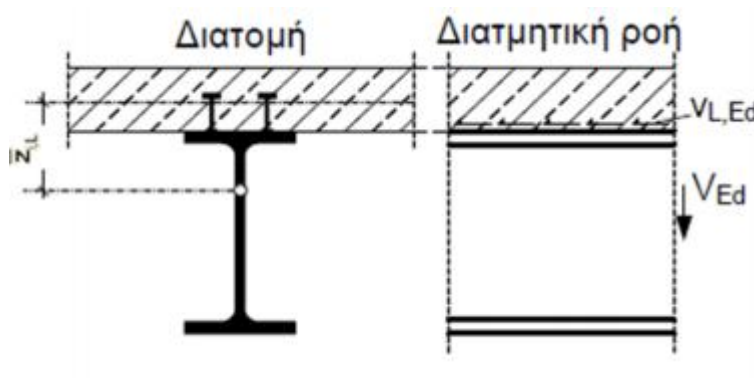
$$V_{LEd} = \frac{VEd \cdot S}{I}, \text{ όπου}$$

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

$I$  είναι η ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης 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 ξεχωριστά οι τέμνουσες

από κάθε φόρτιση, ανάλογα και με το χρόνο ελέγχου, και στην συνέχεια να συνδυαστούν. Λαμβάνονται υπόψη οι δράσεις που δρουν στη σύμμικτη διατομή και ότι οι ιδιότητες της ισοδύναμης διατομής προσδιορίζονται για την αρηγμάτωτη διατομή.



Σχήμα 8.3-Δρώσα Διατμητική Ροή

Η διατμητική αντοχή των συνδέσμων δίνεται από τις σχέσεις :

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

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

$n$  ο αριθμός των διατμητικών ήλων στη διατομή.

$e_L$  η διαμήκης απόσταση μεταξύ των ήλων.

Για 3Φ19 /150

- $v_{L,Rd} (\text{ΟΚΑ}) = 1632.2 \text{ kN / m}$
- $v_{L,Rd} (\text{ΟΚΛ}) = 1224 \text{ kN / m}$

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

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

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

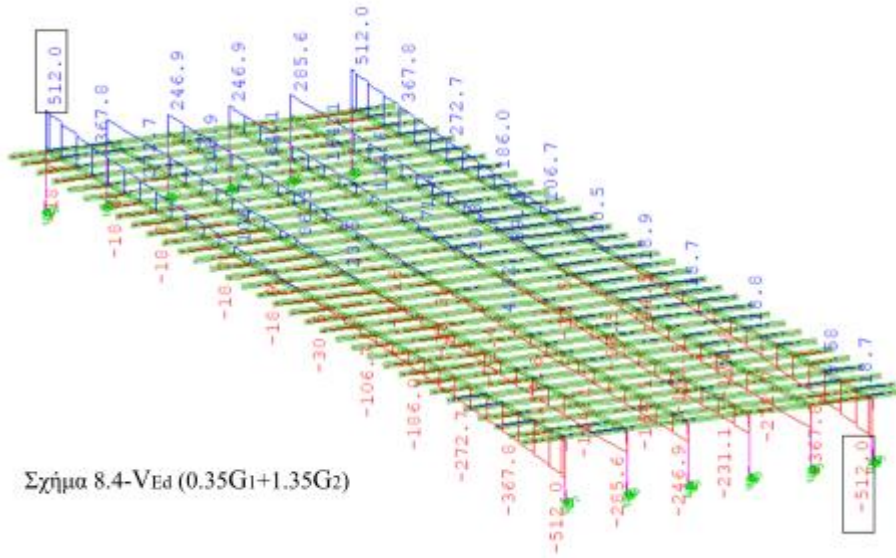
## 8.4 Έλεγχος στην ΟΚΑ

Ο έλεγχος γίνεται στην ακραία στήριξη της ακραίας δοκού για κάθε φάση κατασκευής και υπολογίζονται οι τέμνουσες από τα μόνιμα φορτία και τα μεταβλητά με βάση τη περιβάλλουσα των τεμνουσών για κάθε φόρτιση χωριστά. Στη συνέχεια προσδιορίζονται οι διατμητικές ροές, αθροίζονται, και εξασφαλίζεται ότι η συνολική ροή είναι μικρότερη από την αντοχή των τοποθετημένων ήλων. Οι υπολογισμοί γίνονται για  $t = \infty$  δηλαδή για  $E_c = 11122 \text{ MPa}$  και  $n_L = 18.2$ .

### 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- $V_{Ed} (0.35G_1+1.35G_2)$

$$\rightarrow V_{Ed,G} = 512 \text{ kN}$$

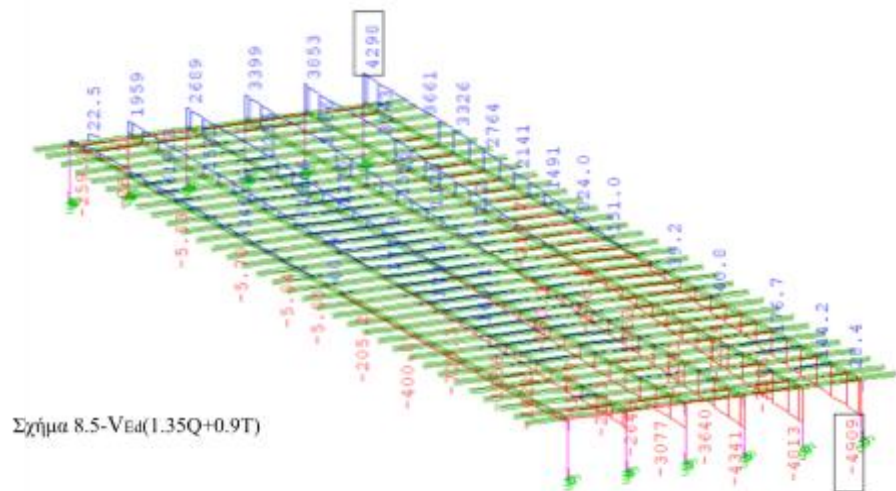
Ιδιότητες Διατομής :

1.  $n_G = 18.2$
2.  $A_c = 5500 \text{ cm}^2$
3.  $b_{eff} = 220 \text{ cm}$
4.  $z_c = 12.5 \text{ cm}$
5.  $A_{IG} = 996.6 \text{ cm}^2$
6.  $z_{IG} = 74 \text{ cm}$
7.  $I_{IG} = 1.663 * 10^6 \text{ cm}^4$
8.  $S_{IG} = (5500 / 18.2) * (74 - 12.5) = 18585.2 \text{ cm}^3$

$$\rightarrow V_{Ed,G} = 545.8 \text{ kN / m}$$

### 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- $V_{Ed}(1.35Q+0.9T)$

$$\rightarrow V_{Ed,Q} = 4909 \text{ kN}$$

Ιδιότητες Διατομής :

1.  $n_Q = 6.18$
2.  $A_c = 5500 \text{ cm}^2$
3.  $b_{\text{eff}} = 220 \text{ cm}$
4.  $z_c = 12.5 \text{ cm}$
5.  $A_1 = 1585 \text{ cm}^2$
6.  $z_1 = 53 \text{ cm}$
7.  $I_1 = 4.072 * 10^6 \text{ cm}^4$
8.  $S_Q = (5500 / 6.18) * (53 - 12.5) = 36043.7 \text{ cm}^3$

$$\rightarrow v_{\text{Ed,Q}} = 700.3 \text{ kN/m}$$

### 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:

$$V_{\text{Ed}} = v_{\text{Ed,G}} + v_{\text{Ed,Q}} = 545.8 + 700.3 = 1246.1 \text{ kN/m} < v_{\text{L,Rd}} (\text{OKA}) = 1632.2 \text{ kN / m}.$$

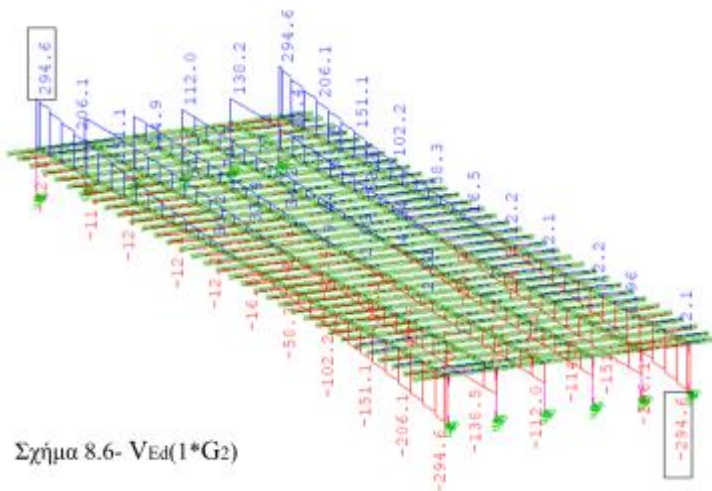
Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### 8.5 Έλεγχος στην ΟΚΑ

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

#### 8.5.1 Μόνιμα

$$\text{Συνδυασμός } 1 * G_2 \rightarrow v_{\text{Ed,G2}} = 294.6 \text{ kN}$$



Ιδιότητες Διατομής :

1.  $n_G = 18.2$
2.  $A_c = 5500 \text{ cm}^2$
3.  $b_{\text{eff}} = 220 \text{ cm}$
4.  $z_c = 12.5 \text{ cm}$
5.  $A_1 = 996.6 \text{ cm}^2$
6.  $z_1 = 74 \text{ cm}$

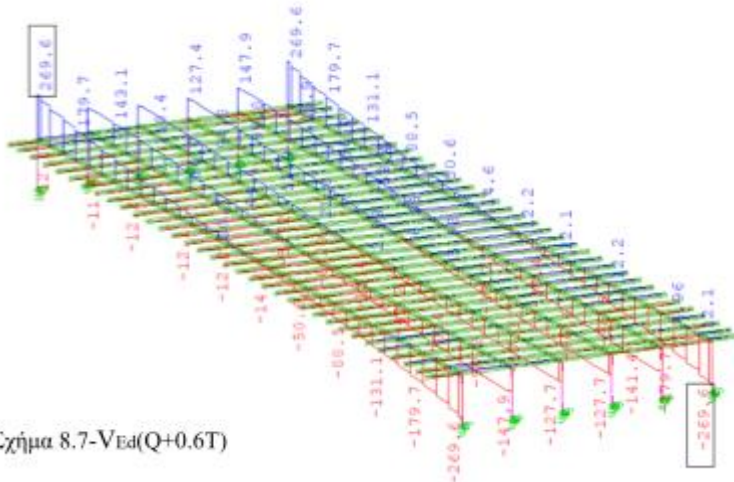
$$7. I_1 = 1.663 * 10^6 \text{ cm}^4$$

$$8. S_1 = (5500 / 18.2) * (74 - 12.5) = 18585.2 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow V_{Ed,G} = 329.2 \text{ kN / m}$$

### 8.5.2 Μεταβλητά Φορτία

$$\text{Συνδυασμός } 1Q + 0.6T \rightarrow V_{Ed,Q} = 269.6 \text{ kN}$$



Ιδιότητες Διατομής:

$$1. n_Q = 6.18$$

$$2. A_c = 5500 \text{ cm}^2$$

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

$$4. z_c = 12.5 \text{ cm}$$

$$5. A_1 = 1585 \text{ cm}^2$$

$$6. z_1 = 53 \text{ cm}$$

$$7. I_1 = 4.072 * 10^6 \text{ cm}^4$$

$$8. S_1 = (5500 / 6.18) * (53 - 12.5) = 36043.7 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow V_{Ed,Q} = 238.6 \text{ kN/m}$$

### 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

$$V_{Ed} = V_{Ed,G2} + V_{Ed,Q} = 329.2 + 238.6 = 567.8 \text{ kN/m} < v_{L,Rd} (\text{ΟΚΛ}) = 1224 \text{ kN/m}$$

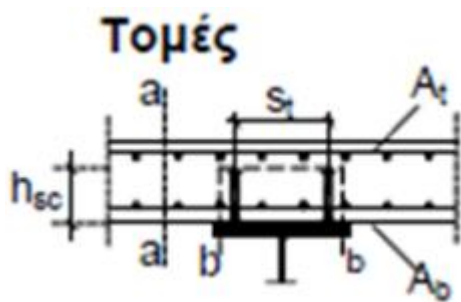
Ο έλεγχος ικανοποιείται.



## 8.6 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος

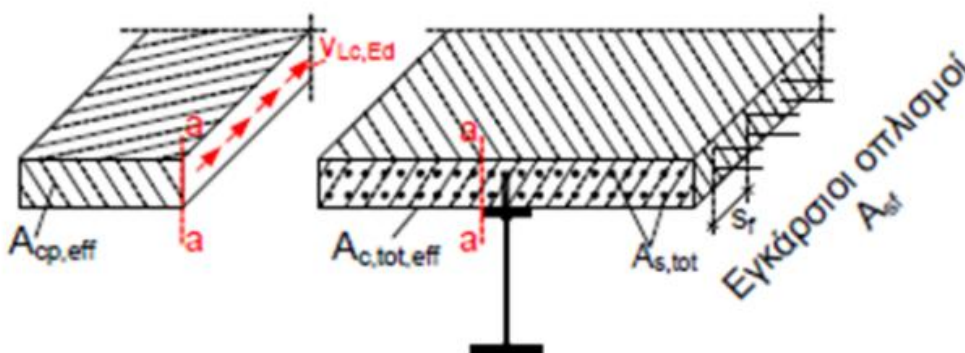
### 8.6.1 Δρώσα Διατμητική Ροή

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 b-b όπως φαίνεται στα Σχήματα 8.8,8.9.



Σχήμα 8.8-Τομές α-α 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 εφελκυσμένο πελμα ορίζεται ως εξής:

Θλιβόμενο Πέλμα

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

Εφελκυσμένο Πέλμα

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

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

Η μέγιστη διατμητική ροή δίνεται από τη σχέση  $v_{L,ED} = (n * P_{rd}) / e_L$  που καλύπτει την πληρη διατμητική ροη. Απλοποιητικά μπορούμε να παρουμε αυτη τη τιμή για τη τομη b-b και το 50% για την a-a.

→  $L_{v,(a-a)} = 250\text{mm}$ , το πάχος της πλάκας

$$L_{v,(b-b)} = 2h_{cs} + s_t + d_{head,sc}, \text{ όπου}$$

$$h_{cs} = 200\text{mm}, \text{ το ύψος των ήλων}$$

$$s_t = 200\text{ mm}, \text{ εγκάρσια απόσταση ήλων}$$

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

$$\rightarrow L_{v,(b-b)} = 632\text{ mm}$$

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

$$V_{Lc,Ed}^{(b-b)} = \min(v_{Ed}, v_{Ed,ser}) = \min(1632.2, 1224) = 1224\text{ kN/m}$$

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

## 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:

$$v_{c,Rd} = v * f_{cd} * L_v * \left(\frac{1}{\cot\theta + \tan\theta}\right), \text{ με } v = 0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \text{ και}$$

$$v_{s,Rd} = \left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right) * f_{sd} * \cot\theta, \text{ όπου } \left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right) \text{ δίνεται στο Σχήμα 8.10 ανάλογα με την τομή που εξετάζουμε.}$$

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:

$A_b$  →εμβαδον κάτω εγκαρσιου οπλισμου

$A_t$  →εμβαδον άνω εγκαρσιου οπλισμου

$A_{bh}$  →εμβαδον κατω εγκαρσιου οπλισμου στο κεκλιμένο τμημα

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:

$$v_{c,Rd}^{(a-a)} = 0.52 * \left(\frac{35}{1.5}\right) * 250 * \left(\frac{1}{1.2+1.2^{(-1)}}\right) = 1480\text{ kN/m} > v_{Lc,Ed}^{(a-a)} = 612\text{ kN/m}$$

$$v_{c,Rd}^{(b-b)} = 3771.3\text{ kN/m} > v_{Lc,Ed}^{(b-b)} = 1224\text{ kN/m}$$

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  $v_{Lc,Ed}$   $(b-b) = 1224 \text{ kN/m}$

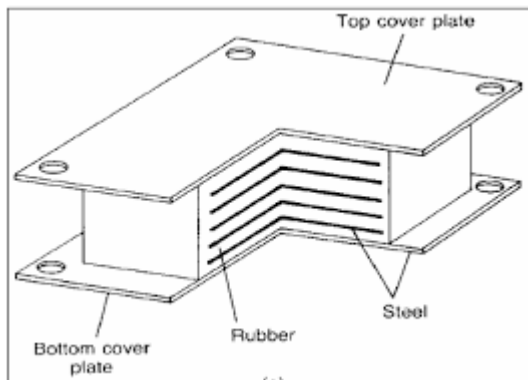
$$\frac{Asf}{sf}(b-b) \geq \frac{v_{Lc,Ed}}{\cot\theta \cdot f_{sd}} = 23.46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τελικά ο ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός που απαιτείται για τη διατμητική κάλυψη χάλυβα και πλάκα σκυροδέματος είναι  $A_b(\text{κάτω}) = \frac{Asf(b-b)}{2} = 11.73 \text{ cm}^2/\text{m}$  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 C 2

Μετά από δοκιμές στις οποίες έγιναν οι απαραίτητοι έλεγχοι υπό στατικές και σεισμικές και φορτίσεις επιλέγονται ορθογωνικά εφέδρανα τύπου C 2, διαστάσεων  $600 \times 700 \times 250(185)$ . Στα εφέδρανα C 2 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 1337-3, σε αντίθεση με άλλες κατηγορίες εφεδράνων, τα C 2 επιτρέπεται να παραλαμβάνουν μια μικρή εφελκυστική τάση ίση με  $1 \text{ MPa}$  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.

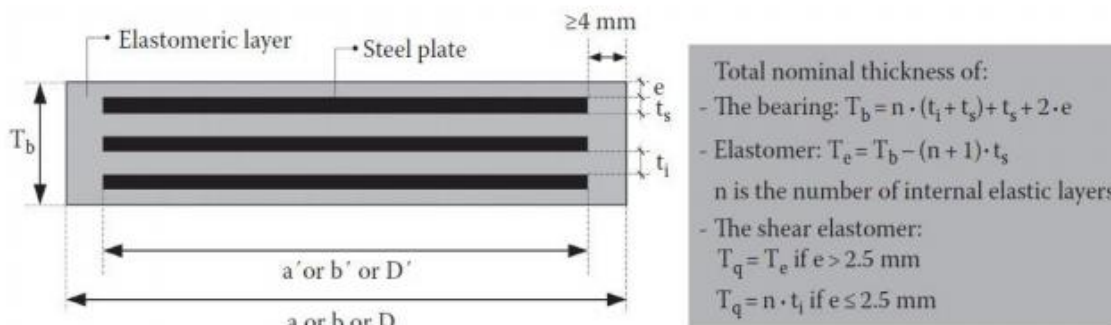
4,10 5,00 6,30	Ø 600 Ø 650 600x700	3	35	70	50
		4	46	90	65
		5	56	110	80
		6	67	130	95
		7	77	150	110
		8	86	170	125
		9	93	190	140
		10	99	210	155
		11	105	230	170
		12	109	250	185
		13	113	270	200

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  $\rightarrow T_q = T_e = T_b - (n+1) \cdot t_s = 185 \text{ mm}$ , όπου  
 $T_b$  :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  $\rightarrow I_p = 2 \cdot (a' \cdot b') = 256 \text{ cm}$
- Συντελεστής σχήματος  $\rightarrow S = \frac{A_1}{(I_p \cdot t_i)} = 10.6$ , όπου  $t_i$  είναι το πάχος μιας ανεξάρτητης στρώσης ελαστομερούς.
- Κατακόρυφη δυσκαμψία εφεδράνων  $\rightarrow K_z = \left[ \frac{n \cdot t_i}{A_1} \cdot \left( \frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1} \rightarrow K_z = 8881134 \text{ kN/m}$ , όπου  $G = 900 \text{ kPa}$ ,  $E_b = 2000 \text{ MPa}$ .
- Οριζόντιες δυσκαμψίες εφεδράνων  $\rightarrow K_x = K_y = \frac{a \cdot b \cdot G}{T_e} = 2043 \text{ kN/m}$ , όπου  $a$ ,  $b$  είναι οι διαστάσεις του εφεδράνου.



Σχήμα 9.3-Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Τυπικού Ελαστομεταλλικού Εφεδράνου

## 9.2 Έλεγχοι Εφεδράνων

Το πρότυπο EN 1337-3 προδιαγράφει τους απαιτούμενους ελέγχους που αναφέρονται στη συνέχεια:

- Έλεγχος Παραμορφώσεων  $\rightarrow \epsilon_{t,d} = K_L * (\epsilon_{c,d} + \epsilon_{q,d} + \epsilon_{a,d}) < 7$ , όπου
  - $\epsilon_{c,d}$ : 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  $\epsilon_{c,d} = \left( \frac{1.5 * Fz,d}{G * Ar * S} \right)$ , όπου
  - 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
  - $A_1$ : εμβαδόν διατομής χαλύβδινων πλακών  $\rightarrow A_1 = a' * b'$
  - $A_r$ : μειωμένο εμβαδόν διατομής εφεδράνου  $\rightarrow A_1 * \left( 1 - \frac{vx,d}{a'} - \frac{vy,d}{b'} \right)$
  - ti: πάχος κάθε στρώσης ελαστομερούς
  - S: συντελεστής σχήματος  $\rightarrow S = (a' * b') / (2 * ti * (a' + b'))$
- ➔ Παραμόρφωση  $\epsilon_{q,d} = \frac{vxy,d}{Tq}$ 
  - $Tq$ : συνολικό πάχος ελαστομερούς
  - $v_{xy,d}$ : συνισταμένη μετακίνηση  $\rightarrow v_{xy,d} = \sqrt{vx,d^2 + vy,d^2}$
- ➔ Παραμόρφωση  $\epsilon_{a,d} = \frac{a'^2 * \alpha_{a,d} + b'^2 * \alpha_{b,d}}{2 * n * ti^2}$ 
  - $\alpha_{a,d}$ : 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
- Έλεγχος πάχους χαλύβδινων ελασμάτων  $t_s = \frac{Kp * Fz,d * ti * Kh * \gamma_m}{Ar * fy} \geq 2\text{mm}$ 
  - $K_p$ : διορθωτικός συντελεστής ίσος με 1.3
  - $K_h = 1$ , για εφέδρανα χωρίς οπές (2 με οπές)
  - $\gamma_m$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1
- Περιορισμός στροφής (αποφυγή ανύψωσης εφεδράνου)  $\frac{Fz,d}{Kz} \geq \frac{a' * \alpha_{a,d} + b' * \alpha_{b,d}}{Kr,d}$ 
  - $F_{z,d}$ : κατακόρυφη θλιπτική δύναμη σχεδιασμού
  - $E_b$ : μέτρο συμπίεσης ελαστομερούς  $\rightarrow E_b = 2000 \text{ MPa}$
- Έλεγχος Ευστάθειας  $\frac{Fz,d}{Ar} < \frac{2 * a' * G * S}{3 * T_e}$
- Ασφάλεια σε ολίσθηση (για εφέδρανα B(1) και B/C (1/2))

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

$F_{xy,d}$ : 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

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 * Kf}{\sigma_m} \text{ (συντελεστής τριβής)}$$

$K_f = 0.6$  (για επαφή με σκυροδεμα) 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  $K_x = K_y = A * \frac{G}{T_e}$  και κατακόρυφη  $K_z = [\frac{n * t_i}{A_i} * (\frac{1}{5 * G * S_2} + \frac{1}{E_b})]^{-1}$ . Με βάση τους συνδυασμούς των δράσεων για στατικές και για σεισμικές φορτίσεις υπολογίστηκαν τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα Sofistik και έγιναν οι απαιτούμενοι έλεγχοι.

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

$$G + S + 1.35(UDL + TS + q_{fk,comb}) + 0.9T$$

Για τις σεισμικές δράσεις ο έλεγχος έγινε για το συνδυασμό:

$$G + S + 0.2 \cdot QUDL + 0.5 \cdot \Delta T + E_x + 0.3 \cdot E_y$$

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 Sofistik και προέκυψαν για κάθε εφέδρανο οι τιμές  $F_z, a_y, \delta_x, \delta_y$ , όπου  $F_z$  είναι η κατακόρυφη αντίδραση,  $a_y$  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 Sofistik οι τιμές  $F_z, a_y, \delta_x, \delta_y$ , 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										
		G + S + 1.35(UDL+TS+qfk.comb) + 0.9T										
Εφεδρανο	P-Z [kN]	phi-Y [mrad]	u-X [mm]	u-Y [mm]		phi-X [mrad]						
1	988.5	14	12.1	3		6						
2	2528.3	24	26	1		3						
3	3307.9	32	35	0.28		4						
4	3980	38	44	2		3						
5	4709	43	50	2		2						
6	4831	19.1	50	1		3						
7	959.2	14.1	15	5		6						
8	2785	25	29	0.86		3						
9	3955	32	39	2		4						
10	5033.6	40	48	0.34		3						
11	5524	44	55	1.1		2						
12	5514	44	54	3.1		0.51						

Ελεγχος ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ		scd		Διατμηση		vxy		sqd		ΣΥΝΘΗΚΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ	Στροφη	ead	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ
Θλιψη	Ar(m2)														
1	0.3963406	0.522865193		1	13.23759797	0.071554584	<1	OK				1.413345185	1	2.007764962	<7
2	0.388777	1.363357217		2	25.71944789	0.139024043	<1	OK				1.840847778	2	3.343229037	<7
3	0.3827158	1.811997529		3	35.10111679	0.189735766	<1	OK				2.343575	3	4.345308295	<7
4	0.3759063	2.219653013		4	43.92665364	0.237441371	<1	OK				2.678551296	4	5.13564568	<7
5	0.3716817	2.656067652		5	49.94726119	0.269985196	<1	OK				2.959210926	5	5.885263773	<7
6	0.372237	2.720815663		6	49.51454332	0.26764618	<1	OK				1.469292593	6	4.457754436	<7
7	0.393603	0.510895869		7	16.03277892	0.08666367	<1	OK				1.435557407	7	2.033116946	<7
8	0.3865688	1.510358421		8	29.03274014	0.15693373	<1	OK				1.885555556	8	3.552847707	<7
9	0.379246	2.186286635		9	39.03280671	0.210988144	<1	OK				2.42716	9	4.82443478	<7
10	0.3737794	2.823221543		10	48.00120415	0.259465968	<1	OK				2.81574463	10	5.898432141	<7
11	0.3683617	3.143842801		11	54.82248535	0.296337759	<1	OK				2.967189444	11	6.407370004	<7
12	0.3675639	3.144962938		12	54.50552357	0.294624452	<1	OK				2.855550185	12	6.295137575	<7

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 στροφής 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 εφεδρανο.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ				ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΡΟΦΗΣ						
KP	KH	FY	ts	ΣΥΝΘΗΚΗ	ts	ΕΛΕΓΧΟΣ	Kr	uz	ΣΥΝΘΗΚΗ	)Kr.d (cm)
1,3	1	235	0.413908987	<	5	OK	3	0.011130335	>	0.409086667
1,3	1	235	1.079256779	<	5	OK	3	0.028468211	>	0.54914
1,3	1	235	1.434408086	<	5	OK	3	0.03724637	>	0.70115
1,3	1	235	1.757115106	<	5	OK	3	0.044814097	>	0.806776667
1,3	1	235	2.102588363	<	5	OK	3	0.053022508	>	0.893103333
1,3	1	235	2.153843991	<	5	OK	3	0.054396207	>	0.437733333
1,3	1	235	0.404433866	<	5	OK	3	0.010800423	>	0.414966667
1,3	1	235	1.195625434	<	5	OK	3	0.031358608	>	0.562
1,3	1	235	1.730701714	<	5	OK	3	0.044532601	>	0.72552
1,3	1	235	2.234910228	<	5	OK	3	0.056677447	>	0.847696667
1,3	1	235	2.488719474	<	5	OK	3	0.062199264	>	0.89889
1,3	1	235	2.489606193	<	5	OK	3	0.062086666	>	0.869196667

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ		
Fz/Ar	ΣΥΝΘΗΚΗ	2*a**G*S/(3*Te)
2494,066972	<	20283,24324
6503,213925	<	20283,24324
8643,228213	<	20283,24324
10587,74487	<	20283,24324
12669,4427	<	20283,24324
12978,29071	<	20283,24324
2436,973295	<	20283,24324
7204,409668	<	20283,24324
10428,58725	<	20283,24324
13486,76676	<	20283,24324
14996,13016	<	20283,24324
15001,47321	<	20283,24324

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 εφεδρανα, δηλαδή συνολικά 12, προκύπτει η συνολική δυσκαμψια του ανοίγματος που εξετάζεται. Στη συνέχεια υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος του και τα χαρακτηριστικά του σεισμού σύμφωνα με τη διαδικασία που προβλέπεται από τον EC8 και λαμβάνοντας υπόψη το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα. Οι σεισμικές δράσεις ελήφθησαν ίσες κατά x και y. Συγκεκριμένα:

$$K_x=K_y=2043 \text{ kN/m και } K_{ολχ}=K_{ολγ}=K_{ολ}=12 * 2043 =24516\text{kN}$$

Συνολικά κατακόρυφα φορτία της γέφυρας για τους σεισμικούς συνδυασμούς :

- $6 * 5.34 \text{ kN/m} * 33 = 10573 \text{ kN}$ .
- $6.25\text{kN/m}^2 * 33\text{m} * 12.7\text{m} = 2619 \text{ kN}$
- $7.13 \text{ kN/m}^2 * 2 * 2.1 * 33 = 988.22 \text{ kN}$
- $2.4 \text{ kN/m}^2 * 8.5 * 33 = 673 \text{ kN}$
- $0.5\text{kN/m}^2 = 209.6 \text{ kN}$

Σύνολο  $\Rightarrow 15064 \text{ kN}$

$$T=2*\pi*\sqrt{\frac{M}{K_{ολ}}}=1.56\text{sec, όπου } M=15064/\text{g } M_{gr}$$

Για τη γέφυρα που εξετάζεται λαμβάνουμε υπόψη τα ακόλουθα:

1. Βρίσκεται σε Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II(Εθνικό Προσάρτημα EN1998-1)  
 $\rightarrow a_{gr}=0.24\text{g}$
2. Είναι συνήθους σπουδαιότητας  $\rightarrow \gamma_1 = 1.0$
3. Το έδαφος είναι κατηγορίας B Τύπου I  $\rightarrow S = 1.2 / T_B = 0.15 \text{ sec} / T_C = 0.50 / \text{sec} / T_D = 2.50 \text{ sec}$
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)

$$\Rightarrow S_e(T) = a_{gr} * \gamma_1 * S * \eta * 2.5 * T_c / T = 0.23\text{g}$$

$$\Rightarrow H_e = S_e(T) * M = 3464.7 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \delta_e = H_e / K_{ολ} = 0.14 \text{ m}$$

## 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  $E_x + 0.3 E_y$  ( $E_x = E_y = H_e$ ). Εισάγοντας τις οριζόντιες δυσκαμψίες  $K_x = K_y = 2043 \text{ kN/m}$  και  $K_z = 8881134 \text{ kN/m}$  στο Sofistik, 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  $F_z, a_y, \delta_x, \delta_y$  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						
Εφεδράνο	P-Z [kN]	phi-Y [mrad]	u-X [mm]	u-Y [mm]	phi-X [mrad]	
1	504.60	4.58	137.18	38.90	0.46	
2	395.90	4.10	137.64	39.07	0.38	
3	441.30	3.79	138.00	38.70	0.59	
4	365.30	3.89	137.23	38.36	0.76	
5	389.00	4.25	136.20	38.23	0.84	
6	745.30	4.89	134.70	35.90	2.21	
7	545.00	4.20	141.50	44.08	0.65	
8	470.00	3.80	140.60	44.38	0.49	
9	502.70	3.50	139.60	44.02	0.69	
10	435.00	3.60	139.80	43.74	0.85	
11	449.60	3.90	140.09	43.78	0.83	
12	817.00	4.48	140.70	42.52	1.56	

Ελεγχος ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ											
έλιψη	Ar(m2)	esd	Διαστρωση	vxy	esd	ΣΥΝΘΗΚΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ	Στροφη	esd	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ
1	0.1	0.365416455		1	142.5887878	0.770750204	<1	OK	0.335797037	1	1.471963696 <7
2	0.2890771	0.287113381		2	143.0777219	0.773393091	<1	OK	0.29754363	2	1.358050102 <7
3	0.289047	0.320071557		3	143.3237245	0.774722835	<1	OK	0.296332963	3	1.391127355 <7
4	0.2897789	0.264280143		4	142.4905699	0.770219297	<1	OK	0.317767593	4	1.352267032 <7
5	0.2905663	0.280663527		5	141.4636805	0.764668543	<1	OK	0.348027593	5	1.393359663 <7
6	0.292976	0.533311191		6	139.4019369	0.753523983	<1	OK	0.510072222	6	1.796907396 <7
7	0.2834578	0.403078572		7	148.2069378	0.801118582	<1	OK	0.328052778	7	1.532249932 <7
8	0.2839018	0.347065411		8	147.4379341	0.796961806	<1	OK	0.288160926	8	1.432188142 <7
9	0.2848042	0.370036118		9	146.3759557	0.791221382	<1	OK	0.28645537	9	1.447712871 <7
10	0.2848314	0.320171753		10	146.4828577	0.791799231	<1	OK	0.307008333	10	1.418979317 <7
11	0.2846077	0.331177847		11	146.7715793	0.793359888	<1	OK	0.324583889	11	1.449121624 <7
12	0.2849302	0.60112556		12	146.9844903	0.794510759	<1	OK	0.426334074	12	1.821970393 <7

Σχήμα 9.6-Υπολογιστικό Φύλλο Excel για Έλεγχο Εφεδράνων σε Σεισμικές Δράσεις

ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ					ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΡΟΦΗΣ					
KP	KH	FY	ts	ΣΥΝΘΗΚΗ	IS	ΕΛΕΓΧΟΣ	Kr	uz	ΣΥΝΘΗΚΗ	)/Kr.d (cm)
1	1.3	1	235	0.289269886 <		5 OK	3	0.005681707 >		0.100653333
2	1.3	1	235	0.227283839 <		5 OK	3	0.004457764 >		0.089294667
3	1.3	1	235	0.253374092 <		5 OK	3	0.00496896 >		0.088106667
4	1.3	1	235	0.20920866 <		5 OK	3	0.004113213 >		0.093983333
5	1.3	1	235	0.222178025 <		5 OK	3	0.004380071 >		0.102903333
6	1.3	1	235	0.422178216 <		5 OK	3	0.008391946 >		0.147
7	1.3	1	235	0.319083858 <		5 OK	3	0.006136604 >		0.09755
8	1.3	1	235	0.274742886 <		5 OK	3	0.005292117 >		0.086003333
9	1.3	1	235	0.29292689 <		5 OK	3	0.005660313 >		0.084703333
10	1.3	1	235	0.253453409 <		5 OK	3	0.004898023 >		0.09035
11	1.3	1	235	0.26216602 <		5 OK	3	0.005062417 >		0.09579
12	1.3	1	235	0.475861225 <		5 OK	3	0.009199276 >		0.123986667

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ		
Fz/Ar	ΣΥΝΘΗΚΗ	2*α**G*S/(3*Te)
1	1743.03649 <	20283.24324
2	1369.530828 <	20283.24324
3	1526.741326 <	20283.24324
4	1260.616284 <	20283.24324
5	1338.765025 <	20283.24324
6	2543.89438 <	20283.24324
7	1922.684788 <	20283.24324
8	1655.502008 <	20283.24324
9	1765.072285 <	20283.24324
10	1527.21926 <	20283.24324
11	1579.718328 <	20283.24324
12	2867.368921 <	20283.24324

Σχήμα 9.7-Υπολογιστικό Φύλλο Excel για Έλεγχο Εφεδράνων σε Σεισμικές Δράσεις

## 9.5 Συμπεράσματα

Από την εκτίμηση των αποτελεσμάτων μπορούν να αποτυπωθούν κάποια συμπεράσματα για τα εφέδρανα που τελικά επιλέχθηκαν. Συγκεκριμένα και για κάθε έλεγχο :

1. Έλεγχος Συνολικής Παραμόρφωσης: το σύνολο των εφεδράνων ανταποκρίνεται πλήρως στο συγκεκριμένο έλεγχο και δεν παρουσιάζονται προβλήματα.
2. Έλεγχος Ευστάθειας: όλα τα εφέδρανα ικανοποιούν τον έλεγχο και έχουν καλή συμπεριφορά .
3. Έλεγχος Ελασμάτων σε Εφελκυσμό: τα εφέδρανα ανταποκρίνονται πλήρως στον έλεγχο και έχουν αρκετά καλή συμπεριφορά.
4. Έλεγχος Περιορισμού Στροφής: τα εφέδρανα ως επί το πλείστον δεν ικανοποιούν τον συγκεκριμένο έλεγχο.

Τελικά τα εφέδρανα που επιλέχθηκαν παρουσιάζουν μία αρκετά καλή συμπεριφορά ως προς τους περισσότερους ελέγχους. Ενδεχομένως όμως να χρειάζεται μεγαλύτερη διερεύνηση για τον περιορισμό στροφής και την αποφυγή της ανύψωσης του εφεδράνου. Εναλλακτικά θα μπορούσε να διερευνηθεί παραπάνω η επιλογή διαστάσεων εφεδράνων ή ακόμα και η επιλογή άλλου τύπου. Τέλος κατάλληλες αντιανυψωτικές διατάξεις θα μπορούσαν να αποτελέσουν μέσο ενίσχυσης της λειτουργίας των εφεδράνων.

## 10 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας, Ι., Ηλιόπουλος, Α., & 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. Κατσιακαδέλης Ι., (2012). «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών θεωρία και εφαρμογές», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
9. Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Τομέας Δομοστατικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών , ΕΜΠ, Παρουσιάσεις Μαθήματος Γεφυροποιία Ι (2019)
10. Chorpa A., (2010). «Δυναμική των κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
11. EN1990, Ευρωκώδικας: 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. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
17. EN1993-1-5: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα: Μέρος 1.5: Μέλη από επίπεδα ελάσματα, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
18. EN1993-1-8: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα: Μέρος 1.8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
19. EN1993-1-11: Eurocode 3: Design of steel structures: Part 1.11: Design of structures with tension components, CEN, Brussels, February 2003.
20. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
21. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
22. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005
23. EN 1337-1, Structural bearings - Part 1: General design rules, CEN, Brussels, April 2000

