



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός καλωδιωτής πεζογέφυρας.



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Χατζηπέτρου Λούκας

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Φεβράρης 2018

ΕΜΚ ΔΕ 2018/1

Χατζηπέτρου Λ. (2018).

Σχεδιασμός καλωδιωτής πεζογέφυρας.
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018/1
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Hadjipetrou L. (2018).
Design of cable footbridge
Postgraduate thesis Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2018/1
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	9
1.1	Γενικά.....	9
1.2	Αντικείμενο της διπλωματικής:.....	14
2	ΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ	17
2.1	Εισαγωγή	17
2.2	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά.....	18
2.2.1	Γεωμετρία φορέα.....	18
2.2.2	Κατάστρωμα.....	19
2.2.3	Πυλώνες.....	20
2.3	Στατικό προσομοίωμα.....	21
2.4	Ποιότητα Υλικών Κατασκευής:.....	23
3	ΔΡΑΣΕΙΣ	25
3.1	Εισαγωγή.....	25
3.2	Μόνιμες Δράσεις.....	25
3.2.1	Ίδιο βάρος φορέα:.....	25
3.2.2	Πρόσθετα μόνιμα φορτία:.....	25
3.3	Μεταβλητές δράσεις.....	25
3.3.1	Κατακόρυφα φορτία σε πεζογέφυρες:.....	26
3.3.2	Οριζόντια φορτία σε πεζογέφυρες Q_{fik} :.....	26
3.4	Χιόνι:.....	27
3.5	Άνεμος:.....	27
3.5.1	Εύρεση δυνάμεων στο κατάστρωμα:.....	27
3.5.2	Εύρεση δυνάμεων στους πυλώνες:.....	33
3.6	Θερμοκρασιακές μεταβολές:.....	37
3.6.1	Ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή:.....	38
3.6.2	Γραμμική θερμοκρασιακή μεταβολή:.....	39
3.6.3	Σύγχρονη δράση των συνιστωσών:.....	39
3.7	Τυχηματικές δράσεις:.....	40
3.8	Σεισμικές δράσεις:.....	40
4	ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ	44
4.1	Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ο.Κ.Α.).....	44
4.2	Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.).....	46

5	ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ	49
5.1	Παρουσίαση λογισμικού Sofistik.....	49
5.2	Πορεία εργασίας:.....	51
5.2.1	Διατομές:.....	51
5.2.2	Φορέας:.....	51
5.2.3	Φορτία	53
5.2.4	Ανάλυση.....	53
6	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ	55
6.1	Διαστασιολόγηση του καταστρώματος:.....	55
6.2	Διαστασιολόγηση πυλώνων:.....	59
7	ΚΑΛΩΔΙΑ	61
7.1	Εισαγωγή.....	61
7.2	Δύναμη προέντασης	61
7.3	Διάμετρος καλωδίων	63
7.4	Εύρεση ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας καλωδίων E_{eq}	66
7.5	Βέλη και αντίβελη σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	67
8	ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	70
8.1	Εισαγωγή.....	70
8.2	Φάσεις ανέγερσης	70
8.2.1	Φάση 1 ^η : Ανέγερση πυλώνων.....	70
8.2.2	Φάση κατασκευής 2 ^η : Κατασκευή καταστρώματος	71
8.2.3	Φάση κατασκευής 3 ^η : Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 7,8,9,10.....	72
8.2.4	Φάση 4 ^η : Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 5,6,11,12	72
8.2.5	Φάση 5 ^η : Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 3,4,13,14	72
8.2.6	Φάση 6 ^η : Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 1,2,15,16	73
9	ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ-ΕΛΕΓΧΟΙ	75
9.1	Εισαγωγή.....	75
9.2	Τάσεις σε ΟΚΑ.....	75
9.3	Εντατικά μεγέθη σε ΟΚΑ.....	78
9.4	Σεισμική ανάλυση	80
10	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ	83
10.1	Εισαγωγή.....	83
10.2	Δυναμική ανάλυση	83
10.2.1	Οριζόντια διεύθυνση	83
10.2.2	Κατακόρυφη διεύθυνση	84
11	ΕΦΕΔΡΑΝΑ	89

11.1	Εισαγωγή.....	89
11.2	Επιλογή εφεδράνων.....	89
12	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	93
12.1	Εισαγωγή.....	93
12.2	Λεπτομέρειες σύνδεσης	94
12.3	Σύνδεση καλωδίων	96
13	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	98

Σχεδιασμός καλωδιωτής πεζογέφυρας.
Χατζηπέτρου Α. (Επιβλέπων Ραυτογιάννης Ι.)

Περίληψη

Η παρούσα πτυχιακή εργασία ασχολείται τον σχεδιασμό καλωδιωτής γέφυρας για πεζούς η οποία θα συνδέει το στάδιο Ειρήνης και Φιλίας με το στάδιο Καραϊσκάκη. Η παρούσα πτυχιακή αποτελείται από 12 κεφάλαια:

Στο 1^ο Κεφάλαιο γίνεται μια γενική περιγραφή των καλωδιωτών γεφυρών.

Στο 2^ο Κεφάλαιο επεξηγείται ο τρόπος που σχεδιάστηκε ο φορέας και η μόρφωση του.

Στο 3^ο Κεφάλαιο γίνεται αναφορά σε όλα τα φορτία που εφαρμόστηκαν κατά τον σχεδιασμό του φορέα και τον τρόπο που υπολογίστηκαν.

Στο 4^ο Κεφάλαιο εξετάζονται οι απαραίτητοι συντελεστές ασφαλείας καθώς και οι συνδυασμοί των φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της κατασκευής.

Στο 5^ο Κεφάλαιο γίνεται η επεξήγηση του προγράμματος Sofistik και σχεδιάστηκε το μοντέλο σε αυτό.

Στο 6^ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα μέλη του φορέα και η διαστασιολόγηση τους.

Στο 7^ο Κεφάλαιο επεξηγείται η μέθοδος με την οποία επιλέχθηκαν τα καλώδια και η προένταση τους. Επίσης παρουσιάζονται οι κατακόρυφες μετακινήσεις του φορέα με προένταση.

Στο 8^ο Κεφάλαιο αναλύεται ο τρόπος κατασκευής και οι φάσεις που ακολουθήθηκαν κατά την ανέγερση.

Στο 9^ο Κεφάλαιο γίνονται έλεγχοι τάσεων σε ΟΚΑ.

Στο 10^ο Κεφάλαιο αναλύεται η δυναμική φόρτιση της κυκλοφορίας πεζών στο κατάστρωμα και οι πιθανές επιπτώσεις της.

Στο 11^ο Κεφάλαιο γίνεται η επιλογή εφεδράνων της γέφυρας.

Στο 12^ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται συγκολλήσεις μελών και σύνδεση καλωδίων.

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

POSTGRADUATE THESIS
EMK ΔE 2018/01

Design of cable footbridge

Hajipetrou L. (supervised by Raftogiannis I.)

Abstract

This diploma thesis deals with the design of a cable footbridge. This footbridge can be an alternative solution to the existing footbridge that connects the Karaiskaki stadium with Peace and Friendship stadium. The current thesis contains 12 chapters:

The 1st chapter provides a general description of the footbridges and more specifically cable footbridges.

Chapter two presents the way the model was designed and its static system.

In the 3rd chapter, all the loads applied to bridges are calculated.

The 4th chapter is about the load combinations which are explained into detail.

In the 5th chapter, the Sofistik software which was used to design the model, is explained.

The 6th chapter refers to the members of the bridge and their dimensioning.

In the 7th chapter, is analysed the way that the prestress force and diameter of cables was found. Moreover the vertical displacements of the deck are shown.

The 8th chapter deal with the construction phases.

The 9th chapter is about the stresses, moments and forces in ULS.

The 10th chapter refers to dynamic load of pedestrians on the footbridge.

In chapter 11th the bearings that will be used are chosen.

Chapter 12th shows the connection of steel members and the connection between cables and the deck.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

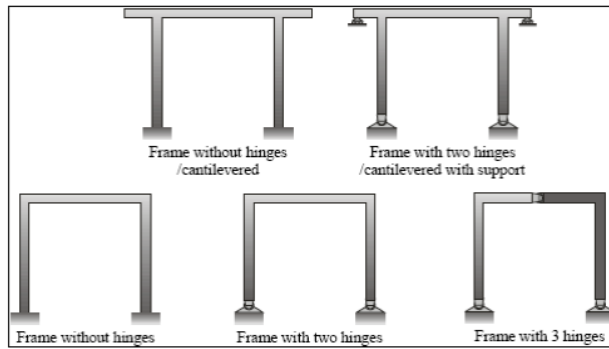
Οι γέφυρες αποτελούν ιδιαίτερες και συνήθως εντυπωσιακές κατασκευές οι οποίες έχουν σκοπό την συνέχειας μιας γραμμής επικοινωνίας μεταξύ δύο σημείων, όπως ενός δρόμου (οδική γέφυρα), ενός σιδηροδρόμου, μιας ροής πεζών ή ενός αγωγού, πάνω από ένα εμπόδιο (ποτάμια, γενικά υδάτινες περιοχές, δρόμους για πεζογέφυρες κλπ.).

Οι γέφυρες μπορούν να χωριστούν σε πολλές κατηγορίες ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής, μόρφωσης και χρήσης τους. Ενδεικτικά έχουμε:

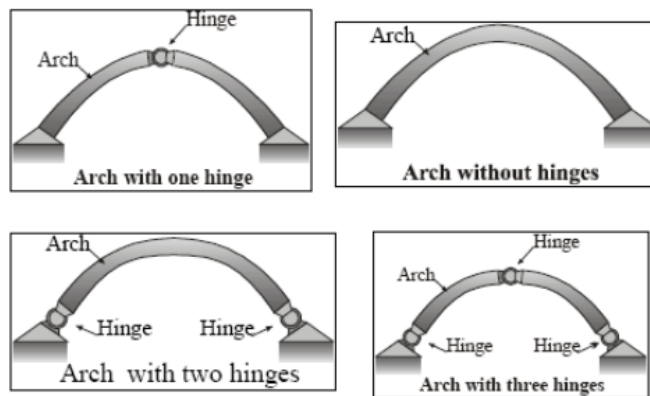
1. Κατηγοριοποίηση με βάση την χρήση της γέφυρας:
 - Οδικές
 - Σιδηροδρομικές
 - Πεζογέφυρες
 - Ειδικές γέφυρες

2. Κατηγοριοποίηση με βάση το υλικό της γέφυρας:
 - Ξύλινες
 - Λίθινες
 - Μεταλλικές
 - Σκυρόδεμα
 - Σύμμικτες

3. Κατηγοριοποίηση με βάση την στατική λειτουργία του φορέα ή του φέροντος συστήματος:
 - Γέφυρες επιφανειακών φορέων (πλάκες, εσχάρες, πολυκυψελωτές διατομές).
 - Γέφυρες φορέων μορφής δοκού (πλακοδοκοί, κιβωτιοειδής).
 - Πλαισιωτές (με κατακόρυφα η κεκλιμένα βάρθρα)
 - Τοξωτές γέφυρες.
 - Κρεμαστές γέφυρες.
 - Καλωδιωτές γέφυρες.



Σχήμα 1.1: Πλαισιωτές γέφυρες.



Σχήμα 1.2: Τοξωτές γέφυρες.



Σχήμα 1.3α: Καλωδιωτές γέφυρες.



Σχήμα 1.3b: Καλωδιωτή γέφυρα.



Σχήμα 1.4: Κρεμαστές γέφυρες.

Καλωδιωτές γέφυρες:

Οι καλωδιωτές γέφυρα αποτελείται από έναν οι περισσότερους πυλώνες οι οποίοι στηρίζουν με καλώδια το οδόστρωμα. Η ιδέα προέρχεται από τις κρεμαστές γέφυρες. Τα καλώδια σε αυτό τον τύπο γέφυρας είναι λοξά ως προς το κατάστρωμα. Αυτές οι γέφυρες αποδείχτηκαν ιδανικές κυρίως για μεγάλες αποστάσεις, τόσο τεχνικά όσο και οικονομικά. Η απόσταση των πυλώνων μπορεί να φθάσει και τα 1000 μέτρα. Μια από τις πιο γνωστές αυτού του τύπου, είναι η γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου η οποία έχει 4 πυλώνες και η απόσταση μεταξύ των πυλώνων είναι 560 μέτρα και είναι η δεύτερη μεγαλύτερη γέφυρα αυτού του τύπου στο κόσμο.

Η στατική λειτουργία των καλωδιωτών γεφυρών βασίζεται στα κεκλιμένα καλώδια που συνδέονται με κεντρικό πυλώνα λειτουργούν ως σταθερά, ελαστικά στηρίγματα για το κατάστρωμα. Τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κυκλοφοριακά) μεταφέρονται μέσω δυνάμεων εφελκυσμού από τα καλώδια στον πύργο. Σε αντίθεση με τις τοξοειδείς γέφυρες, οι κύριες δοκοί στις περισσότερες περιπτώσεις είναι υπό συμπίεση και ως εκ τούτου, προτιμώνται κλειστές διατομές όπως σύνθετα κουτιά ή χαλύβδινα κιβώτια. Οι δοκοί είναι στις περισσότερες περιπτώσεις ρηχές.

Οι πύργοι μπορεί να έχουν διαφορετικά σχήματα και να είναι κατασκευασμένοι από δομικό χάλυβα ή προεντεταμένο σκυρόδεμα. Για λόγους αντοχής και οικονομικής απόδοσης, οι πυλώνες από χάλυβα αποτελούνται από τμήματα με διαφορετικές διαστάσεις που ακολουθούν την κανονική κατανομή δυνάμεων. Πρέπει να δίνεται προσοχή στις θέσεις αγκύρωσης των καλωδίων όπου αναμένονται συγκεντρώσεις τάσης.

Τα σύγχρονα καλώδια αποτελούνται από ομάδες κλώνων που σχηματίζονται από χαλύβδινα γαλβανισμένα ή ανοξείδωτα σύρματα. Τα καλώδια έχουν διάμετρο 3-7 mm και είναι κατασκευασμένα από χάλυβα υψηλής αντοχής με δύναμη εφελκυσμού που κυμαίνεται από 1300 έως 1800 Mpa. Μετά την εγκατάσταση των καλωδίων, εφαρμόζεται πρόσθετη προστασία από τη διάβρωση που συνήθως αποτελείται από ένα σωλήνα πολυαιθυλενίου. Τέτοιοι σωλήνες έχουν ασυνεχή σπείρα στην επιφάνεια τους για να καταπολεμήσουν τις συνδυασμένες επιδράσεις του ανέμου και της βροχής. Ο χώρος μεταξύ του σχοινιού και του σωλήνα γεμίζεται με ένα κατάλληλο υδρόφοβο υλικό όπως κονίαμα τσιμέντου έτσι ώστε να αποφεύγεται η κυκλοφορία νερού και θερμότητας. Τα καλώδια προφορτίζονται. Αυτό σημαίνει ότι κατά τη διάρκεια και / ή μετά την ανέγερση, τα καλώδια είναι προεντεταμένα ώστε η δομή να υιοθετεί το απαιτούμενο γεωμετρικό προφίλ και την κατανομή τάσεων.

Η ανέγερση καλωδιωμένων γεφυρών ξεκινά με την κατασκευή των πυλώνων. Ακολουθεί η διαδοχική προβολή από τους πυλώνες των προκατασκευασμένων μονάδων καταστρώματος. Αυτό αποτελεί το κύριο πλεονέκτημα των καλωδιωτών γεφυρών πάνω από βαθιές κοιλάδες και πάνω από τα νερά



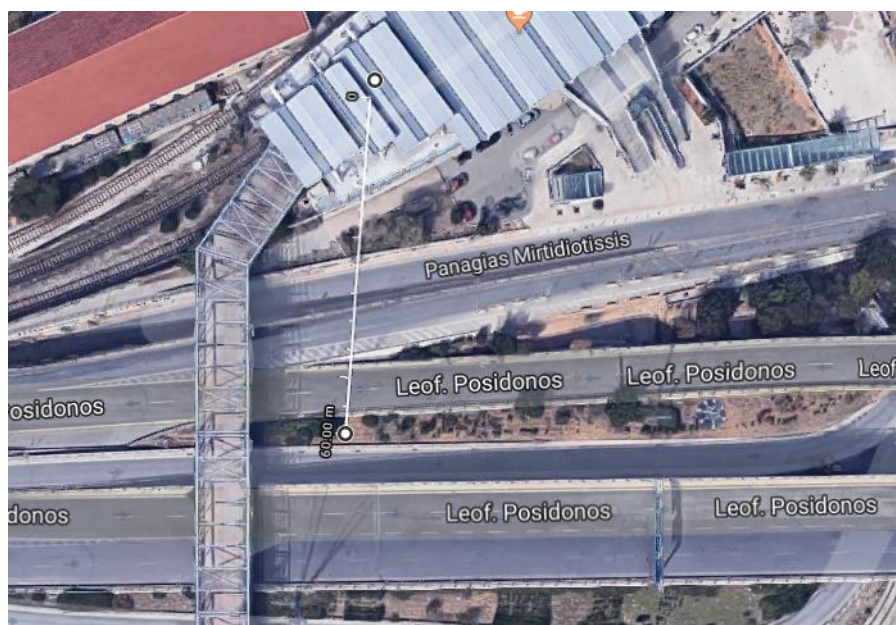
Σχήμα 1.5: Καλωδιωτή γέφυρα Ριο-Αντίρριο



Σχήμα 1.6: Καλωδιωτή γέφυρα Δανίας-Σουηδίας.

1.2 Αντικείμενο της διπλωματικής:

Η παρών διπλωματική εργασία έχει σαν θέμα τον σχεδιασμό και μελέτη μίας σύμμικτης καλωδιωτής πεζογέφυρας 120 μέτρων με ευθύγραμμα καλώδια αναρτημένα σε δίδυμους πυλώνες η οποία θα περνά πάνω από την λεωφόρο Ποσειδώνος και θα ενώνει το στάδιο Ειρήνης και Φιλίας με το στάδιο Καραϊσκάκη. Στο συγκεκριμένο σημείο υπάρχει ήδη μια πεζογέφυρα με τον ίδιο σκοπό, οπότε η λύση που αναλύεται στην παρών πτυχιακή αποτελεί μια εναλλακτική πρόταση. Η χρήση της περιορίζεται σε πεζούς και ποδηλάτες αφού δεν έχει γίνει πρόβλεψη για οχήματα.



Σχήμα 1.7: Αεροφωτογραφίες του σημείου που θα κατασκευαστεί η γέφυρα

Στο σχήμα 1.7 είναι σημειωμένη η χάραξη της πεζογέφυρας μήκους 120m ενώ στο σχήμα 1.8 φαίνεται το σημείο που θα τοποθετηθούν οι δίδυμοι πυλώνες σε απόσταση 60m από το άκρο της γέφυρας (στο μέσο του φορέα).

Η πεζογέφυρα επιλέχθηκε να έχει ευθύγραμμο σύμμικτο κατάστρωμα. Αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθούν 4 ζεύγη ευθύγραμμων καλωδίων σε κάθε πλευρά τα οποία θα τοποθετηθούν συμμετρικά δεξιά κι αριστερά από τους πυλώνες. Ο ρόλος των προεντεταμένων καλωδίων ανάρτησης είναι να μεταφέρουν τα φορτία από το κατάστρωμα μέσω αξονικών δυνάμεων στους δύο πυλώνες.

Η πεζογέφυρα σχεδιάζεται με βάση τους ακόλουθους κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις Κατασκευές.
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα.
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών.
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός.

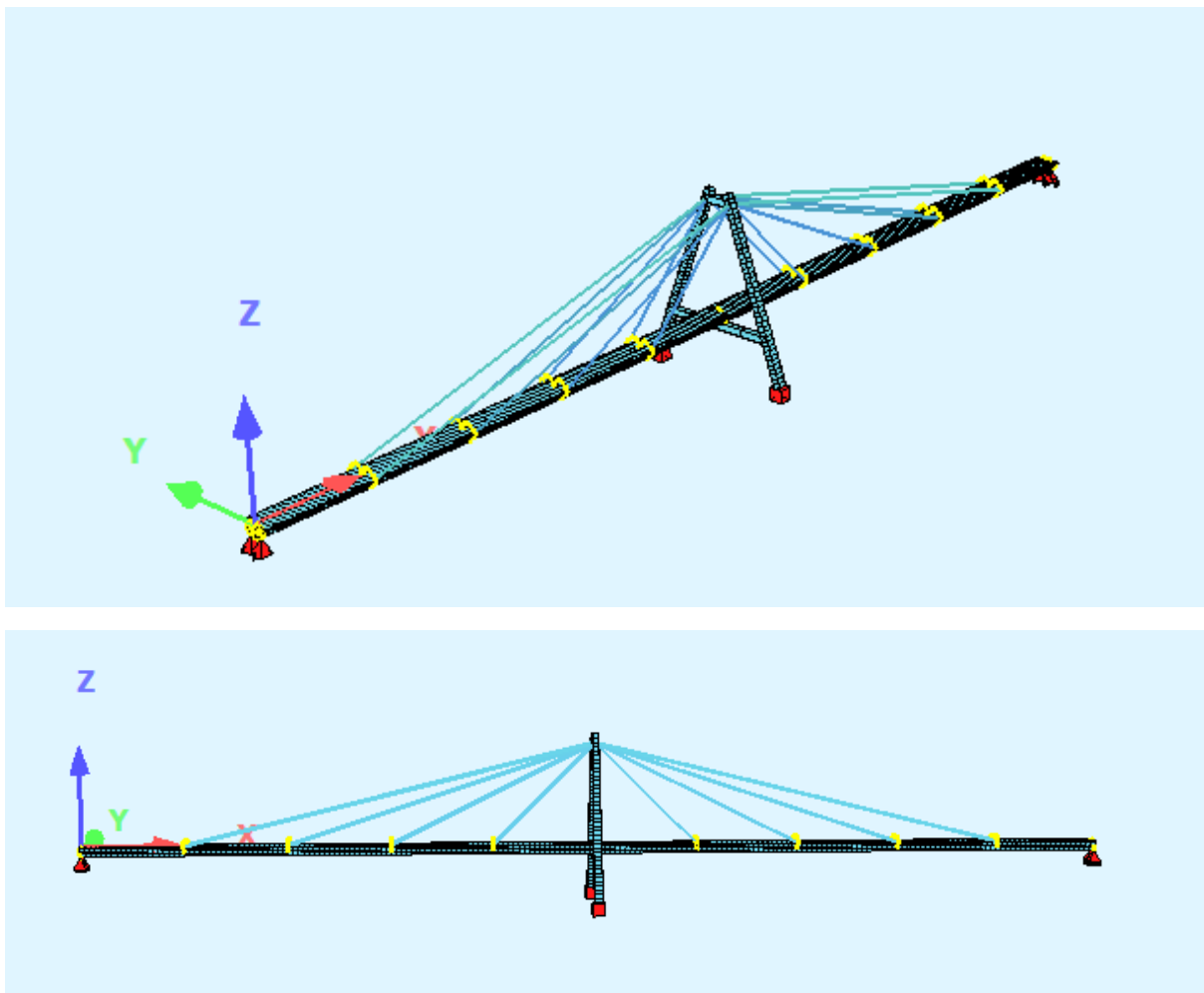
Σε κάθε περίπτωση η ανάλυση έγινε με το στατικό πρόγραμμα Sofistik.

2 ΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

2.1 Εισαγωγή

Η μελέτη αφορά στο σχεδιασμό καλωδιωτής ευθύγραμμης πεζογέφυρας η οποία αποτελείται από τα εξής επιμέρους μέλη:

- Σύμμικτο κατάστρωμα.
- 16 κεκλιμένα προεντεταμένα καλώδια ανάρτησης.
- Δίδυμους μεταλλικούς πυλώνες μεταβλητής διατομής.

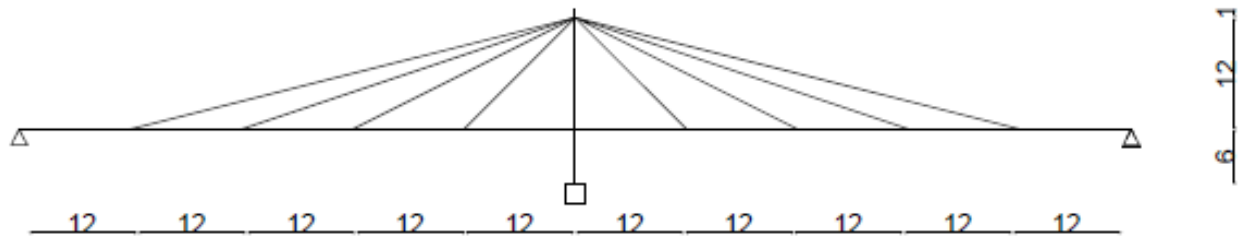


Σχήμα 2.1: Προσομοίωμα της κατασκευής στο Sofistik.

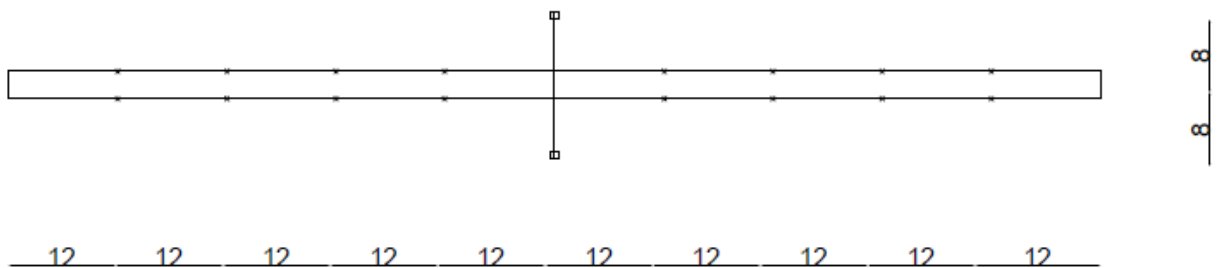
2.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά.

2.2.1 Γεωμετρία φορέα

Οι διαστάσεις του φορέα σε πλάγια διαμήκη όψη και κάτοψη:



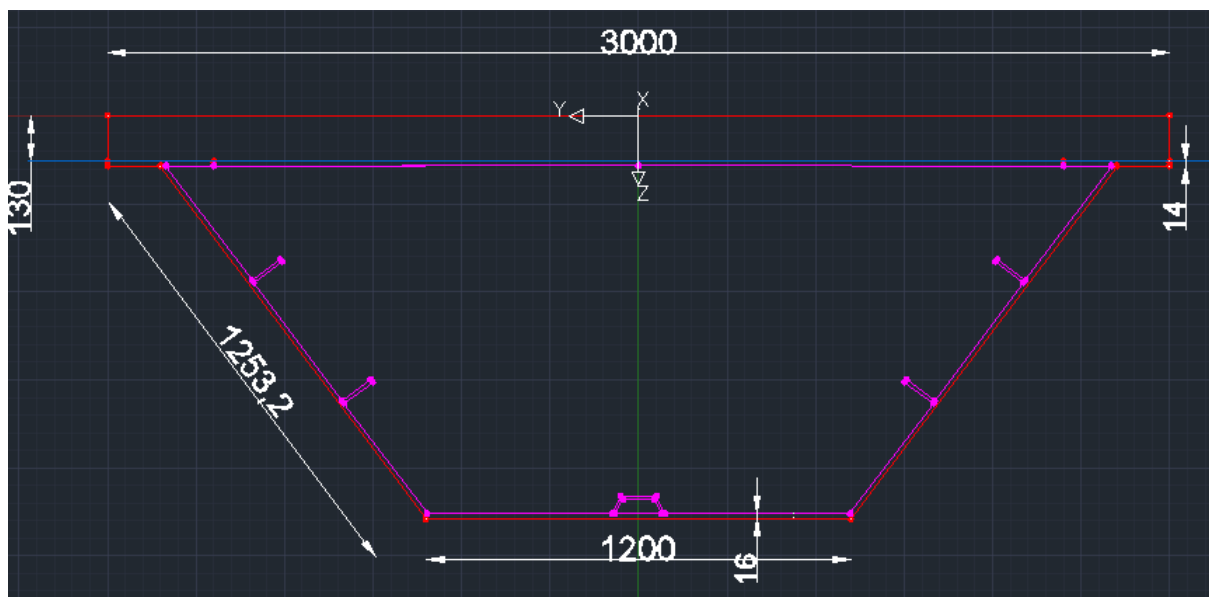
Σχήμα 2.2: Πλάγια όψη φορέα.



Σχήμα 2.3: Κάτοψη φορέα.

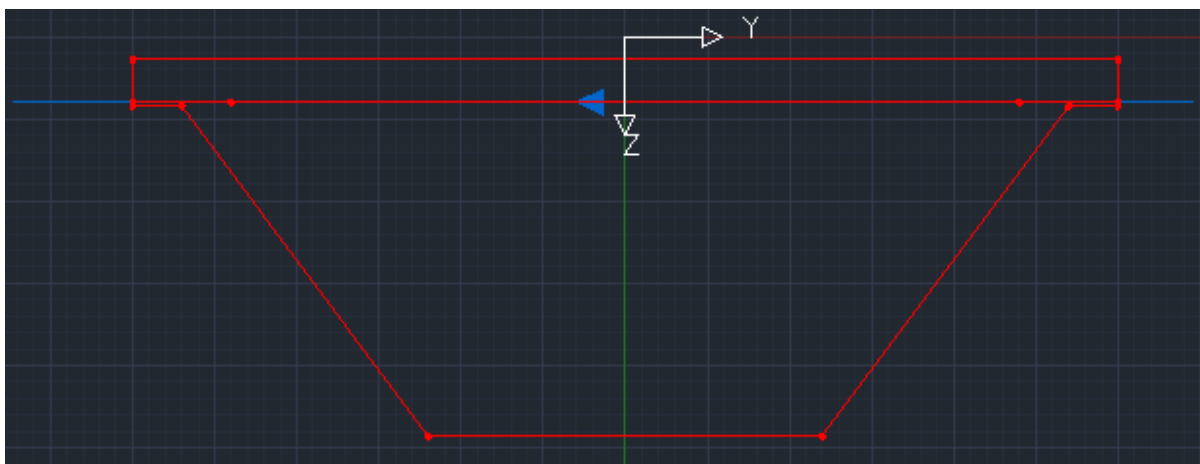
2.2.2 Κατάστρωμα

Το κατάστρωμα έχει μήκος 120 μέτρων και πλάτος 3 μέτρα. Το κάτω μέρος του καταστρώματος αποτελείται από μεταλλική διατομή ενώ το άνω μέρος της διατομής αποτελείται από πλάκα σκυροδέματος πάχους 13 εκατοστών. Στο μεταλλικό μέρος έχουν τοποθετηθεί διαμήκης ενισχύσεις. Οι ακριβείς διαστάσεις της διατομής φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 2.4: Διατομή καταστρώματος

Στο πάνω μέρος του σχήματος 2.4 φαίνεται η πλάκα σκυροδέματος πάχους 13 εκατοστών και πλάτους 3 μέτρων. Κάτω από την πλάκα υπάρχει η ανοικτή τραπεζοειδής μεταλλική διατομή ύψους 1 μέτρου. Με μοβ χρώμα απεικονίζεται το κενό μέρος της διατομής. Όπως φαίνεται στην διατομή αυτή έχουν τοποθετηθεί διαμήκης μεταλλικές ενισχύσεις μήκους 100 χιλιοστών και πάχους 10 χιλιοστών. Η μεταλλική διατομή έχει πάχος 14 χιλιοστών εκτός το κάτω μέρος το οποίο έχει πάχος 16 χιλιοστών. Ενίσχυση κρίθηκε αναγκαία και στο κάτω έλασμα, για την οποία υπάρχει επεξήγηση σε επόμενο κεφάλαιο.

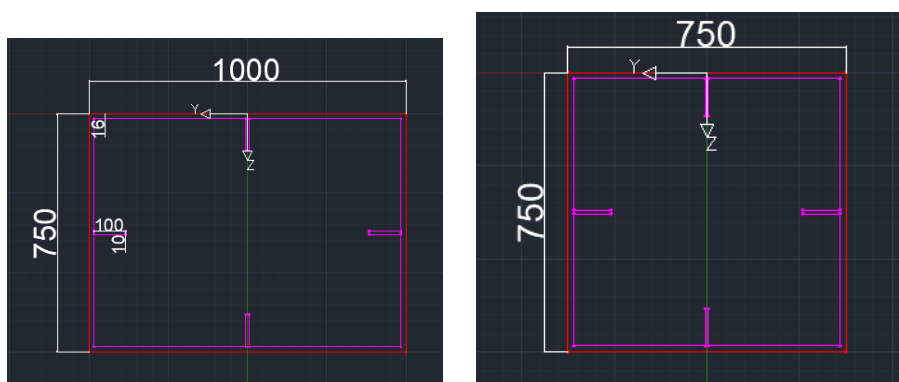


Σχήμα 2.5: Διατομή στα άκρα

Στο σχήμα 2.5 απεικονίζεται η συμπαγής διατομή – διάφραγμα πάχους 10 χιλιοστών η οποία χρησιμοποιήθηκε ανά 15 μέτρα στο κατάστρωμα για μείωση του μήκους λυγισμού των νευρώσεων και για αύξηση της στρεπτικής ακαμψίας. Επιλέχθηκε συμπαγής διατομή στην οποία οι διαστάσεις είναι οι ίδιες με την διατομή καταστρώματος με μοναδική διαφορά ότι στο μεταλλικό μέρος της δεν υπάρχει κενό αλλά είναι συμπαγής. Η μπλε γραμμή διαχωρίζει την πλάκα σκυροδέματος με το χαλύβδινο μέρος της διατομής.

2.2.3 Πυλώνες

Στην κατασκευή χρησιμοποιήθηκαν δύο κεκλιμένοι πανομοιότυποι μεταλλικοί πυλώνες μεταβλητής κοίλης διατομής. Οι διαστάσεις παρουσιάζονται πιο κάτω:



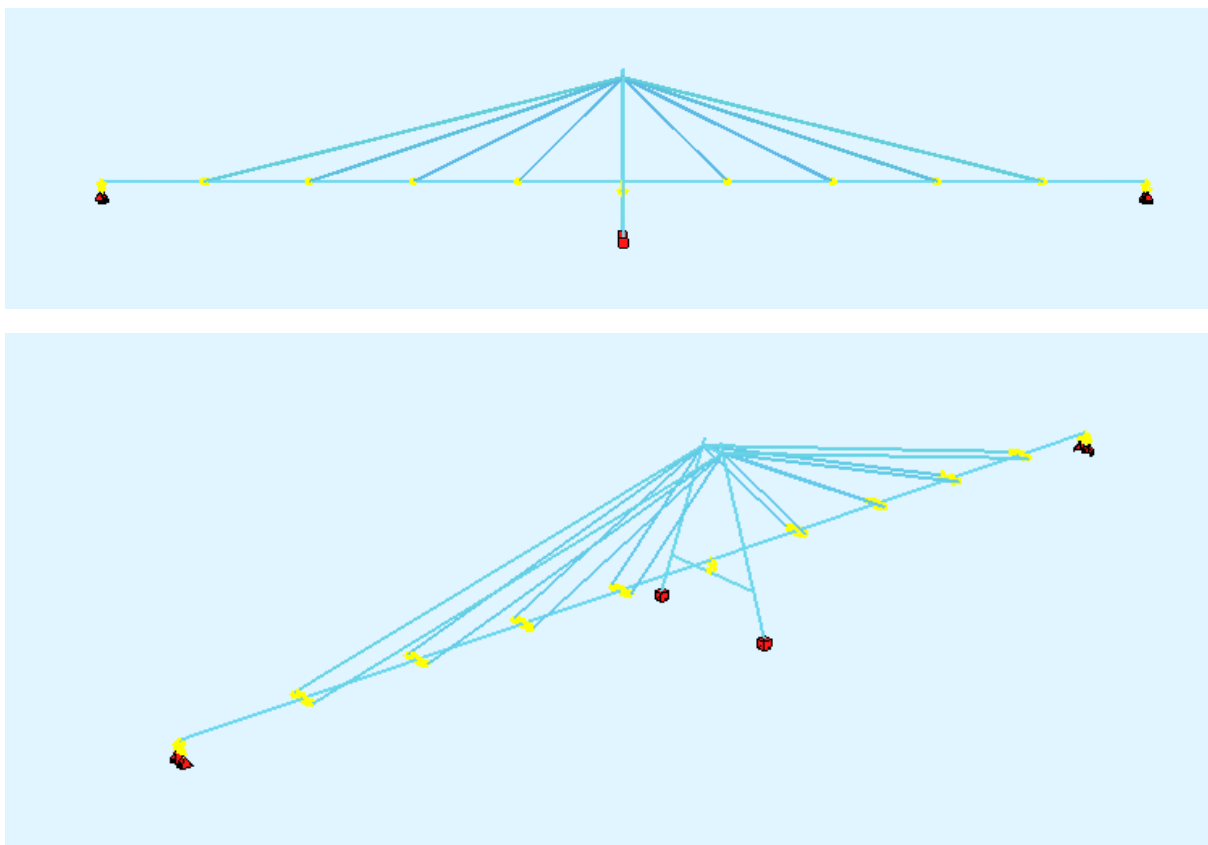
Σχήμα 2.6: Διατομή του κάτω και άνω μέρους του πυλώνα.

2.3 Στατικό προσομοίωμα

Στο κατάστρωμα της κατασκευής υπάρχουν 4 στηρίξεις (1 άρθρωση και 2 κυλίσεις κατά την διαμήκη διεύθυνση και μία στήριξη ελεύθερης έδρασης η οποία δεσμεύει μόνο την κατακόρυφη μετακίνηση). Επίσης το κατάστρωμα αναρτάται στους δύο πακτωμένους πυλώνες μέσω α) των 16 καλωδίων ανάρτησης τα οποία μεταφέρουν φορτία από το κατάστρωμα στους πυλώνες β) το κατάστρωμα είναι συνδεδεμένο με την συνδετήρια κάτω δοκό των πυλώνων μέσω εφεδράνου και μεταφέρει μόνο κατακόρυφες δυνάμεις. Η προσομοίωση αυτή στο Sofistik έγινε μέσω δύσκαμπτων στοιχείων τα οποία μεταφέρουν τις κατακόρυφες δυνάμεις αλλά παρέχουν ελευθερία κατά την διαμήκη διεύθυνση.

Μέρη του φορέα:

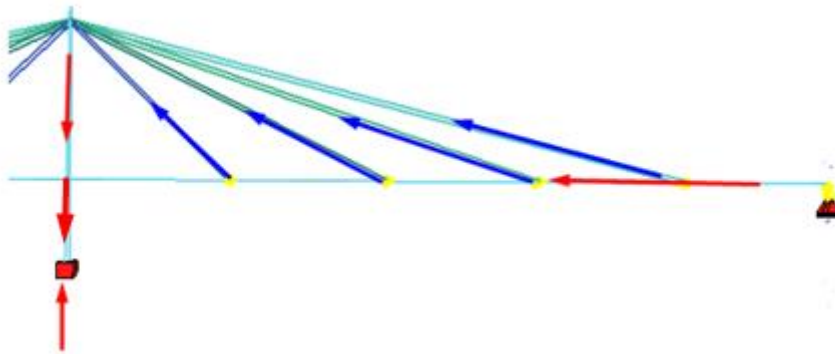
1. Σύμμικτο κατάστρωμα.
2. 16 καλώδια προέντασης.
3. Δίδυμοι πυλώνες.
4. Εφέδρανα δοχείου.



Σχήμα 2.7: Στατικό προσομοίωμα στο Sofistik.

Το στατικό μοντέλο και η μεταφορά των φορτίων στο έδαφος:

- Αρχικά τα φορτία μεταβιβάζονται από το κατάστρωμα στην κυρία δοκό, η οποία τα αναλαμβάνει μέσω κάμψης και διάτμησης.
- Ακολούθως μέσω της σύνδεσης πυλώνων-καταστρώματος στο μέσο και μέσω των αξονικών δυνάμεων των καλωδίων προέντασης μεταφέρονται τα φορτία στους πυλώνες. Η κατακόρυφη συνιστώσα των δυνάμεων αυτών προκαλεί θλίψη στους πυλώνες.
- Τα φορτία μεταφέρονται στο έδαφος πρωτίστως από τους δίδυμους πυλώνες και δευτερευόντως από τις στηρίξεις του καταστρώματος.



Σχήμα 2.8:Μεταφορά αξονικών δυνάμεων στον φορέα. Με μπλε χρώμα οι εφελκυστικές δυνάμεις και με κόκκινο οι θλιπτικές

2.4 Ποιότητα Υλικών Κατασκευής:

Στην υφιστάμενη κατασκευή έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα C35/45 (η συνήθως χρησιμοποιούμενη ποιότητα σκυροδέματος για τις πλάκες σκυροδέματος είναι η C35/45, χαμηλότερες ποιότητες από C30/37 και υψηλότερες από C50/60 δεν επιτρέπονται, ενώ η χρήση υψηλότερων ποιοτήτων από απαιτεί ειδική άδεια) με χάλυβα σπλισμού B500C. Για τα χαλύβδινα μέλη χρησιμοποιήθηκε χάλυβα S355 με εξαίρεση τα καλώδια στα οποία χρησιμοποιήθηκε χάλυβα ποιότητας Y1570C.

Δομικός Χάλυβας S355

- Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής για κοιλοδοκούς $f_y = 355 \text{ Mpa}$
- Ονομαστική τιμή της οριακής εφελκυστικής αντοχής $f_u = 510 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 210 \text{ Gra}$
- Μέτρο διάτμησης $G = E/(2*(\nu+1)) = 81 \text{ Gra}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 12*10^{-6}$

Σκυρόδεμα C35/45

- Ειδικό βάρος $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Θλιπτική αντοχή $f_{ck} = 35 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 34 \text{ Gra}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0,2$
- Γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 10*10^{-6}$

Χάλυβας σπλισμών B500C

- Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 210 \text{ Gra}$
- Μέτρο διάτμησης $G = E/(2*(\nu+1)) = 81 \text{ Gra}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 12*10^{-6}$

Χάλυβας καλωδίων Y1570C

- Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής $f_{yk} = 1300 \text{ Mpa}$
- Χαρακτηριστική αντοχή εφελκυσμού $f_{uk} = 1570 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 160 \text{ Gra}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 12*10^{-6}$

3 ΔΡΑΣΕΙΣ

3.1 Εισαγωγή

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο :

- Τα μόνιμα φορτία
- Τα κινητά φορτία
- Τα τυχηματικά φορτία

3.2 Μόνιμες Δράσεις.

Τα μόνιμα φορτία είναι ένα φορτία που έχουν σταθερή διεύθυνση, διότι ενεργούν συνεχώς επί της κατασκευής με κατεύθυνση το κέντρο της γης, δηλαδή είναι *στατικά* φορτία. Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνονται όλα τα φορτία που αναμένεται να επενεργήσουν σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου και για τα οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Σε αυτά ανήκουν το σύνολο του ιδίου βάρους της κατασκευής και τα φορτία από τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία (επικαλύψεις, κιγκλιδώματα κλπ.).

3.2.1 Ίδιο βάρος φορέα:

Το ίδιο βάρος του φορέα υπολογίζεται μέσω του λογισμικού Sofistik. Στο λογισμικό ορίζουμε τις διαστάσεις των διατομών του φορέα και τα υλικά κατασκευής που χρησιμοποιούνται σε κάθε διατομή και το πρόγραμμα έχει την δυνατότητα να υπολογίσει το ίδιο βάρος του φορέα. Να σημειωθεί ότι προσαυξάνουμε τα φορτία αυτά κατά 10% ούτως ώστε να ληφθούν υπόψη τα ελάσματα και διάφορα μέσα συνδέσεις διατομών. Τέλος τοποθετείται και ασφαλτόστρωση βάρους $0,24 \text{ kN/m}^2$.

3.2.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία:

Στον φορέα θα τοποθετηθεί γυάλινο κιγκλιδωμά πλάτους 20 εκατοστών με βάρος $0,5 \text{ kN/m}^2$.

3.3 Μεταβλητές δράσεις.

Οι μεταβλητές δράσεις (κινητά φορτία) είναι βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα και λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στα κινητά φορτία περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση της πεζογέφυρας (π.χ. φορτία πεζών).

3.3.1 Κατακόρυφα φορτία σε πεζογέφυρες:

Σύμφωνα με τον κανονισμό έχουμε τα 3 μοντέλα φόρτισης που παρουσιάζονται παρακάτω:

- Ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο πεζών σε πεζογέφυρα μήκους
 $q_{fk} = 5,00 \text{ kN/m}^2$
- Συγκεντρωμένο φορτίο Q_{fwk} :

Ένα συγκεντρωμένο φορτίο $Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$ που ενεργεί σε μία επιφάνεια $0.10 \times 0.10 \text{ m}^2$, τοποθετείται για γενικές και τοπικές επιδράσεις. Στην παρούσα μελέτη δεν λαμβάνεται υπόψη.

- Όχημα συντήρησης Q_{serv} :

Στην παρούσα πεζογέφυρα θα υπάρχουν μόνιμα εμπόδια για την είσοδο οχημάτων οπότε δεν λαμβάνεται υπόψη το όχημα συντήρησης.

3.3.2 Οριζόντια φορτία σε πεζογέφυρες Q_{fik} :

Η χαρακτηριστική τιμή της οριζόντιας δύναμης Q_{fik} που δρα κατά μήκος του άξονα της γέφυρας στο επίπεδο του οδοστρώματος, είναι μεγαλύτερη από τις ακόλουθες τιμές:

- 10% του συνολικού ομοιόμορφα διανεμημένου φορτίου, ή
- 60% του συνολικού βάρους του οχήματος συντήρησης.

Επομένως έχουμε: $Q_{fik} = 10\% \times 5,00 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_{fik} = 0.50 \text{ kN/m}^2$

Η οριζόντια δύναμη θεωρείται ότι δρα ταυτόχρονα με το αντίστοιχο κατακόρυφο φορτίο, όχι όμως με το συγκεντρωμένο φορτίο Q_{fwk} . Στον παρακάτω πίνακα 3.1 παρουσιάζονται οι ομάδες φορτίων.

Πίνακας 3.1: Ομάδες φορτίων

Τύπος φορτίου		Κατακόρυφα φορτία		Οριζόντιο φορτίο
		Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο	Όχημα εξυπηρέτησης	
Ομάδες φορτίων	gr1	q_{fk}	0	Q_{fik}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{fik}

3.4 Χιόνι:

Τα φορτία χιονιού σε γέφυρες χωρίς κλειστή οροφή μπορούν να μην ληφθούν υπόψη.

3.5 Άνεμος:

Οι δράσεις του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές, ως προς το χρόνο, δράσεις και θεωρείται ότι εφαρμόζονται άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου και έμμεσα στις εσωτερικές λόγω του πορώδους των υλικών κατασκευής. Η επίδραση του ανέμου στην απόκριση της κατασκευής, εξαρτάται από το μέγεθος, το σχήμα και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και γενικά, θεωρείται ότι δρα σαν το σύνολο μιας στατικής και μιας δυναμικής έντασης η οποία όμως, δυναμική ένταση, στις περισσότερες κατασκευές είναι αμελητέα.

Σε κατασκευές από χάλυβα η επίδραση του ανέμου είναι ακόμη μεγαλύτερη και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη. Ο Ευρωκώδικας (EN 1991-1-4) ορίζει δύο μεθόδους (την απλή και την λεπτομερή) για τον προσδιορισμό αυτών των δράσεων. Στην παρούσα μελέτη δεν γίνεται ανάλυση των δυναμικών επιδράσεων του ανέμου στην κατασκευή και χρησιμοποιείται η απλή μέθοδος αφού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα η λεπτομερής εφαρμόζεται για κατασκευές ευαίσθητες σε δυναμικές διεγέρσεις. Η απλή μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί σε κατασκευές οι οποίες δεν είναι ευαίσθητες σε δυναμικές διεγέρσεις. Στην κατηγορία αυτή συμπεριλαμβάνονται οι γέφυρες με ανοίγματα μικρότερα από 200 μέτρα.

3.5.1 Εύρεση δυνάμεων στο κατάστρωμα:

Για την γέφυρα μας ισχύει $L=120m$ και $z_e=6m$.

Η δύναμη F_w που δρα στον φορέα υπολογίζεται από την εξής σχέση:

$$F_w = C_s \cdot C_d \cdot C_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3.1)$$

όπου

$C_d \cdot C_s$ είναι ο δυναμικός συντελεστής της κατασκευής

C_f είναι ο συντελεστής δύναμης της κατασκευής ή για το στοιχείο της κατασκευής

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος αναφοράς z_e

A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς, μετρούμενη γενικά ως προβολή της κατασκευής σε επίπεδο κάθετο προς τη διεύθυνση του ανέμου

Για την παρούσα μελέτη ισχύει:

- $C_d \cdot C_s = 1$ (δεν εξετάζεται δυναμική απόκριση σε φορτία ανέμου).
- Αρχικά ορίζεται κατηγορία εδάφους από το σχήμα 3.1, όπως συνιστούν οι κανονισμοί. Για την περιοχή κατασκευής της πεζογέφυρας η κατηγορία είναι η IV.

Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



Κατηγορία εδάφους I

Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



Κατηγορία εδάφους II

Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων



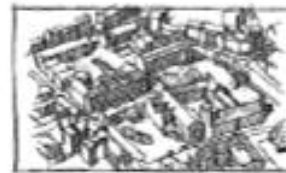
Κατηγορία εδάφους III

Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμη δάση)



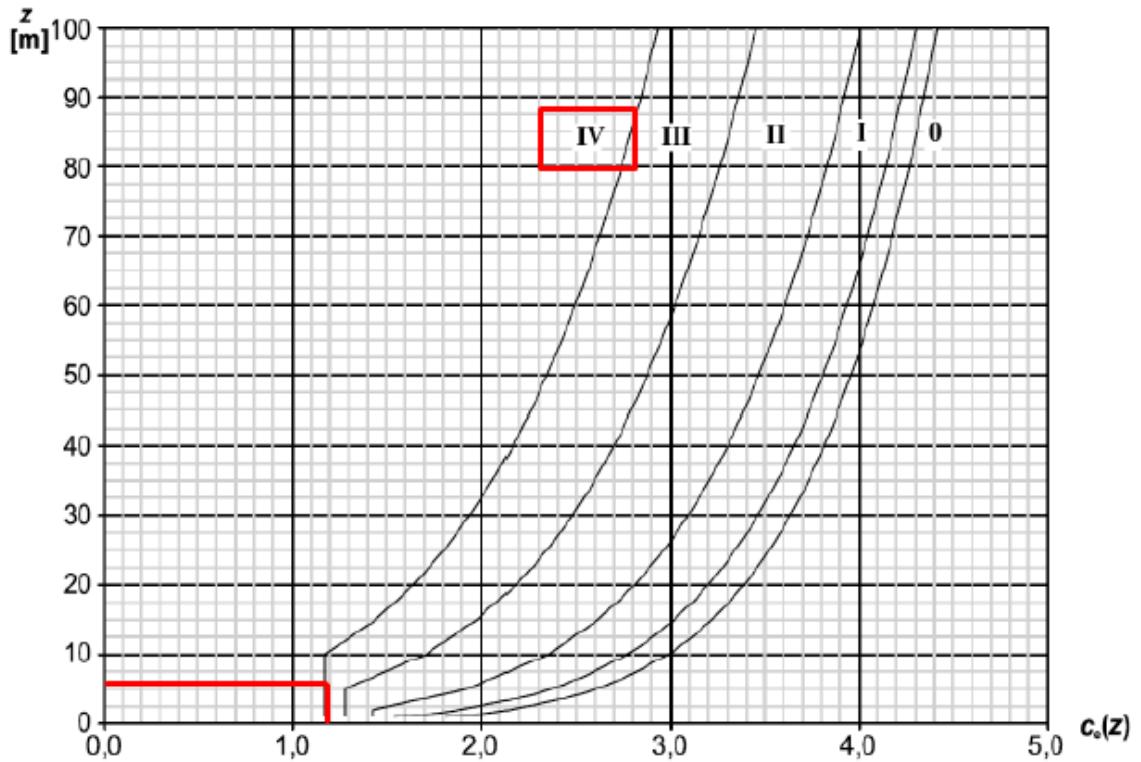
Κατηγορία εδάφους IV

Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m



Σχήμα 3.1: Κατηγορία εδάφους

Ακολούθως πρέπει να βρεθεί η τιμή του συντελεστή έκθεσης $c_e(z_e)$ από το σχήμα 3.2. Η τιμή αυτή εξαρτάται από το ύψος της κατασκευής και την κατηγορία του εδάφους. Εδώ ισχύουν κατηγορία εδάφους IV και $z_e = 6m$.



Σχήμα 3.2: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z_e)$ συναρτήσει του ύψους πάνω από το έδαφος z , για διάφορες κατηγορίες εδάφους και για επίπεδες επιφάνειες εδάφους.

Από το σχήμα 3.2 προκύπτει $c_e(z_e) = 1,2$.

Από το Εθνικό Προσάρτημα του EN 1991-1-4, η βασική ταχύτητα ανέμου v_b για όλη τη χώρα εκτός των παράλιων περιοχών μέχρι 10km από τη ακτή και των νησιών, ορίζεται ίση με $v_b = 27 \frac{\text{m}}{\text{sec}}$. Η πυκνότητα του αέρα είναι ίση με $\rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$. Από την εξίσωση (3.2) υπολογίζεται η βασική πίεση, q_b :

$$q_b = 0,5 \cdot (\rho) \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot (1,25) \cdot 27^2 = 455,625 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad (3.2)$$

και στη συνέχεια από την εξίσωση (3.3) έχω τη $q_p(z_e)$

$$q_p(z_e) = q_b \cdot c_e(z_e) = 455,625 \cdot 1,2 = 546,75 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad (3.3)$$

Ακολούθως πρέπει να υπολογιστεί το c_f :

Κατά την διεύθυνση γ:

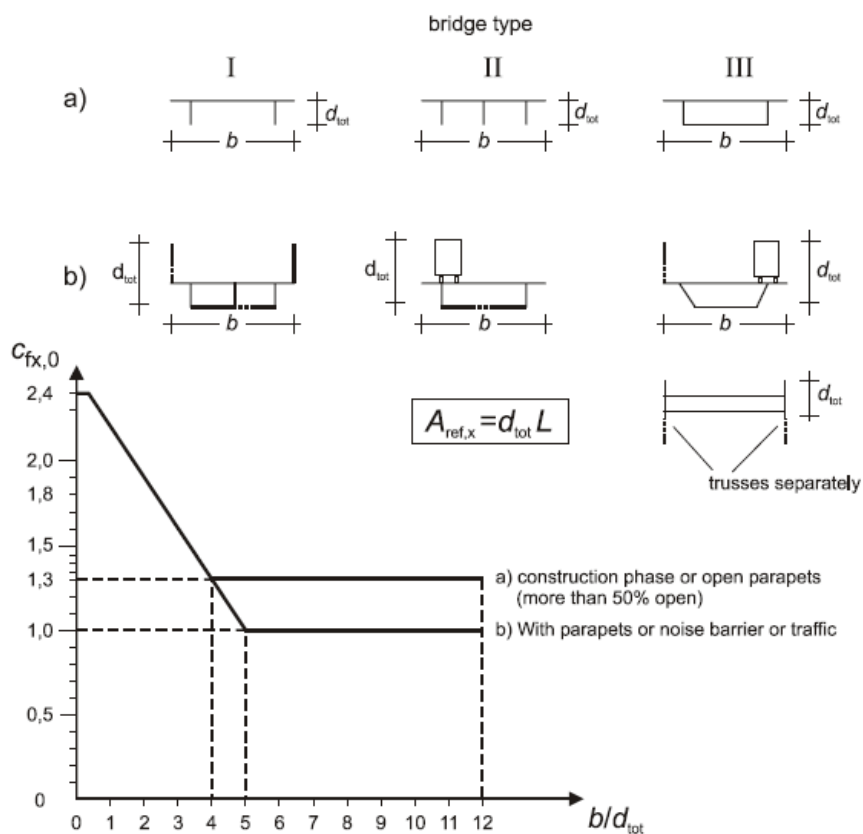
Για φόρτιση ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση γ συντελεστής δύναμης $c_{f,y}$ ισούται με:

$$c_{f,y} = c_{f,y,o} \cdot \psi_{\lambda,y}$$

όπου

$c_{f,y,o}$ είναι ο συντελεστής δύναμης για $\lambda = \frac{l}{d} = \infty$ και δίνεται στο σχήμα 3.3. Όταν η προσήνεμη όψη της γέφυρας είναι κεκλιμένη ο συντελεστής $c_{f,y,o}$ μπορεί να μειώνεται κατά 0.5% για κάθε μία μοίρα κλίσης, με μέγιστη συνολική μείωση 25%.

$\psi_{\lambda,y}$ είναι μειωτικός συντελεστής λυγηρότητας και λαμβάνεται ίσος με 1.



Σχήμα 3.3: Υπολογισμός συντελεστή δύναμης $c_{f,y}$

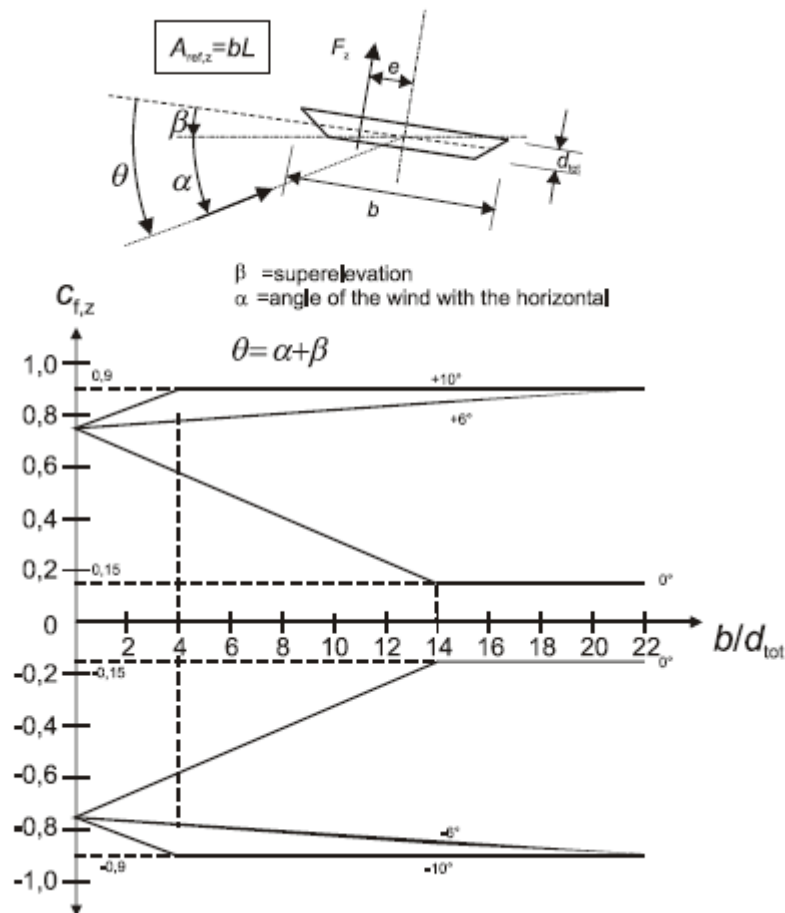
Για την εξεταζόμενη πεζογέφυρα ισχύει:

$b/d = 3/(1,2+1) = 1,36$ (το επιπλέον 1 μέτρο οφείλεται στην χρήση γυάλινου συμπαγούς κικκλιδώματος ύψους ενός μέτρου).

Από το σχήμα 3.3 ο συντελεστής $c_{f,y}$ προκύπτει 1,9.

Κατά την διεύθυνση z:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα για την επίδραση του ανέμου στην κατακόρυφη διεύθυνση Z ο συντελεστής $c_{f,z}$ ορίζεται από το σχήμα 3.4. Η επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,z}$ είναι ίση με την επιφάνεια κάτοψης $A_{ref,z} = b.L$ και το ύψος αναφοράς είναι $z_e=6m$. Η δύναμη της ανεμοπίεσης F_z λαμβάνεται με εκκεντρότητα $e=b/4$.



Σχήμα 3.4: Υπολογισμός συντελεστή δύναμης $c_{f,z}$

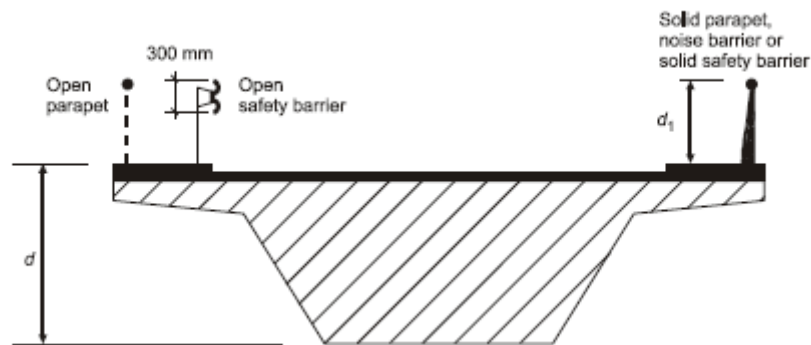
Για την γέφυρα μας ισχύει $b/d_{tot} = 3/1.2 = 2.5m$ και το $c_{f,z}$ προκύπτει ίσο με 0,75.

Κατά την διεύθυνση x:

Για ολόσωμες γέφυρες οι δυνάμεις ανέμου κατά την διαμήκη διεύθυνση x λαμβάνονται ίσες με το 25% των δυνάμεων του ανέμου κατά την διεύθυνση y.

Υπολογισμός δυνάμεων:

Κατά την διεύθυνση γ:



Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Solid parapet or solid safety barrier	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open parapet and open safety barrier	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Σχήμα 3.5: Υπολογισμός του ύψους για εύρεση A_{ref} κατά την διεύθυνση γ

$$h = d + 2d_1 = 1,2 + 2 \cdot 1 = 3,2 \text{ m} \text{ όπου το } d_2 \text{ αντιστοιχεί στο ύψος του παραπέτου} \quad (3.4)$$

$$\text{Οπότε } A_{ref,y} = h \cdot L = (3,2 \text{ m}) \cdot (120 \text{ m}) = 384 \text{ m}^2 \quad (3.5)$$

Με την χρήση του τύπου (3.1):

$$F_{w,y} = (1,9) \cdot (384 \text{ m}^2) \cdot (0,547 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) = 400 \text{ kN} \text{ ή } 3,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Κατά την διεύθυνση z:

$$A_{ref} = b \cdot L = 120 \cdot 3 = 384 \text{ m}^2$$

Με την χρήση του τύπου (3.1):

$$F_{w,z} = (0,75) \cdot (384 \text{ m}^2) \cdot (0,547 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) = 210,8 \text{ kN} \text{ ή } 1,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3.5.2 Εύρεση δυνάμεων στους πυλώνες:

Για να βρεθούν οι δυνάμεις ανέμου που ασκούνται στους πυλώνες γίνεται χρήση της εξίσωσης (3.1), διαφοροποιείτε όμως η διαδικασία εύρεσης του συντελεστή δύναμης C_f .

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \psi_r \quad (3.6)$$

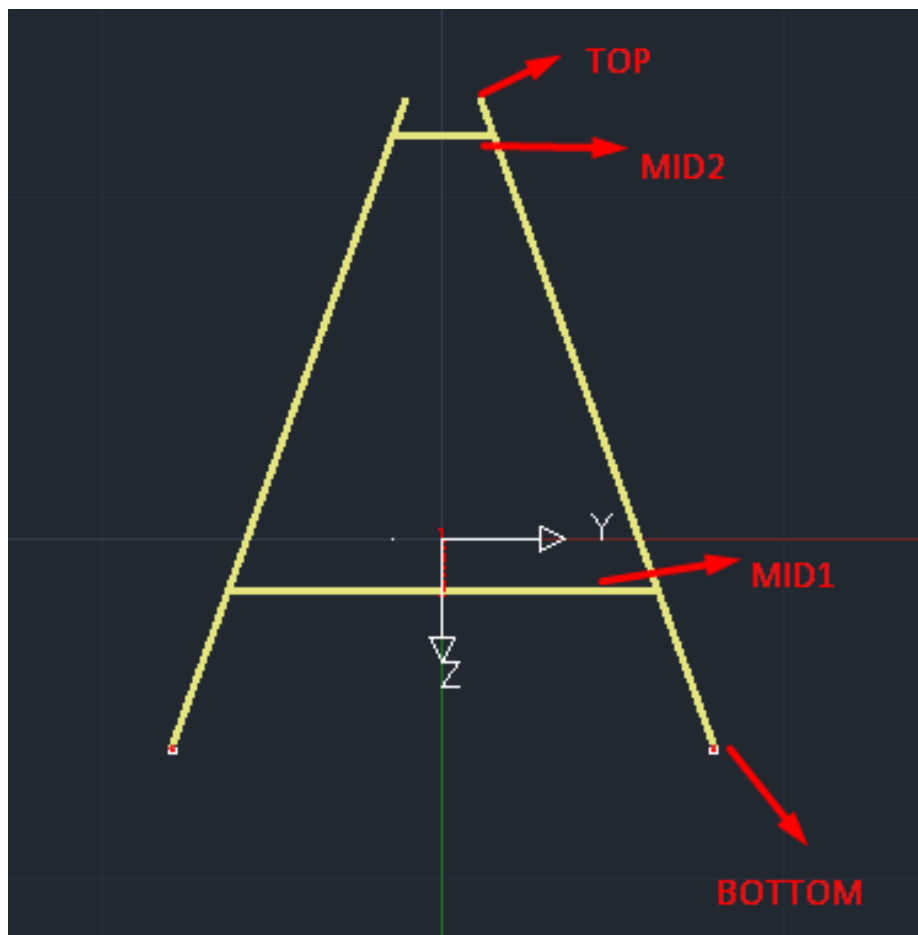
όπου

$C_{f,0}$ = είναι ο συντελεστής δύναμης για ορθογωνικές διατομές χωρίς στρογγυλεμένα άκρα.

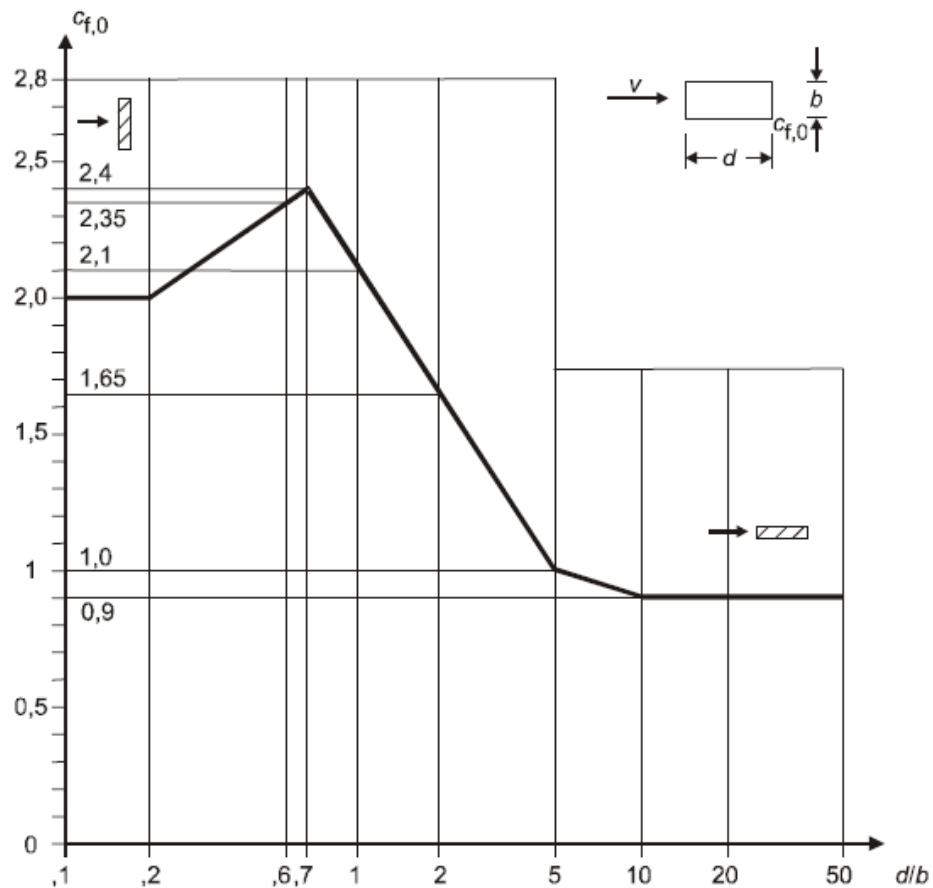
ψ_λ = συντελεστής επίδρασης άκρων.

ψ_r = Μειωτικός συντελεστής για διατομές με στρογγυλεμένες διατομές(εδώ δεν υπάρχουν στρογγυλεμένες διατομές) .

Υπολογίζεται ο συντελεστής έκθεσης $C_{f,0}$ στα σημεία που παρουσιάζονται στο σχήμα 3.6, στην βάση (0m), στα σημείο της οριζόντιας δοκού που ενώνουν τους 2 πυλώνες και την κορυφή του πυλώνα (19m) από το σχήμα 3.7.



Σχήμα 3.6: Τα 4 σημεία στους πυλώνες στα οποία γίνεται ο υπολογισμός της δράσης του ανέμου.



Σχήμα 3.7: Συντελεστής δύναμης $c_{f,0}$ για ορθογωνικές διατομές χωρίς στρογγυλεμένες γωνίες.

Προκύπτουν:

$c_{f,bot} = 2,00$ για $b=0,75m$, $d=1m$ και $d/b = 1,33$ στο κάτω μέρος του πυλώνα.

$c_{f,mid1} = 2,00$ για $b=0,75m$, $d=1m$ και $d/b = 1,33$ στο σημείο ένωσης των πυλώνων.

$c_{f,mid2} = 2,00$ για $b=0,75m$, $d=0,77m$ και $d/b = 1$ στο σημείο ένωσης των πυλώνων.

$c_{f,top} = 2,00$ για $b=0,75m$, $d=0,75m$ και $d/b = 1$ στην κορυφή του πυλώνα.

Στη συνέχεια υπολογίζεται το λ και το ϕ μέσω του πίνακα 3.1 για να χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό του ψ_r στα 4 σημεία που προαναφέρθηκαν.

Πίνακας 3.1: Υπολογισμός λ .

No.	Position of the structure, wind normal to the plane of the page	Effective slenderness λ
1		For polygonal, rectangular and sharp edged sections and lattice structures: for $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller
2		for $\ell < 15$ m, $\lambda = 2 \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller For circular cylinders: for $\ell \geq 50$, $\lambda = 0,7 \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller for $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is smaller
3		For intermediate values of ℓ , linear interpolation should be used
4		for $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is larger for $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ or $\lambda = 70$, whichever is larger For intermediate values of ℓ , linear interpolation should be used

Για την δοκό στο μεσαίο μέρος που ενώνει τους πυλώνες:

$$L = 3\text{m} < 15\text{m} \text{ οπότε } \lambda = 2.L/b = 2.3/0.75 = 8$$

$$L = 12,50\text{m} < 15\text{m} \text{ οπότε } \lambda = 2.L/b = 2.12,50/1 = 25$$

Για τα σημεία στην κορυφή και στο κάτω μέρος:

$L = 20,2\text{m}$ οπότε για να το λ προκύπτει με γραμμική παρεμβολή.

για $L < 15\text{m}$ το λ προκύπτει ίσο με 47.

για $L > 50\text{m}$ το λ προκύπτει ίσο με 33.

Μέσω της γραμμικής παρεμβολής για $L = 20,2\text{m}$ προκύπτει $\lambda = 45$

Το ϕ προκύπτει από την σχέση 3.7.

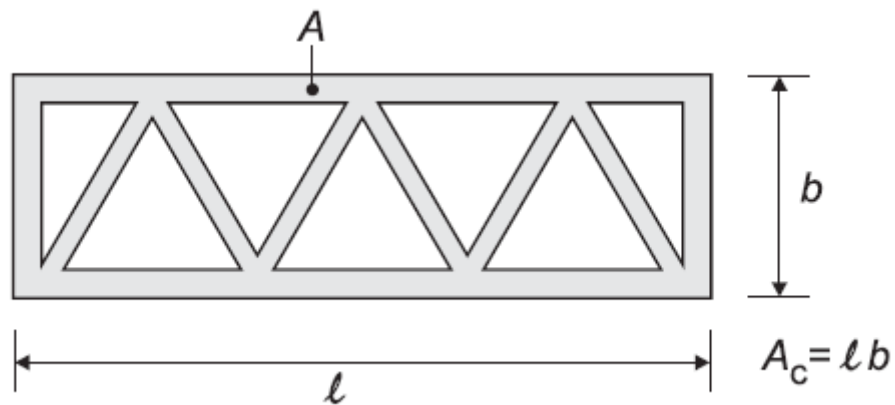
$$\phi = A/A_c$$

(3.7)

όπου

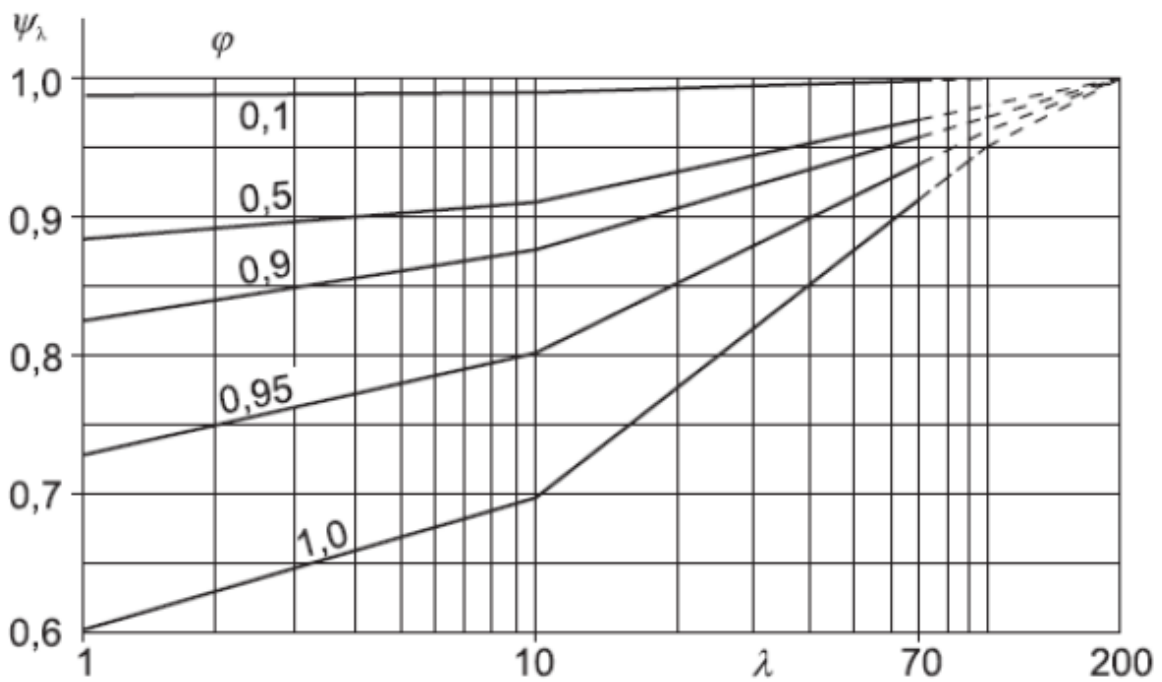
A = σύνολο των προβαλλόμενων επιφανειών του μέλους

A_c = σύνολο της επιφάνειας που περικλείει το μέλος.



Σχήμα 3.8: Επεξήγηση εμβαδών A και A_c

Στην περίπτωση μας επειδή οι πυλώνες είναι συμπαγής το $\phi=1$.



Σχήμα 3.9: Εύρεση συντελεστή επίδρασης άκρων ψ_λ .

Από το σχήμα 3.9:

Άνω και κάτω μέρος των πυλώνων: $\psi_\lambda = 0,86$

Σημείο σύνδεσης των πυλώνων 1: $\psi_\lambda = 0,80$

Σημείο σύνδεσης των πυλώνων 2: $\psi_\lambda = 0,68$

Από την εξίσωση (3.6) προκύπτει:

$$c_{f,t} = c_{f,b} = (0,86) \cdot (2,00) = 1,72$$

$$c_{f,mid1} = (0,80) \cdot (2,00) = 1,60$$

$$c_{f,mid2} = (0,68) \cdot (2,00) = 1,36$$

Ακολούθως έχοντας ήδη υπολογίσει από την εξίσωση (3.2) την μέση πίεση αιχμής αέρα ($q_b=455,625 \frac{N}{m^2}$) και υπολογίζοντας από το σχήμα (3.2) τους συντελεστές έκθεσης των 3 σημείων των πυλώνων που προαναφέρθηκαν προκύπτουν:

$$q_p(z_e)_{bot} = q_b \cdot C_e(z_e)_{bot} = 455,625 \cdot 1,20 = 0,547 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_p(z_e)_{mid1} = q_b \cdot C_e(z_e)_{bot} = 455,625 \cdot 1,20 = 0,547 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_p(z_e)_{mid2} = q_b \cdot C_e(z_e)_{mid} = 455,625 \cdot 1,55 = 0,706 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_p(z_e)_{top} = q_b \cdot C_e(z_e)_{top} = 455,625 \cdot 1,60 = 0,729 \frac{kN}{m^2}$$

Με χρήση της σχέσης (3.1):

$$F_{w,b} = (1,00) \cdot (1,72) \left(0,547 \frac{kN}{m^2}\right) (0,75m) = 0,705 \frac{kN}{m}$$

$$F_{w,mid1} = (1,00) \cdot (1,60) \left(0,547 \frac{kN}{m^2}\right) (0,75m) = 0,656 \frac{kN}{m}$$

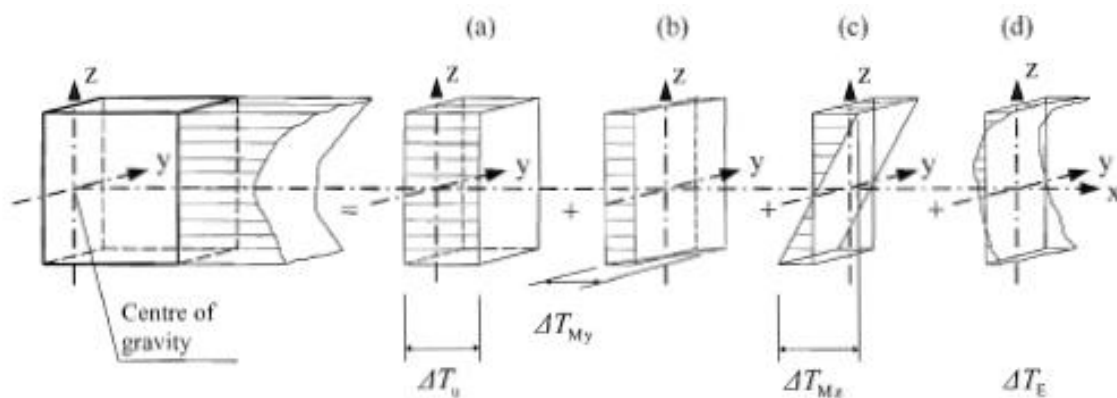
$$F_{w,mid2} = (1,00) \cdot (1,36) \left(0,706 \frac{kN}{m^2}\right) (0,75m) = 0,740 \frac{kN}{m}$$

$$F_{w,t} = (1,00) \cdot (1,72) \left(0,729 \frac{kN}{m^2}\right) (0,75m) = 0,940 \frac{kN}{m}$$

Η μεταβολή του φορτίου του ανέμου κατά μήκος των πυλώνων γίνεται γραμμικά.

3.6 Θερμοκρασιακές μεταβολές:

Σημαντικό ρόλο στις μεταλλικές κατασκευές παίζουν τα φορτία που δημιουργούνται λόγω της θερμοκρασίας. Οι κατασκευές ελέγχονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.1.5. σε ομοιόμορφη μέγιστη και ελάχιστη θερμοκρασία οι οποίες ανάλογα προκαλούν τάσεις στην διατομή καθώς και σε γραμμική μεταβολή της θερμοκρασίας κατά μήκος της διατομής του φορέα δηλαδή η μία ακραία ίνα να έχει διαφορετική μεταβολή θερμοκρασίας από την άλλη ακραία ίνα της διατομής.



Σχήμα 3.10: Οι 4 περιπτώσεις θερμοκρασιακής μεταβολής που εξετάζονται

Από τον EN.1991.1.5 προκύπτει κατηγοριοποίηση ανάλογα με τον τύπο της διατομής:

1. Χαλύβδινο κατάστρωμα.
2. Σύμμικτο κατάστρωμα.
3. Κατάστρωμα από σκυρόδεμα.

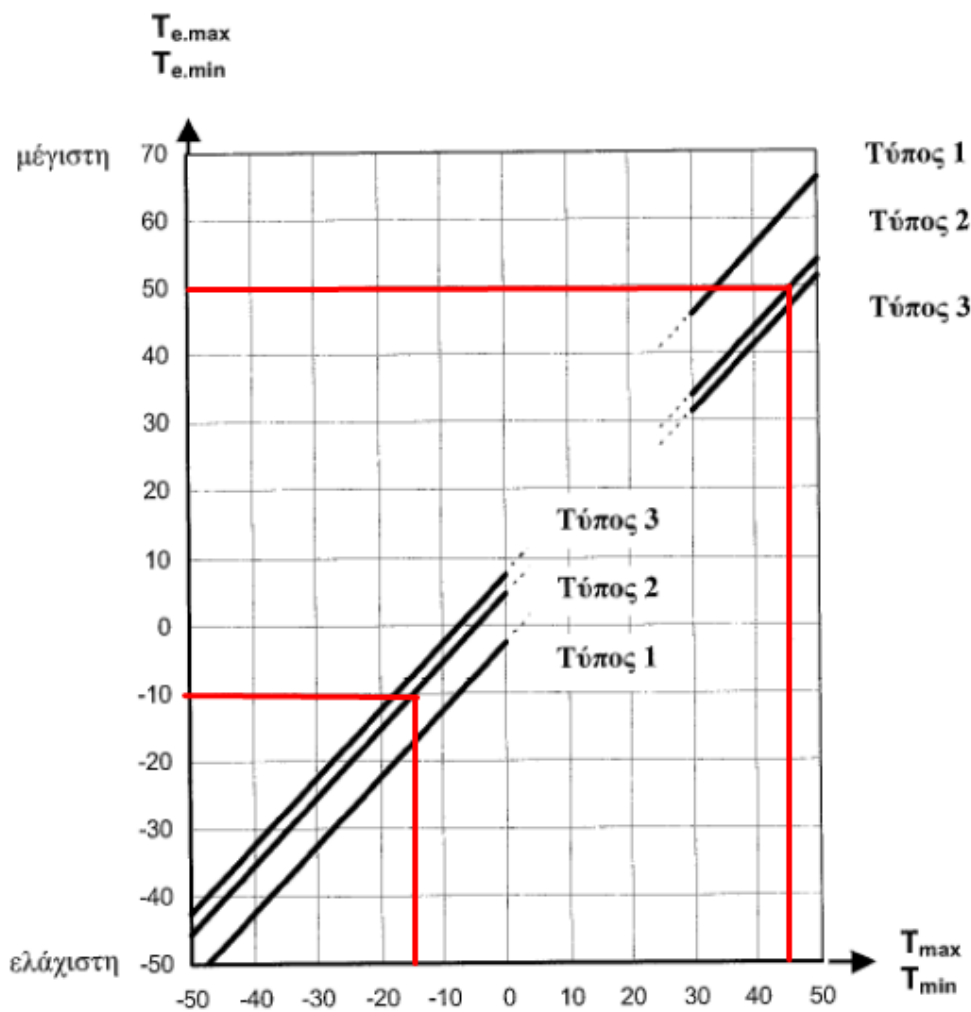
Η διατομή που χρησιμοποιείται εμπίπτει στον τύπο 2.

3.6.1 Ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή:

Η ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στις διατομές προκαλεί μεταβολή μήκους των ελών του φορέα (εάν αυτή δεν παρεμποδίζεται). Η μέγιστη και η ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος έχουν οριστεί για την παρούσα οι εξής:

$T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$, $T_{max} = 45^{\circ}\text{C}$ οι οποίες αντιστοιχούν σε πιθανότητα υπέρβασης 0,02 σε διάρκεια 50 χρόνων.

Στην συνέχεια από το σχήμα 3.11 για τύπο 2 καταστρώματος βρίσκεται η ελάχιστη $T_{e,min}$ και μέγιστη $T_{e,max}$ συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας.



Σχήμα 3.11: Προσδιορισμός $T_{e,min}$ και $T_{e,max}$ με βάση το T_{min} και T_{max} .

Προκύπτουν: $T_{e,min} = -10^{\circ}\text{C}$ και $T_{e,max} = 50^{\circ}\text{C}$

Χρησιμοποιώντας την θερμοκρασία συναρμολόγησης $T_o = 10^{\circ}\text{C}$ και τις σχέσεις (3.8) και (3.9) έχουμε:

$$\Delta T_{N,COM} = T_{e,min} - T_o = -10 - 10 = -20^{\circ}\text{C} \quad (3.8)$$

$$\Delta T_{N,EXP} = T_{e,max} - T_o = 50 - 10 = 40^{\circ}\text{C} \quad (3.9)$$

3.6.2 Γραμμική θερμοκρασιακή μεταβολή:

Η γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας είναι αποτέλεσμα θέρμανσης και ψύξης του καταστρώματος μέσα σε μία ορισμένη χρονική περίοδο, κατά την οποία εμφανίζεται μία μέγιστη θετική (άνω επιφάνεια θερμότερη) και μία μέγιστη αρνητική (κάτω επιφάνεια θερμότερη) μεταβολή θερμοκρασίας. Οι χαρακτηριστικές τιμές της γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 3.2: Τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}\text{C})$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}\text{C})$
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

NOTE 1: The values given in the table represent upper bound values of the linearly varying temperature difference component for representative sample of bridge geometries.

NOTE 2: The values given in the table are based on a depth of surfacing of 50 mm for road and railway bridges. For other depths of surfacing these values should be multiplied by the factor k_{sur} . Recommended values for the factor k_{sur} is given in Table 6.2.

3.6.3 Σύγχρονη δράση των συνιστωσών:

Μέσω των τύπων (3.10) και (3.11) λαμβάνεται υπόψη και η ταυτόχρονη δράση των προαναφερθέντων συνιστωσών:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (ή } \Delta T_{M,cool}) + \omega N \cdot \Delta T_{N,exp} \text{ (ή } \Delta T_{N,con}) \quad (3.10)$$

$$\omega M \cdot \Delta T_{M,heat} \text{ (ή } \Delta T_{M,cool}) + \omega N \cdot \Delta T_{N,exp} \text{ (ή } \Delta T_{N,con}) \quad (3.11)$$

όπου

$\omega N = 0,35$

$\omega M = 0,75$

Προκύπτουν 8 συνδυασμοί για τις θερμικές δράσεις.

3.7 Τυχηματικές δράσεις:

Στις τυχηματικές δράσεις εμπίπτουν δράσεις λόγω πρόσκρουσης οχημάτων στους πυλώνες, στο κατάστρωμα είτε λόγω παρουσίας βαρέος οχήματος στην γέφυρα.

Στην παρούσα μελέτη δεν λαμβάνονται υπόψη τα τυχηματικά φορτία διότι η παρουσία οχημάτων στην πεζογέφυρα δεν είναι εφικτή αφού τοποθετούνται εμπόδια για μη διέλευση οχημάτων στα άκρα της ενώ οι πυλώνες προστατεύονται από συγκρούσεις λόγω της παρουσίας κυκλικών προστατευτικών φραγμάτων από σκυρόδεμα.

3.8 Σεισμικές δράσεις:

Στο σεισμό αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντευτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Οι κινήσεις αυτές ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η εδαφική επιτάχυνση A κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη (τιμές A , γ_1), ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων «κανονικού κινδύνου».

Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης

Οι φορείς σε σεισμικές περιοχές θα σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8:

1. *Απαίτηση μη-κατάρρευσης:* ο φορέας πρέπει να αναλαμβάνει δηλαδή τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητά μετά τα σεισμικά γεγονότα.
2. *Απαίτηση περιορισμού βλαβών:* ο φορέας δηλαδή θα πρέπει να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση σημαντικών βλαβών και άρα περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα.

Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης:

Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Εισάγεται ο όρος της δρώσας ιδιομορφικής μάζας που δείχνει το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιείτε για κάθε ιδιοπερίοδο σε κάθε διεύθυνση.

Το πλήθος των ιδιομορφών που αναλύονται επιλέγεται ώστε να πληρούνται τα κριτήρια της EC8-1§4.3.3.3.1(3). Ο αριθμός των ιδιομορφών που απαιτούνται πρέπει να καλύπτει τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα στις δυο οριζόντιες συνιστώσες.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η δρώσα ιδιομορφική μάζα m_k , που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως $F_{bk}=S_d(T_k).m_k$. Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα. Όσον αφορά τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάση του Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περίοδοί τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j < T_i$) τη συνθήκη: $T_j < 0,9 \cdot T_i$.

Για να γίνει η φασματική ανάλυση αρχικά πρέπει να προσδιορισθούν οι συντελεστές που αναλύονται πιο κάτω:

1. $q=1$: Ο συντελεστής συμπεριφοράς ; ορίζει κατά πόσο μειώνονται οι σεισμικές επιταχύνσεις του φάσματος απόκρισης λόγω πλαστικής συμπεριφοράς του φορέα. Ο κανονισμός ωστόσο για γέφυρες στις οποίες η σεισμική συμπεριφορά καθορίζεται από επιδράσεις ανώτερων ιδιομορφών ή όπου η διαμόρφωση λεπτομερειών των πλαστικών αρθρώσεων για πλαστιμότητα ενδεχομένως να μην είναι αξιόπιστη συμπεριφορά, συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1$ που αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά. Με ανάλυση του φορέα σε ελαστική συμπεριφορά δεν χρειάζεται να προβλεφθούν περιοχές στις οποίες θα σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις ενώ παραλείπεται ο ικανοτικός σχεδιασμός.
2. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: Z_1 με $a_g=0.16g$

Πίνακας 3.3: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας με τις αντίστοιχες επιταχύνσεις.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_g (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

3. Συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής: $\gamma_{II}=1,00$

Πίνακας 3.4: Συντελεστές σπουδαιότητας κατασκευής κατά Εκ8

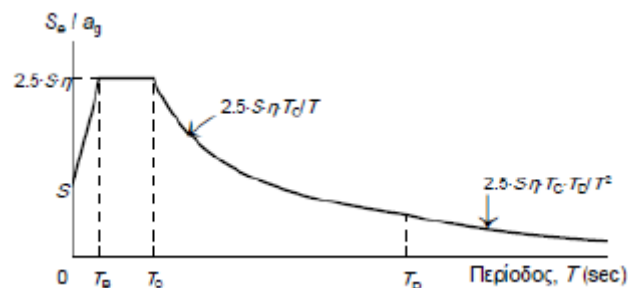
Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής σπουδαιότητας
I (μικρή σπουδαιότητα)	0.8
II (συνήθης σπουδαιότητα)	1.0
III (μεγάλη σπουδαιότητα)	1.2
IV (πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	1.4

4. Κατηγορία εδάφους: B με $T_B=0.15s$ $T_C=0.50s$ $T_D=2.50s$

Πίνακας 3.5: Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περιόδους φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον ΕΚ8.

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

5. Ιξώδης απόσβεση: Κατηγορία συγκολλημένου χάλυβα με $\xi=2\%$



Σχήμα 3.12: Ελαστικό φάσμα.

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

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

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

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

όπου η είναι ο συντελεστής απόσβεσης που δίνεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{0.10}{\zeta + 0.05}}$$

Σχήμα 3.13: Φάσμα σχεδιασμού.

4 ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΣ ΔΡΑΣΕΩΝ

Οι κατασκευές θα πρέπει σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα να ελέγχονται σε δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας, με απαίτηση να μην υπάρχει υπέρβαση σε καμία από τις δύο περιπτώσεις. Οι σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού θα πρέπει να επιλέγονται σε συνάρτηση με τις συνθήκες υπό τις οποίες η φέρουσα κατασκευή καλείται να επιτελέσει τη λειτουργία της, οι οποίες είναι:

- *Με διάρκεια (persistent)*, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- *Παροδικές (transient)*, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.
- *Τυχηματικές (accidental)*, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές περιπτώσεις συνθηκών οι οποίες αφορούν στον φορέα ή στην έκθεσή του, π.χ. πυρκαϊά, έκρηξη, πρόσκρουση ή οι συνέπειες τοπικής αστοχίας.
- *Εναντι σεισμού (seismic)*, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά συμβάντα.

4.1 Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Αυτές σχετίζονται εξ ορισμού με την ασφάλεια των ανθρώπων και/ή την ασφάλεια του φορέα, υπό ορισμένες δε συνθήκες, και αυτές που αφορούν την προστασία των περιεχομένων.

Θα ελέγχονται, εφόσον βέβαια έχουν εφαρμογή, οι ακόλουθες Ο.Κ.Α. :

- *EQU* : απώλεια ισορροπίας του θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, όπου ως κρίσιμος παράγων αναδεικνύονται μικρές διακυμάνσεις στην τιμή ή στη χωρική κατανομή των δράσεων ενιαίας προέλευσης, ενώ δεν είναι κρίσιμη η αντοχή/αντίσταση των υλικών.
- *STU*: καθαυτή αστοχία, λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του σε μηχανισμό θραύσης, απώλειας ευστάθειας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, όπου κρίσιμη αναδεικνύεται η αντοχή/αντίσταση των υλικών.
- *GEO*: Αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του εδάφους.
- *FAT*: αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" \psi_{1,i} (\text{ή } \psi_{2,i}) Q_{k,i} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

- Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

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

- "+" : σημαίνει "επαλληλία με"
- $G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
- P : χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
- $Q_{k,1}$: χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν
- A_d : τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- A_{Ed} : τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- $\gamma_{G,j}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
- γ_P : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
- $\gamma_{Q,i}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
- $\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$: συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα. Οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Οι τιμές του γ που προτείνονται για τους ελέγχους STR και/ή GEO είναι οι ακόλουθες:

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)}.$$

Κατά την εξέταση μιας οριακής κατάστασης αστοχίας του φορέα (STR), ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq R_d \quad (4.4)$$

όπου:

E_d : η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των αποσταθεροποιητικών δράσεων

R_d : η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων που συμβάλλουν στην ευστάθεια.

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές από τον τύπο (4.1):

1. $E_d = E(1,35.G + 1,0.P_k + 1,50.Q)$
2. $E_d = E(1,35.G + 1,0.P_k + 1,50.Q + 1,5.0,3.W_x)$
3. $E_d = E(1,35.G + 1,0.P_k + 1,50.Q + 1,5.0,3.W_y)$
4. $E_d = E(1,35.G + 1,0.P_k + 1,50.Q + 1,5.0,3.W_z)$
5. $E_d = E(1,35.G + 1,0.P_k + 1,50.W_x + 1,5.0,4.Q)$
6. $E_d = E(1,35.G + 1,0.P_k + 1,50.W_y + 1,5.0,4.Q)$
7. $E_d = E(1,35.G + 1,0.P_k + 1,50.W_z + 1,5.0,4.Q)$
8. $E_d = E(1,35.G + 1,0.P_k + 1,50.Q + 1,5.0,6.ΔΤ)$
9. $E_d = E(1,00.G + 1,0.P_k + 0,00.Q + 1,5.W_z)$

Στον τελευταίο συνδυασμό, κύρια μεταβλητή δράση είναι ο άνεμος κατά Z. Οι μόνιμες δράσεις και τα φορτία κυκλοφορίας λειτουργούν ευνοϊκά.

Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού

$$E_d = E(G + P_k + 1,35.Q + A_{Ed} + 0,5.ΔΤ)$$

Χρησιμοποιήθηκε για έλεγχο τάσεων.

4.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Πρόκειται για τις οριακές καταστάσεις, οι οποίες αφορούν:

- τη λειτουργία ενός φορέα ή ενός δομικού μέλους υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης.
- την άνεση των ανθρώπων.
- την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών (σε σχέση με τη λειτουργικότητα, λ.χ. ρηγματώσεις, αισθητά βέλη).

Στην πράξη ο έλεγχος των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας (σε σχέση πάντα με τα προαναφερόμενα) θα αφορά :

- τις παραμορφώσεις.
- τις δονήσεις και ταλαντώσεις.
- βλάβες (όπως λ.χ. η ρηγμάτωση).

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

- *Χαρακτηριστικός συνδυασμός:*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.5)$$

- Συχνός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.6)$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.7)$$

Θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d \quad (4.8)$$

C_d : η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας,

E_d : η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας, και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

Χαρακτηριστικός συνδυασμός από τον τύπο (4.5):

$$E_d = E(G + P_k + Q + 0,3.W)$$

$$E_d = E(G + P_k + Q + 0,6.\Delta T)$$

Στους παραπάνω συνδυασμούς κύρια μεταβλητή δράση είναι η ομάδα των φορτίων κυκλοφορίας, και συνδυάζεται με δράσεις ανέμου και θερμικές, εναλλάξ. Χρησιμοποιήθηκαν για έλεγχο της μέγιστης βύθισης καταστρώματος.

$$E_d = E(G + P_k)$$

Εδώ περιλαμβάνονται μόνο οι μόνιμες δράσεις. Χρησιμοποιήθηκε για έλεγχο της βύθισης σε ηρεμία.

5 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

5.1 Παρουσίαση λογισμικού Sofistik

Η SOFiSTiK δραστηριοποιείται στον κλάδο της πληροφορικής και συγκεκριμένα στη κατηγορία ανάπτυξης, διάθεσης και υποστήριξης εξειδικευμένου τεχνικού λογισμικού για σχεδιασμό κατασκευών. Αποτελεί ένα δυναμικό και αξιόπιστο πακέτο ανάλυσης και διαστασιολόγησης, γερμανικής καταγωγής, στηρίζεται στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και διατίθεται στην ελληνική αγορά από το 1990. Λόγω της αξιοπιστίας του και των πολλών δυνατοτήτων του είναι πλέον ευρέως γνωστό στους Έλληνες μηχανικούς. Στην Ελλάδα έχουν ήδη γίνει πολλά μεγάλα και σημαντικά έργα αφού έχει αναπτυχθεί λογισμικό για την εφαρμογή ελληνικών κανονισμών και Ευρωκωδίκων σε έργα οπλισμένου σκυροδέματος και κατασκευαστικού χάλυβα.

Παρέχονται απεριόριστες δυνατότητες για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που συναντά ο μελετητής στο μεγαλύτερο φάσμα εφαρμογών. Γενικά, τα προγράμματα υποστηρίζουν τη δυνατότητα ανάλυσης, διαστασιολόγησης και σχεδίασης έργων πολιτικού μηχανικού σε τομείς όπως: κτιριακά, γεφυροποιία, θεμελιώσεις, γεωτεχνικά, σήραγγες, μεταλλικές κατασκευές και βιομηχανικές κατασκευές. Πρόκειται για μία σειρά προγραμμάτων που συνεργάζονται όλα μεταξύ τους κάτω από μία κοινή βάση δεδομένων. Υπάρχουν προγράμματα γραφικής επεξεργασίας και εισαγωγής δεδομένων (pre-processing), προγράμματα γραφικής αξιολόγησης αποτελεσμάτων και διαχείρισης εκτυπώσεων (post-processing) και προγράμματα σχεδίασης κατασκευαστικών σχεδίων (εφαρμογές σε περιβάλλον AutoCAD). Σε κάθε στάδιο της μελέτης, ο χρήστης έχει πλήρη εποπτεία των δεδομένων και αποτελεσμάτων, με πολλές επιλογές διαφοροποίησης από τις προκαθορισμένες τιμές.

Είναι δυνατός ο υπολογισμός με στατική ή δυναμική ανάλυση, μη γραμμικός υπολογισμός υλικού (ελαστοπλαστικότητα, ρηγμάτωση) και γεωμετρίας (θεωρία 2ης, 3ης τάξης).

Η διαστασιολόγηση περιλαμβάνει οπλισμένο, προεντεταμένο σκυρόδεμα και ελέγχους μεταλλικών ή σύμμικτων κατασκευών, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, γερμανικούς και άλλους διεθνείς κανονισμούς.

Η σειρά εδαφοτεχνικών εφαρμογών περιλαμβάνει επίλυση τοίχων αντιστήριξης, βαρύτητας, πασσαλότοιχων, ευστάθεια πρανών, φραγμάτων, ορυγμάτων, καθιζήσεις, ελαστικό ημίχωρο, υπόγεια ροή.

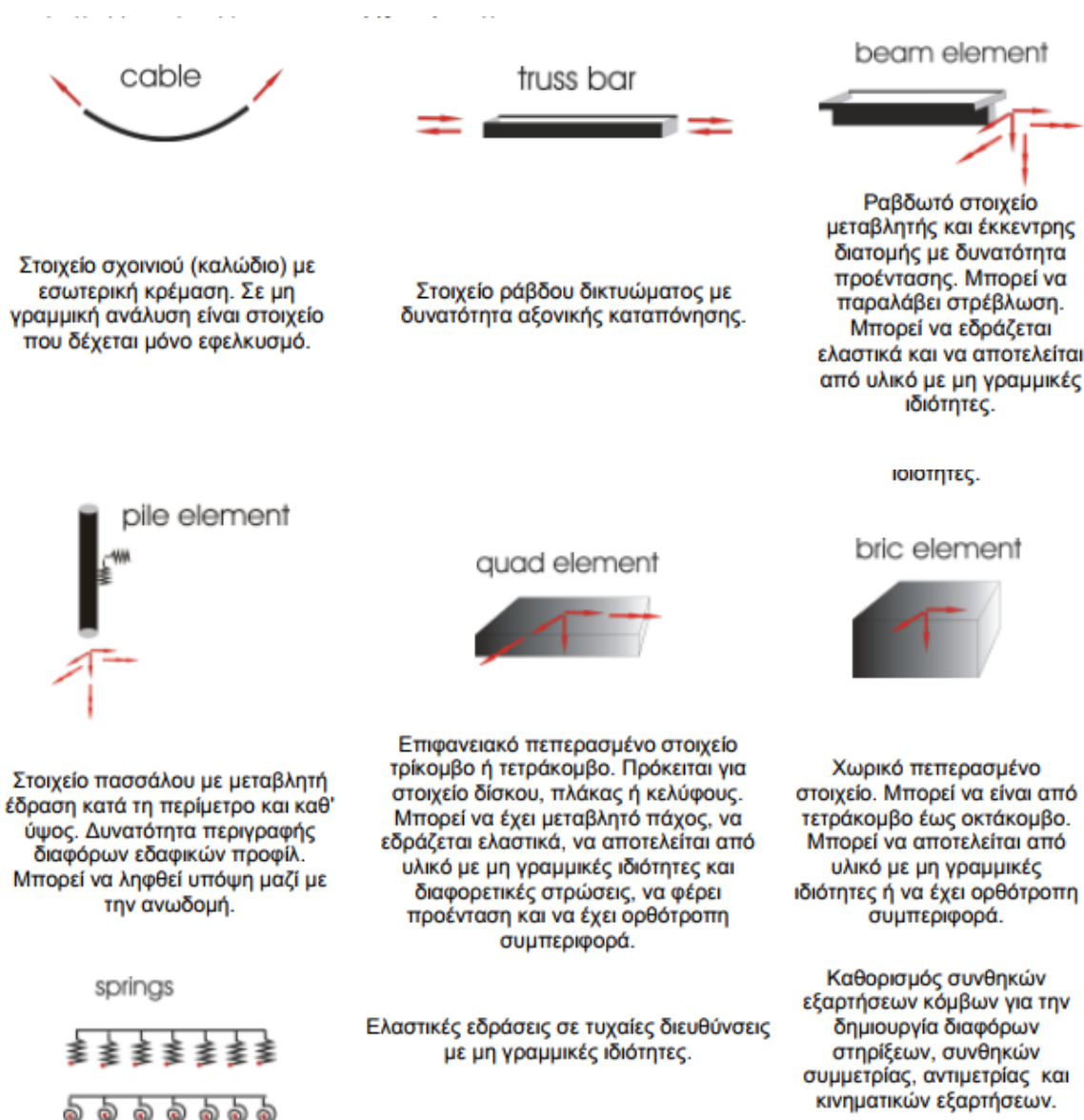
Τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών εξαρτώνται από την θερμοκρασία. Δεν υπάρχει περιορισμός στον αριθμό των υλικών σε ένα φορέα ή στην ίδια διατομή. Μη γραμμικές ιδιότητες υλικών μπορούν να ληφθούν απευθείας από τους κανονισμούς ή να δοθούν ιδιαίτερες από τον χρήστη. Καλύπτονται οι περιπτώσεις:

- Χάλυβας, αλουμίνιο, χυτός σίδηρος (με σκλήρυνση).
- Σκυρόδεμα, δομικός χάλυβας.
- Ξύλο ή σύνθετα υλικά.
- Άλλα υλικά με ιδιότητες που ορίζονται από τον χρήστη.

Για την ανάλυση γενικών φορέων στο χώρο, χρησιμοποιούνται τα συστήματα:

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

Για την μόνωση των πιο πάνω συστημάτων, παρέχονται από το πρόγραμμα τα ακόλουθα στοιχεία, για λεπτομερή και σωστή μοντελοποίηση. Η επίδραση του εδάφους μπορεί να προσομοιωθεί με ελαστικές εδράσεις με μη γραμμικές ιδιότητες ή με περιγραφή εδαφικών προφίλ σε συνεργασία με τα στοιχεία πασσάλων. Στο πρόγραμμα περιλαμβάνονται τα εξής είδη στοιχείων:



Σχήμα 4.1: Είδη πεπερασμένων στοιχείων που υποστηρίζει το Sofistik

5.2 Πορεία εργασίας:

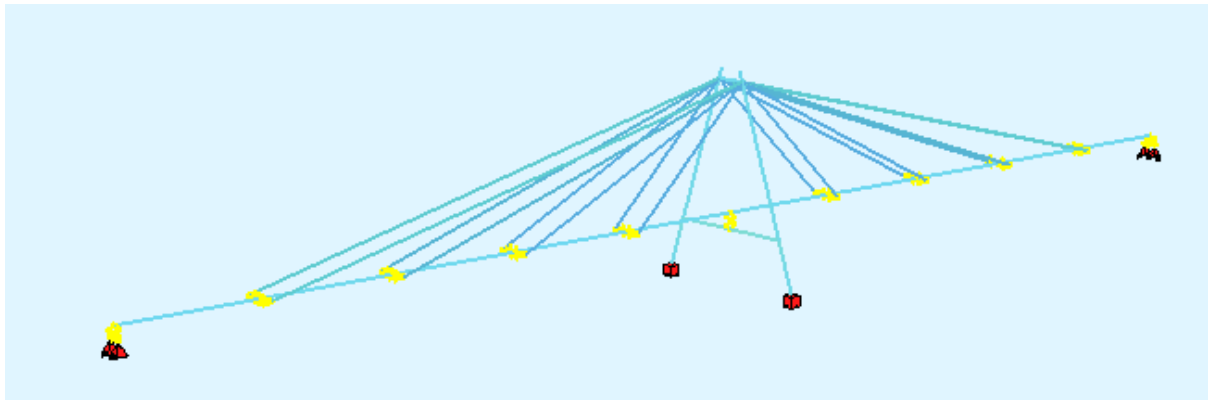
Αρχικά μέσα από το Sofiplus-X σχεδιάζεται ο φορέας. Το Sofiplus-X αποτελεί ουσιαστικά ένα μέσο σχεδιασμού του προγράμματος που χρησιμοποιεί το γραφικό περιβάλλον του AutoCad για μοντελοποίηση του φορέα. Αφού επιλέξουμε τον τύπο της κατασκευής και τους κανονισμούς που θα χρησιμοποιηθούν προχωρούμε στον σχεδιασμό των διατομών. Επίσης στο συγκεκριμένο plugin του Sofistik τοποθετούνται και τα φορτία, εκτός από τα σεισμικά.

5.2.1 Διατομές:

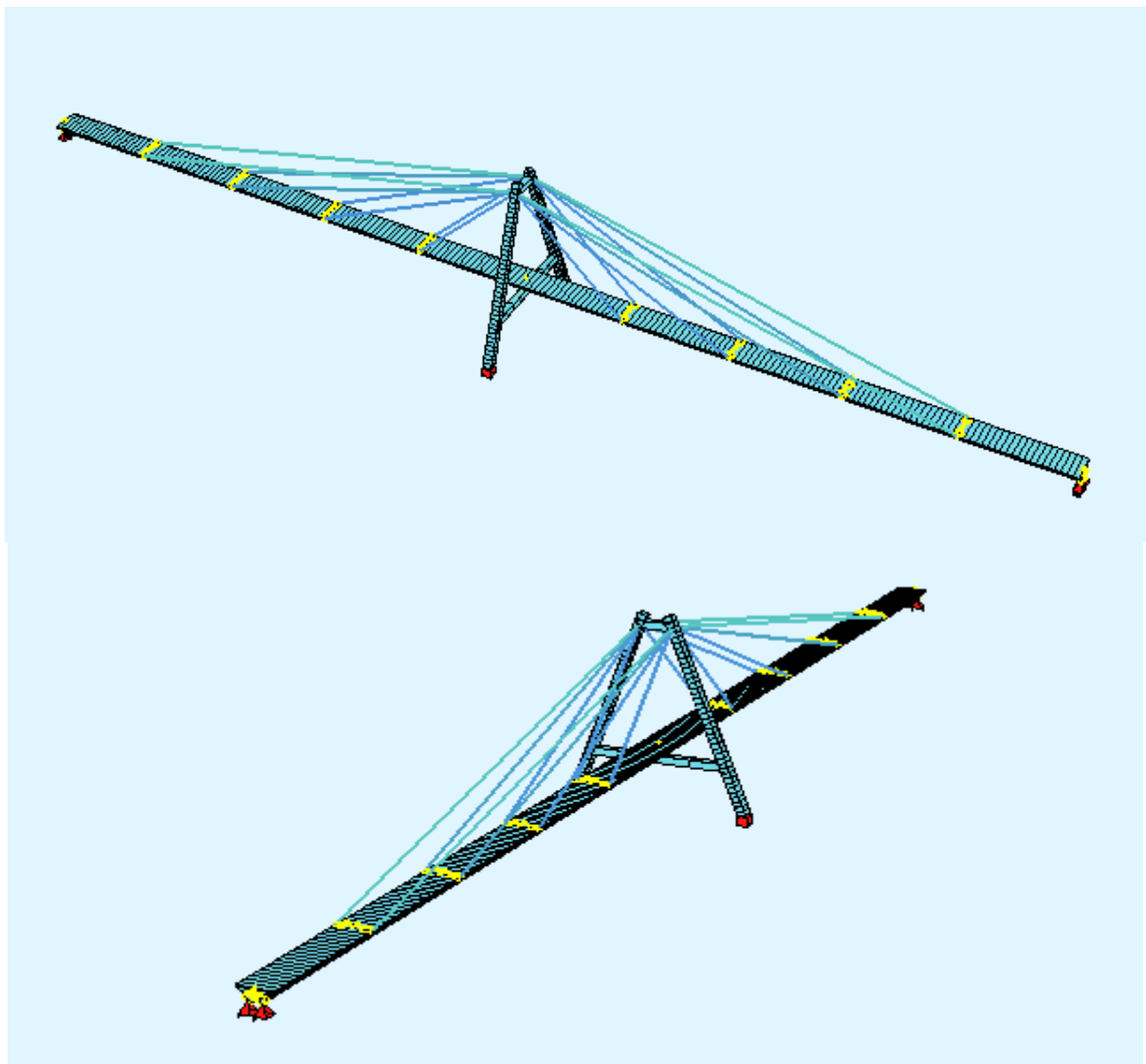
Επιλέγονται τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή τα οποία έχουν ήδη προαναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο. Το πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα επιλογής έτοιμων διατομών, εν τούτης για την συγκεκριμένη μελέτη οι διατομές σχεδιάστηκαν από την αρχή. Ακολούθως σχεδιάζεται η διατομή για κάθε μέλος που συμμετέχει στην γέφυρα. Στη συνέχεια ορίζεται το υλικό κάθε διατομής. Οι διατομές παρουσιάστηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο, εκτός από τις διατομές των καλωδίων οι οποίες αναλύονται σε επόμενο κεφάλαιο.

5.2.2 Φορέας:

Ορίζονται οι άξονες για τον σχεδιασμό του φορέα. Στη συνέχεια στο Sofiplus-X σχεδιάζεται ο φορέας. Όλα τα μέλη της γέφυρας σχεδιάζονται με γραμμικά στοιχεία και ορίζονται οι συνοριακές τους συνθήκες. Για το σύμμικτο κατάστρωμα χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού (beam elements) όπως και για τους πυλώνες. Τα καλώδια προσομοιώθηκαν με cable elements. Στο κατάστρωμα της γέφυρας τοποθετήθηκαν 3 κυλίσεις και μία άρθρωση. Οι στηρίξεις αυτές ενώνονται με το στοιχείο δοκού του καταστρώματος μέσω point constrains. Το ίδιο ισχύει και για την σύνδεση καλωδίων με κατάστρωμα. Οι πυλώνες δεσμεύονται με πακτώσεις στο έδαφος. Με την χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων δεν είναι δυνατός ο εντοπισμός τοπικών φαινομένων (π.χ. τοπικός λυγισμός, κύρτωση επιφανειών). Τέτοια φαινόμενα μπορούν να μελετηθούν με τη χρήση επιφανειακών ή χωρικών πεπερασμένων στοιχείων τα οποία όμως αυξάνουν τις υπολογιστικές απαιτήσεις.



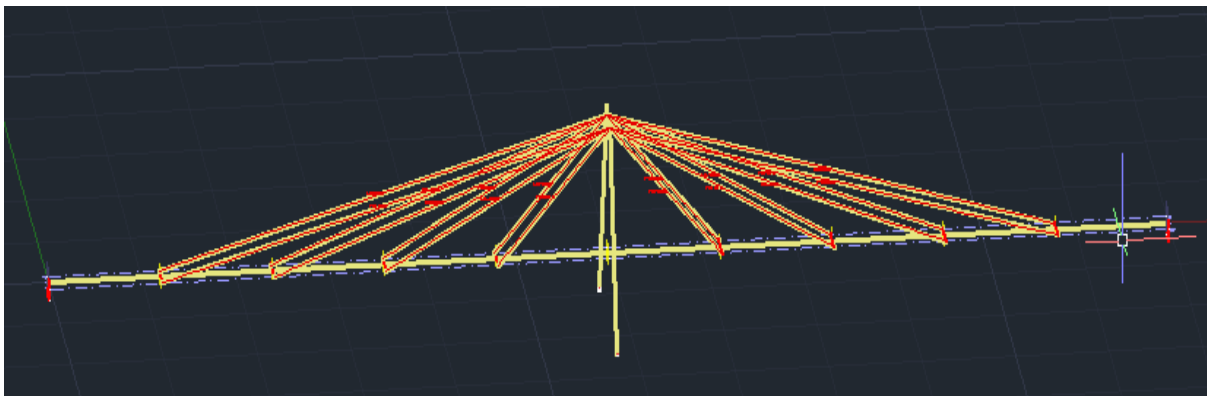
Σχήμα 5.2: Μοντέλο με Structural Lines



Σχήμα 5.3: Full visualization του μοντέλου

5.2.3 Φορτία

Τοποθετούνται τα φορτία τα οποία επεξηγήθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο στα αντίστοιχα μέλη του φορέα (κατάστρωμα, καλώδια κλπ.) στο Sofiplus-X με εξαίρεση τα σεισμικά τα οποία θα τοποθετηθούν στην συνέχεια στο SSD (Sofistik Structural Dekstop). Πριν τοποθετηθούν τα φορτία ομαδοποιούνται σε διαφορετικά loadcases ανάλογα με την κατηγορία της δράσης. Σε ορισμένες κατηγορίες φορτίων όπως για παράδειγμα στα φορτία ανέμου στα οποία προέκυψαν 8 συνδυασμοί, επιλέχθηκε να ληφθεί υπόψη η δυσμενέστερη φόρτιση για κάθε διατομή, για να αποφύγουμε συνύπαρξη φορτίων ανέμου από διάφορες διευθύνσεις.



Σχήμα 4.3: Φορέας στο Sofiplus-X

5.2.4 Ανάλυση

Η ανάλυση γίνεται στο SSD (Sofistik Structural Dekstop). Αρχικά τοποθετούνται και τα φορτία από σεισμό στον φορέα και οι συνδυασμοί από θερμικές δράσεις που επεξηγήθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο με τις δράσεις. Στην συνέχεια ορίστηκαν οι διάφοροι συνδυασμοί δράσεων. Για παράδειγμα για εύρεση των διαμέτρων των καλωδίων χρησιμοποιήθηκε ο συνδυασμός 1,0G+1,0P που επεξηγείτε σε επόμενο κεφάλαιο. Επίσης με την χρήση κώδικα στο Teddy του Sofistik, δημιουργείται μια δυναμική φόρτιση από φορτία πεζών. Γίνονται οι αναλύσεις για τον φορέα κατά την διάρκεια κατασκευής και για την τελική μορφή του φορέα και εξάγονται σχεδιαγράμματα με τα εντατικά μεγέθη, τάσεις και παραμορφώσεις που προκύπτουν στον φορέα.

6 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

6.1 Διαστασιολόγηση του καταστρώματος:

Όπως έχει προαναφερθεί το κατάστρωμα αποτελείται από σύμμικτη συγκολλητή διατομή της οποίας η μορφή φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S355 και σκυρόδεμα ποιότητας C35/45. Το πάχος των χαλύβδινων ελασμάτων και της πλάκας σκυροδέματος έχουν υπολογιστεί μετά από διαδοχικές προσεγγίσεις.

Προχωρούμε σε κατηγοριοποίηση των διατομών ώστε να δούμε αν οι έλεγχοι που θα κάνουμε θα είναι σε πλαστική ή ελαστική ανάλυση. Οι κατηγορίες διατομών ορίζονται από τον Ευρωκώδικα ως εξής:

- *Διατομές κατηγορίας 1:* μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους. Σε αυτές τις διατομές επιτρέπεται η εφαρμογή της πλαστικής-πλαστικής μεθόδου.
- *Διατομές κατηγορίας 2:* μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού. Για το λόγο αυτό επιτρέπεται το πολύ η ελαστική-πλαστική μέθοδος.
- *Διατομές κατηγορίας 3:* η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής. Στις διατομές κατηγορίας 3 είναι δυνατή μόνο η εφαρμογή της ελαστικής-ελαστικής μεθόδου.
- *Διατομές κατηγορίας 4:* ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής. Στην περίπτωση αυτή, είναι επιτρεπτή μόνο η ελαστική-ελαστική μέθοδος και απαιτούνται πρόσθετοι έλεγχοι σε κύρτωση έναντι κινδύνου τοπικού λυγισμού.

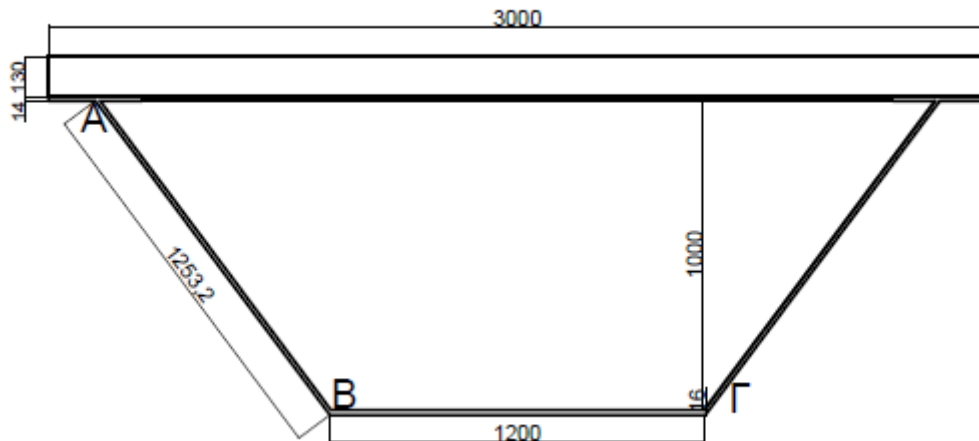
Τα κριτήρια κατηγοριοποίησης κορμού και πελμάτων φαίνονται στους παρακάτω πίνακες του Ευρωκώδικα:

Πίνακας 6.1: Κατηγοριοποίηση εσωτερικά θλιβόμενων τμημάτων.

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

Πίνακας 6.2: Κατηγοριοποίηση προεχόντων πελμάτων.

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



Σχήμα 6.1: Διατομή καταστρώματος

Βρίσκουμε την κατηγορία διατομής των χαλύβδινων ελασμάτων που χρησιμοποιούνται πριν μπουν οι νευρώσεις:

Για χάλυβα ποιότητας S355 $\epsilon=0,81$:

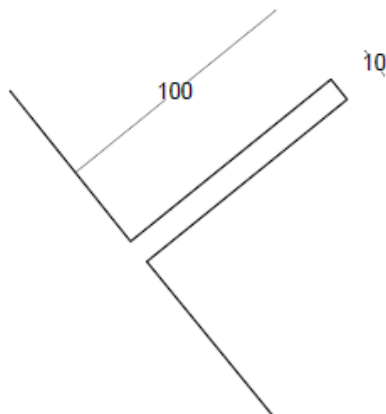
AB Πλάγια Ελάσματα: $c/t = 1253,2/14 = 89,5 \rightarrow$ κατηγορία 4

BΓ Οριζόντιο έλασμα στο κάτω μέρος : $c/t = 1200/16 = 75 > \rightarrow$ κατηγορία 4

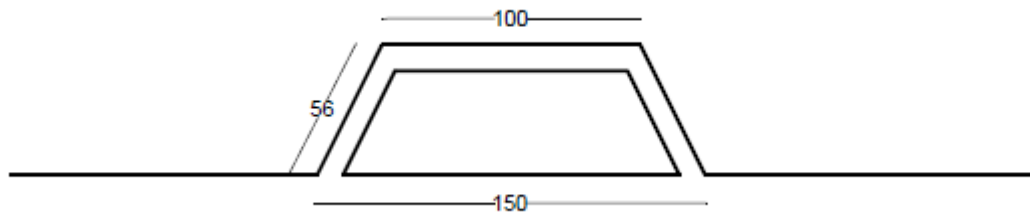
Θα τοποθετηθούν νευρώσεις ορθογώνιες νευρώσεις στα πλάγια ελάσματα AB κατηγορίας 4 ώστε να γίνουν κατηγορίας 3. Στο κάτω έλασμα BΓ χρησιμοποιήθηκε ενίσχυση με τραπεζοειδή μορφή για να μειωθεί το μήκος c και να γίνει κατηγορίας 3.

τμήμα AB: $c/t = (1253,2/3)/14 = 29,8 \rightarrow$ κατηγορία 3

τμήμα BΓ: $c/t = \{(1200-150)/2\}/16 = 32,81 \rightarrow$ κατηγορία 3



Σχήμα 6.3: Νευρώσεις στο έλασμα AB

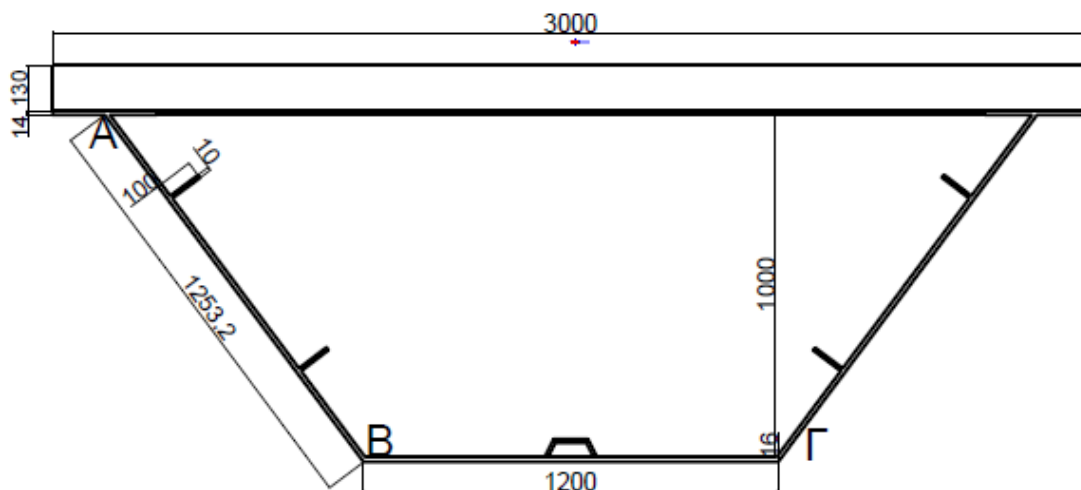


Σχήμα 6.4: Νευρώσεις στο έλασμα ΒΓ

Οι νευρώσεις θεωρούμε ότι υπόκειται σε καθαρή θλίψη και θέλουμε να μην είναι κατηγορίας 4 οπότε:

- Νευρώσεις στο έλασμα ΑΒ: $c/t = 100/10 = 10 < 42\varepsilon$
- Νευρώσεις στο έλασμα ΒΓ: $c/t = 100/10 = 10 < 42\varepsilon$ (ελέγχεται η μεγαλύτερη πλευρά).

Οπότε οι νευρώσεις που τοποθετήθηκαν δεν είναι κατηγορίας 4 και πλέον τα ελάσματα της διατομής είναι κατηγορίας 3.

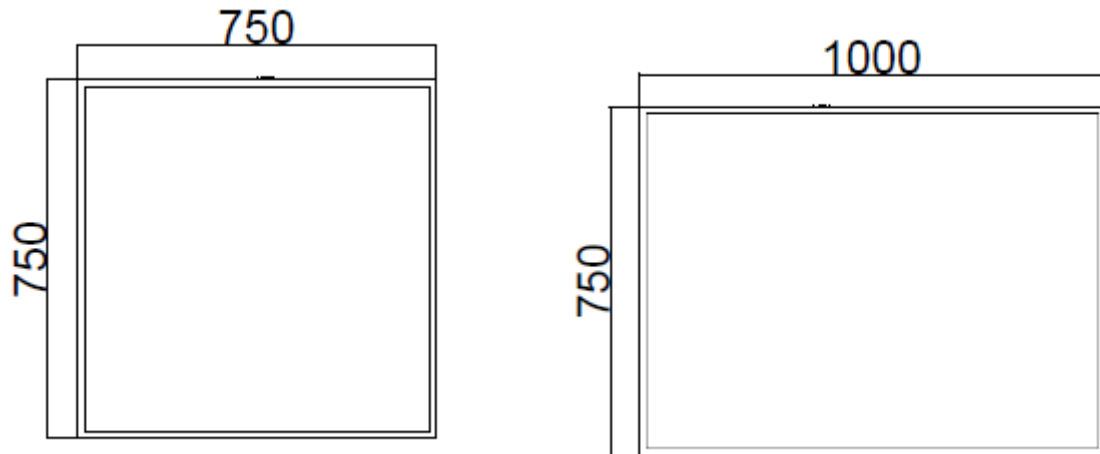


Σχήμα 6.5: Τελική διατομή καταστρώματος με νευρώσεις

Τοποθετήθηκαν επίσης εγκάρσια ελάσματα πάχους 10 χιλιοστών ανά 15μέτρα για να μειωθεί το μήκος λυγισμού στις νευρώσεις.

6.2 Διαστασιολόγηση πυλώνα:

Για τον πυλώνα χρησιμοποιήθηκε μεταβλητή διατομή 1,00m x 0,75m στην βάση και 0,75m x 0,75m στην κορυφή με πάχος ελάσματος 16mm. Έγινε έλεγχος για εύρεση της κατηγορίας της διατομής σε θλίψη.



Σχήμα 6.7: Άνω και κάτω διατομές πυλώνων χωρίς νευρώσεις

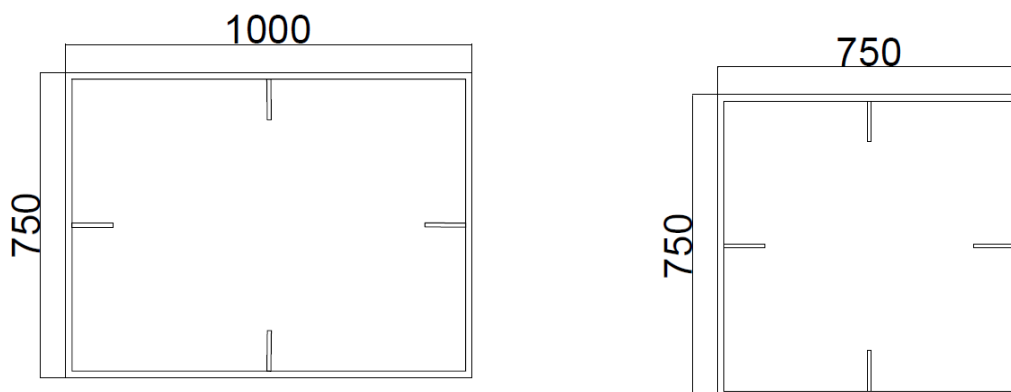
Για χάλυβα ποιότητας S355 $\epsilon=0,81$:

$$c/t = 1000/16 = 62,5 = 34,02 \rightarrow \text{κατηγορία 4}$$

$$c/t = 750/16 = 47 = 34,02 \rightarrow \text{κατηγορία 4}$$

Προκύπτουν διατομές κατηγορίας 4 οπότε απαιτείται και σε αυτή την περίπτωση τοποθέτηση ενισχύσεων. Τοποθετούνται νευρώσεις ορθογωνικής διατομής διαστάσεων 100mm x 10mm ίδιες με αυτές που χρησιμοποιήθηκαν στο κατάστρωμα.

Με νευρώσεις: $c/t = 500/16 = 31,25 \rightarrow \text{κατηγορία 3}$.



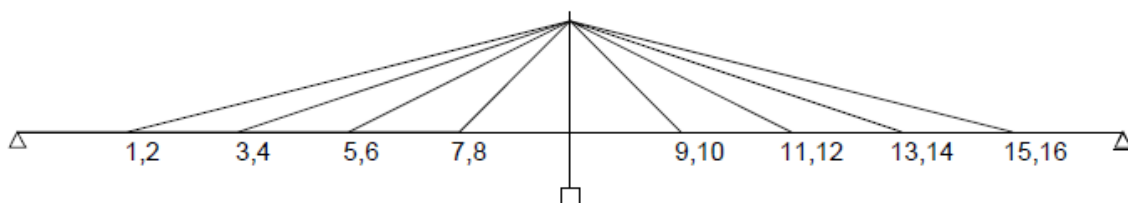
Σχήμα 6.8: Άνω και κάτω διατομές πυλώνων με νευρώσεις

7 ΚΑΛΩΔΙΑ

7.1 Εισαγωγή

Τα καλώδια αποτελούν ένα πολύ σημαντικό μέρος του φορέα σε καλωδιωτές γέφυρες. Σκοπός της τοποθέτησης τους είναι η μεταφορά φορτίων από το κατάστρωμα στους πυλώνες μέσω αξονικού εφελκυσμού. Τα καλώδια μπορούν να μεταφέρουν μόνο αξονικές δυνάμεις.

Η συμπεριφορά των καλωδίων χαρακτηρίζεται ως μη γραμμική διότι κατά την φόρτιση τους η επιμήκυνση τους οφείλεται όχι μόνο στην ελαστική παραμόρφωση των συρμάτων που το αποτελούν αλλά και στην σύμπτυξη των μεταξύ τους κενών. Επίσης ένα καλώδιο υπό κλίση μπορεί κατά την αρχική του φόρτιση εάν αυτή είναι μικρή, να έχει μία βύθιση λόγω του ίδιου του βάρους, η οποία βύθιση με την ανάπτυξη μεγαλύτερων φορτίων εξαφανίζεται και το καλώδιο τείνει να γίνει ευθύγραμμο και επιμηκύνεται. Για τους πιο πάνω λόγους απαιτείται ειδική διαδικασία για την εύρεση του μέτρου ελαστικότητας των καλωδίων.

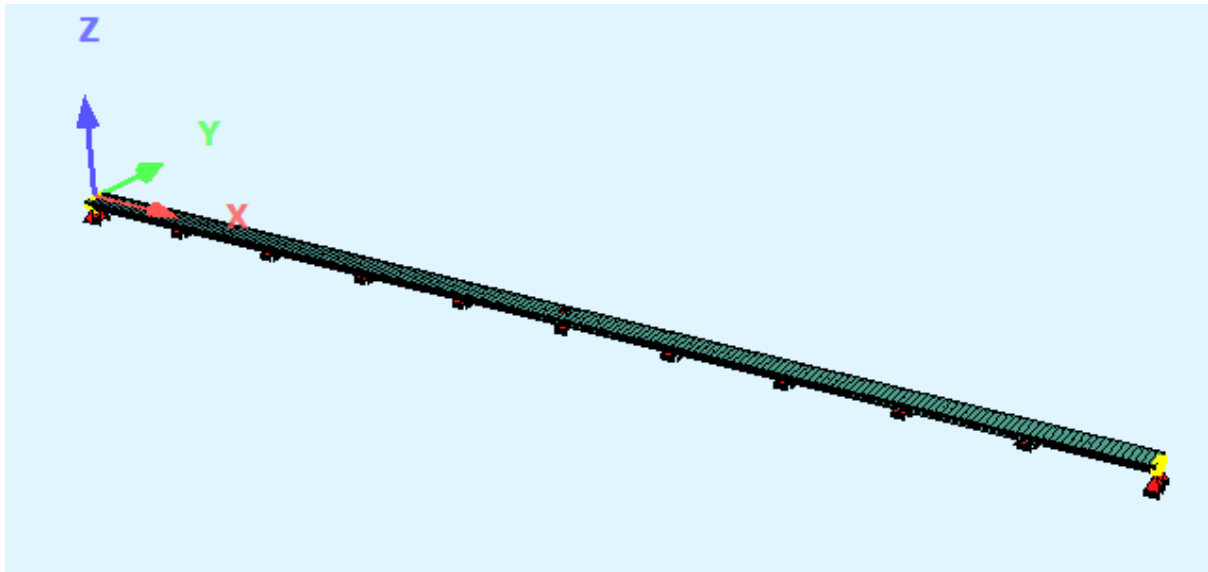


Σχήμα 7.1: Όψη της πεζογέφυρας με αριθμημένα καλώδια

7.2 Δύναμη προέντασης

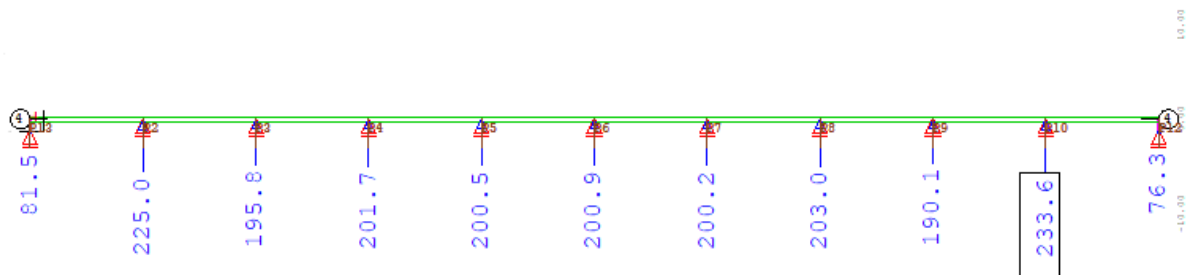
Στα καλώδια θα εφαρμοστεί προένταση. Σκοπός της δύναμης προέντασης είναι η δημιουργία ενός αντίβελους στο κατάστρωμα ώστε το βέλος του από τα φορτία σε οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας να είναι μέσα στα επιτρεπόμενα πλαίσια. Για να ορίσουμε την δύναμη προέντασης ακολουθείται η εξής διαδικασία:

- Σχεδιάζεται ένας νέος φορέας χωρίς πυλώνες και καλώδια, στον οποίο συμμετέχει μόνο το κατάστρωμα της διατομής. Στα σημεία που τα καλώδια συνδέονταν με το κατάστρωμα τοποθετούνται στηρίξεις οι οποίες δεσμεύουν την κατακόρυφη μετακίνηση. Στην περίπτωση μας τοποθετήθηκε μία στήριξη στο μέσο τους καταστρώματος για κάθε ζεύγος καλωδίων λόγω συμμετρίας. Τοποθετήθηκαν συνολικά 6 στηρίξεις αυτού του είδους.



Σχήμα 7.2: Φορέας για εύρεση προέντασης καλωδίων

- Στην συνέχεια ο εικονιζόμενος φορέας φορτίζεται με τον συνδυασμό 1,0G+1,0Q. Για την φόρτιση αυτή προκύπτουν οι ακόλουθες αντιδράσεις στις στηρίξεις:



Σχήμα 7.3: Οι αντιδράσεις στις στηρίξεις σε φόρτιση 1.0G+1.0Q

- Η δύναμη προέντασης των καλωδίων θέλουμε να είναι τόση ώστε η κατακόρυφη συνιστώσα να είναι ίση με την δύναμη στις στηρίξεις που τοποθετήσαμε.

Έχουμε:

Για τα καλώδια 1,2 και 15,16:

$(225\text{kN})/2 = 112,5\text{kN}$ (κάθε στήριξη αντιστοιχεί σε 2 καλώδια).

Για τα καλώδια 1,2 και 15,16 η κλίση ως προς τον πυλώνα είναι ίση με $\theta=14^\circ$

$$\Rightarrow \sin\theta = \frac{112,5\text{kN}}{x} \Rightarrow x = 465\text{kN}$$

Για τα καλώδια 3,4 και 13,14:

$(196\text{kN})/2 = 98\text{kN}$ (κάθε στήριξη αντιστοιχεί σε 2 καλώδια).

Για τα καλώδια 3,4 και 13,14 η κλίση ως προς τον πυλώνα είναι ίση με $\theta=18,4^\circ$

$$\Rightarrow \sin\theta = \frac{98\text{kN}}{x} \Rightarrow x = 310\text{kN}$$

Για τα καλώδια 5,6 και 11,12:

$(202\text{kN})/2 = 101\text{kN}$ (κάθε στήριξη αντιστοιχεί σε 2 καλώδια).

Για τα καλώδια 5,6 και 11,12 η κλίση ως προς τον πυλώνα είναι ίση με $\theta=26,5^\circ$

$$\Rightarrow \sin\theta = \frac{101kN}{x} \Rightarrow x = 226kN$$

Για τα καλώδια 7,8 και 9,10:

(200kN)/2 = 100kN (κάθε στήριξη αντιστοιχεί σε 2 καλώδια).




Για τα καλώδια 7,8 και 9,10 η κλίση ως προς τον πυλώνα είναι ίση με $\theta=45^\circ$




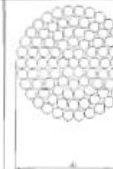
$$\Rightarrow \sin\theta = \frac{100kN}{x} \Rightarrow x = 141kN$$





7.3 Διάμετρος καλωδίων

Αρχικά επιλέγεται ο τύπος καλωδίου που θα χρησιμοποιηθεί από τους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας 7.1: Διατομές καλωδίων και μέτρα ελαστικότητας E από EN-1993-1-11:2006

Fully locked coil rope				
				
Construction	1 layer Z-wires	2 layer Z-wires	≥ 3 layer Z-wires	
Diameter d_c [mm]	20 to 40	25 to 50	40 to 180	
Tolerance for d_c	+5%	+5%	+5%	
Nominal metallic area factor C	0,636	0,660	0,700	
Breaking force factor K	0,585	0,607	0,643	
NOTE: Nominal metallic area factor and breaking force factor acc. EN 12385-2.				

Spiral strand rope				
				
Construction	1 x 19	1 x 37	1 x 61	1 x 91
Diameter d_c [mm]	3 to 14	6 to 36	20 to 40	30 to 52
Strand	1	1	1	1
Wire per strand	19	37	61	91
Outer wire per strand	12	18	24	30
Nominal metallic area factor C	0,6	0,59	0,58	0,58
Breaking force factor K	0,525	0,52	0,51	0,51

Strand rope				
				
Construction	6 x 19 - CF	6 x 19 - CWS	6 x 36WS - CF	6 x 36 WS - CWR
Diameter d_c [mm]	6 to 40	6 to 40	6 to 40	6 to 40
Strand	6	6	6	6
Wire per strand	18	18	36	36
Outer wire per strand	12	12	14	14
Nominal metallic area factor C	0,357	0,414	0,393	0,455
Breaking force factor K	0,307	0,332	0,329	0,355

Επιλέγεται τύπος fully locked coil ropes της εταιρείας PFEIFER.
 Η διάμετρος καλωδίων προκύπτει από την ακόλουθη απαίτηση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα για έλεγχο στην Ο.Κ.Α. :

$$F_{Rd} = \min\left(\frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R}\right) \quad (7.1)$$

όπου

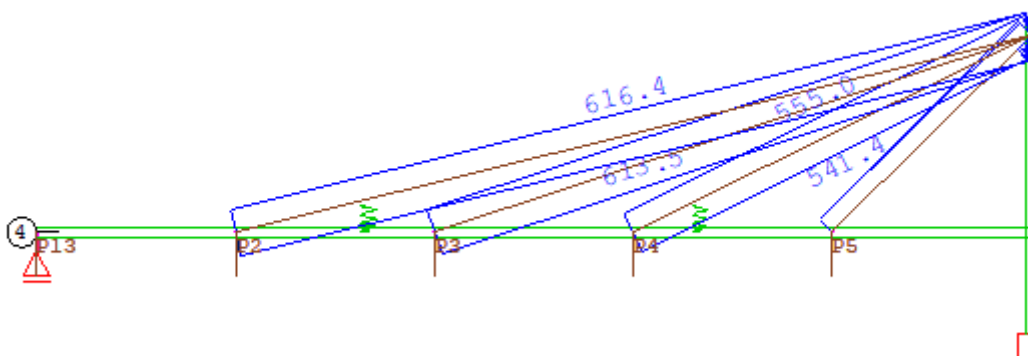
F_{uk} είναι η χαρακτηριστική αντοχή καλωδίου (ο κατασκευαστής αυτή δίνει ως κρίσιμη)

F_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της εγγυημένης αντοχής

γ_R είναι μερικός συντελεστής, λαμβάνεται ίσος με μονάδα

Πίνακας 7.2: Χαρακτηριστικά καλωδίων full-locked της Pfeifer.

Größe size	Charakt. Bruchkraft charact. breaking load $Z_{B,k}$ DIN 18800* kN	Grenzzugkraft limit tension $Z_{R,d}$ DIN 18800 kN	Metall. Querschnitt metallic cross section ca./approx. mm ²	Gewicht weight ca./approx. kg/m	Konstruktion construction **	Seil-Neendurchmesser nomín. strand díá. d_s mm
PV 40	405	245	281	2,4	VVS-1	21
PV 60	621	376	430	3,6	VVS-1	26
PV 90	916	555	634	5,3	VVS-2	31
PV 115	1170	709	808	6,8	VVS-2	35
PV 150	1520	921	1060	8,9	VVS-2	40
PV 195	1930	1170	1340	11,2	VVS-2	45
PV 240	2380	1442	1650	13,8	VVS-2	50
PV 300	3020	1830	2090	17,2	VVS-3	55
PV 360	3590	2176	2490	20,5	VVS-3	60
PV 420	4220	2558	2920	24,1	VVS-3	65
PV 490	4890	2964	3390	27,9	VVS-3	70
PV 560	5620	3406	3890	32,1	VVS-3	75
PV 640	6390	3873	4420	36,4	VVS-3	80
PV 720	7210	4370	4990	41,1	VVS-3	85
PV 810	8090	4903	5600	46,2	VVS-3	90
PV 910	9110	5521	6310	52,0	VVS-3	95



Σχήμα 7.4: Μέγιστες αξονικές τάσεις καλωδίων σε ΟΚΑ.

- Καλώδια 1,2,3,4,13,14,15,16:
Επιλέγονται καλώδια PV115 διαμέτρου 35mm με $F_{uk} = 1170\text{kN}$ και $F_{kyR} = 709\text{kN}$

$$F_{Rd} = \min\left(\frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R}\right) = \min\left(\frac{1170}{1,5}; \frac{709}{1}\right) = 709\text{kN} > N_{ed}$$

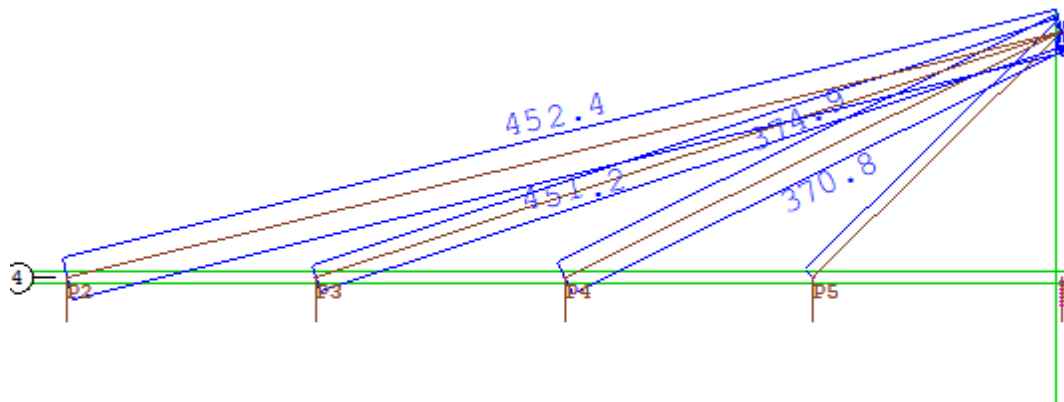
- Καλώδια 5,6,7,8,9,10,11,12:
Επιλέγονται καλώδια PV90 διαμέτρου 31mm με $F_{uk} = 916\text{kN}$ και $F_{kyR} = 555\text{kN}$

$$F_{Rd} = \min\left(\frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R}\right) = \min\left(\frac{916}{1,5}; \frac{555}{1}\right) = 555\text{kN} > N_{ed}$$

7.4 Περιορισμός τάσεων καλωδίων

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-11 πρέπει να ισχύει το ακόλουθο:

$$f_{SLS} \leq 0.45 \cdot f_{uk} \quad (7.2)$$



εξ

Σχήμα 7.5: Μέγιστες αξονικές σε ΟΚΛ

οπότε:

- $f_{SLS} \leq 0.45 \cdot f_{uk} = 452\text{kN} < 0,45 \cdot 1170 = 526\text{kN}$
- $f_{SLS} \leq 0.45 \cdot f_{uk} = 375\text{kN} < 0,45 \cdot 916 = 412\text{kN}$

Οι περιορισμοί ικανοποιούνται.

7.5 Εύρεση ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας καλωδίων E_{eq}

Τα καλώδια παρουσιάζουν μη-γραμμική συμπεριφορά για τους λόγους που επεξηγήθηκαν προηγουμένως. Αυτό έχει ως συνέπεια να απαιτείται η εύρεση ενός ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας σύμφωνα με την εξίσωση 7.2 του κανονισμού:

$$E_{eq} = \frac{E_0}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot l^2 \cdot E}{12\sigma^3}} \quad (7.3)$$

όπου:

E_0 είναι το θεωρητικό μέτρο ελαστικότητας του ευθύγραμμου καλωδίου ίσο με 160GPa

γ είναι το ειδικό βάρος του καλωδίου (0.83×10^{-4} kN/m/mm²)

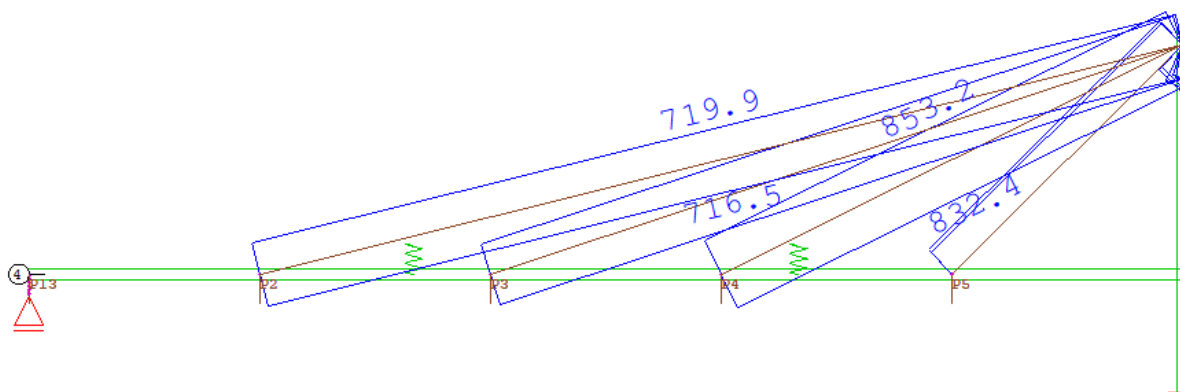
l είναι η οριζόντια προβολή του καλωδίου

σ είναι η εφελκυστική τάση του καλωδίου

Πίνακας 7.3: Μέτρο ελαστικότητας E_0 ανάλογα με τον τύπο καλωδίου

	High strength tension component	E_0 [kN/mm ²]	
		steel wires	stainless steel wires
1	Spiral strand ropes	150 ± 10	130 ± 10
2	Fully locked coil ropes	160 ± 10	–
3	Strand wire ropes with CWR	100 ± 10	90 ± 10
4	Strand wire ropes with CF	80 ± 10	–
5	Bundle of parallel wires	205 ± 5	–
6	Bundle of parallel strands	195 ± 5	–

Αρχικά θα βρεθεί η μέγιστη τάση που ασκείται στα καλώδια. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η δυσμενέστερη αξονική φόρτιση σε ΟΚΑ.



Σχήμα 7.6: Μέγιστες τάσεις στα καλώδια σε ΟΚΑ

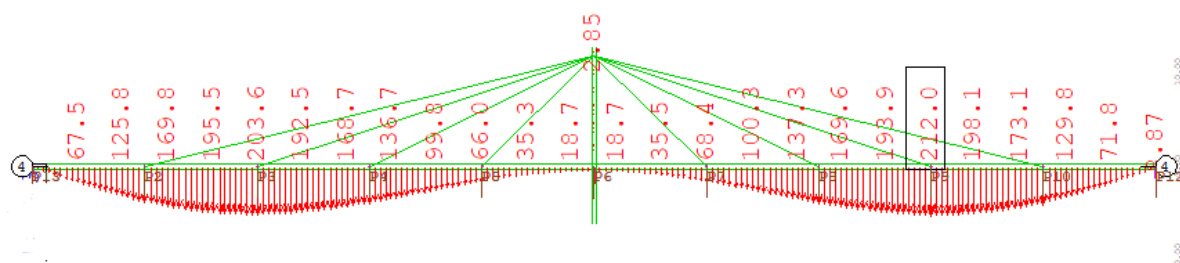
Πίνακας 7.2: Τάσεις σε ΟΚΑ και οριζόντια προβολή καλωδίων

	Καλώδια 1,2 και 15,16	Καλώδια 3,4 και 13,14	Καλώδια 5,6 και 11,12	Καλώδια 7,8 και 9,10
$\sigma(\text{MPa})$	720	717	853	832
$L(\text{m})$	48	36	24	12
$E_{eq}(\text{GPa})$	160	160	160	160

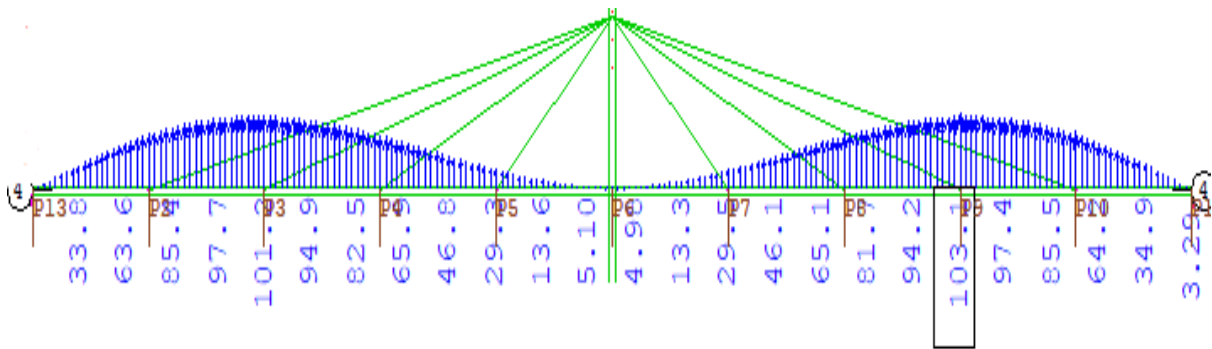
Όπως προέκυψε από τους υπολογισμούς δεν χρειάζεται απομείωση του μέτρου ελαστικότητας των καλωδίων.

7.6 Βέλη και αντίβηλη σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

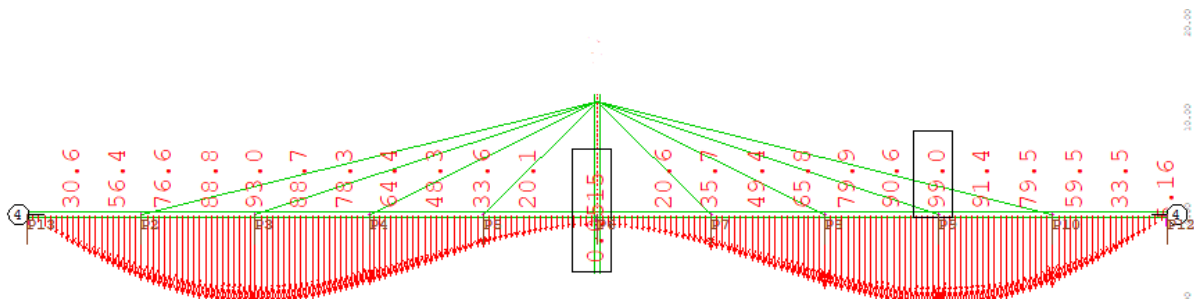
Παρουσιάζονται τα βέλη από μόνιμα φορτία, από κινητά και από προένταση. Επίσης παρουσιάζονται οι δυσμενέστερες μετακινήσεις για ΟΚΛ και πραγματοποιείται ο αντίστοιχος έλεγχος.



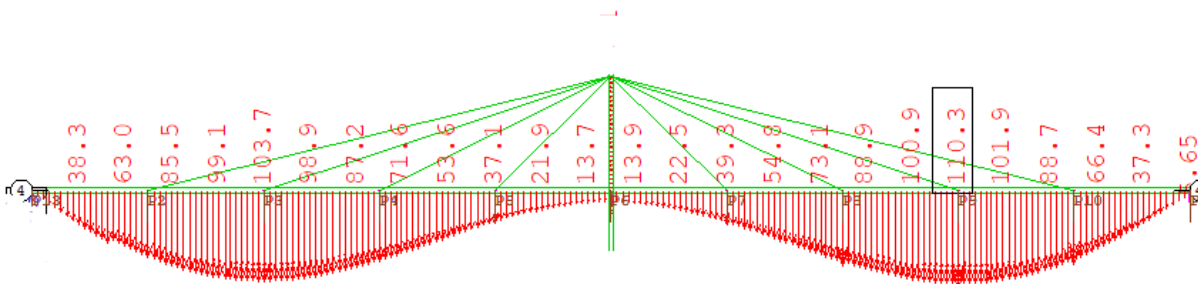
Σχήμα 7.7: Βέλος για φόρτιση 1.0G + 1.0Q



Σχήμα 7.8: Αντίβελος για φόρτιση 1.0P



Σχήμα 7.9: Μετακινήσεις για τον συνδυασμό 1.0G+1.0Q+1.0P



Σχήμα 7.10: Δυσμενέστερες μετακινήσεις σε ΟΚΛ για τον συνδυασμό 1.0G+1.0Q+1.0P+0,6T

Το μέγιστο βέλος σε ΟΚΛ είναι 110,3mm που αντιστοιχεί σε $L/525$, όπου το $L=60m$. Η τιμή είναι αποδεκτή.

8 ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

8.1 Εισαγωγή

Στην κατασκευή φορέων όπως οι γέφυρες είναι πολύ σημαντικό να λαμβάνεται υπόψιν και να σχεδιάζεται σωστά η φάση κατασκευής. Η γέφυρα κατά την διάρκεια της κατασκευής της δέχεται αρκετές αλλαγές στα φορτία που ασκούνται σε αυτή αλλά και στο στατικό σύστημα πολλές φορές. Επίσης αν και έχουν γίνει υπολογισμοί για τα εντατικά μεγέθη και τις τάσεις του φορέα σε οριακή κατάσταση αστοχίας, κατά τις φάσεις να έχουμε διαφορετικές και ενδέχεται μεγαλύτερες τάσεις από αυτές που υπολογίστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια.

Για τους προαναφερθέντες λόγους απαιτείται μια ενδελεχής ανάλυση βήμα-βήμα όλων των φάσεων κατασκευής με τα κατάλληλα φορτία και στατικό σύστημα ώστε να προσδιοριστούν και να ελεγχθούν οι τάσεις στον φορέα.

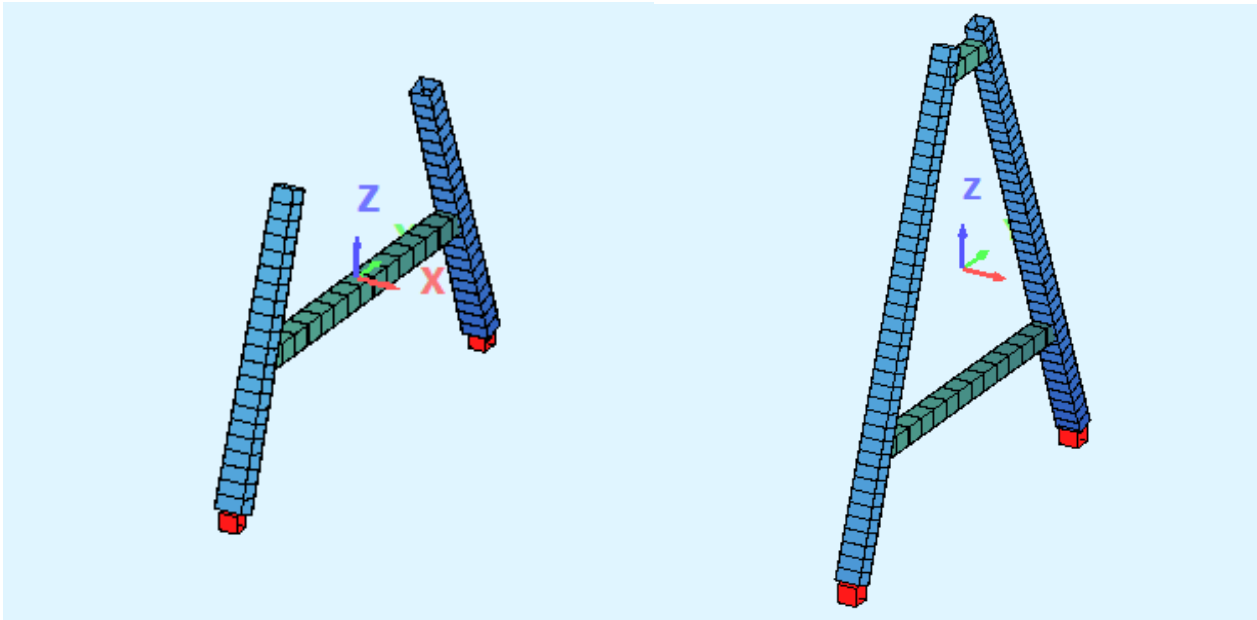
Η ανάλυση έγινε μέσω ενός υποπρογράμματος του Sofistik, το Construction Stage Manager (CSM), στο οποίο δίνεται η δυνατότητα σε κάθε στάδιο να ορίζονται ποια μέρη του φορέα και στηρίξεις είναι ενεργά και τα αντίστοιχα φορτία.

8.2 Φάσεις ανέγερσης

Μελετήθηκαν τα στάδια κατασκευής και οι αντίστοιχες τάσεις σε κάθε στάδιο. Ο φορέας είναι μήκους 120 μέτρων και η συναρμολόγηση του θα γίνει στο εργοστάσιο. Επίσης οι πλάκες σκυροδέματος είναι προκατασκευασμένες. Αρχικά μεταφέρεται το μεταλλικό μέρος του καταστρώματος σε 12 κομμάτια 10 μέτρων αφού η μεταφορά ολόκληρου του καταστρώματος είναι αδύνατη. Απαραίτητη κρίθηκε η χρήση προσωρινών στηρίξεων οι οποίες για περιορισμένο διάστημα θα εμποδίζουν την κυκλοφορία του οδικού δικτύου κάτω από την γέφυρα. Τα μεταλλικά κομμάτια του καταστρώματος θα συγκολλούνται στο εργοτάξιο ανά 2 και στην συνέχεια θα ανυψώνονται και θα τοποθετούνται στις προσωρινές στηρίξεις και θα συγκολλούνται με τα διπλανά κομμάτια. Οι πυλώνες μήκους 22 μέτρων επίσης θα μεταφερθούν σε 2 μέρη. Η συγκόλληση των κομματιών της διατομής καταστρώματος και πυλώνων θα γίνει στο εργοτάξιο. Μετά την τοποθέτηση και συγκόλληση του καταστρώματος προστέθηκαν η προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος. Ακολούθως τοποθετήθηκαν τα καλώδια προέντασης.

8.2.1 Φάση 1^η: Ανέγερση πυλώνων

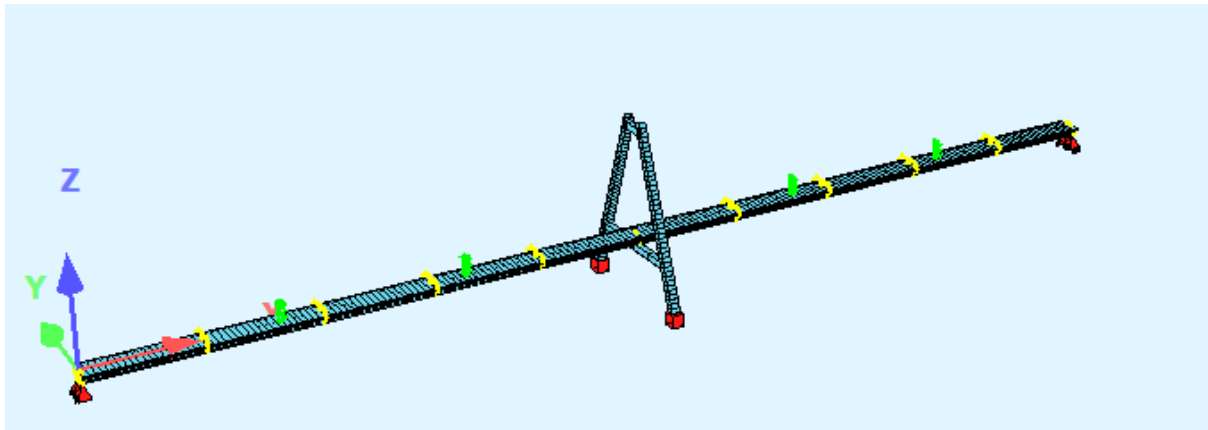
Οι δύο πυλώνες έχουν μήκος 22 μέτρων. Επίσης συνδέονται μεταξύ τους μέσω δύο δοκών μιας κάτω και μιας πάνω. Οι πυλώνες μεταφέρονται και συγκολλούνται στο εργοτάξιο σε 4 κομμάτια των 11 μέτρων. Η ανέγερση θα γίνει σε 2 φάσεις όπως παρουσιάζονται στα ακόλουθα σχήματα.



Σχήμα 8.1: 1^η φάση κατασκευής: Ανέγερση πυλώνων σε 2 φάσεις

8.2.2 Φάση κατασκευής 2^η: Κατασκευή καταστρώματος

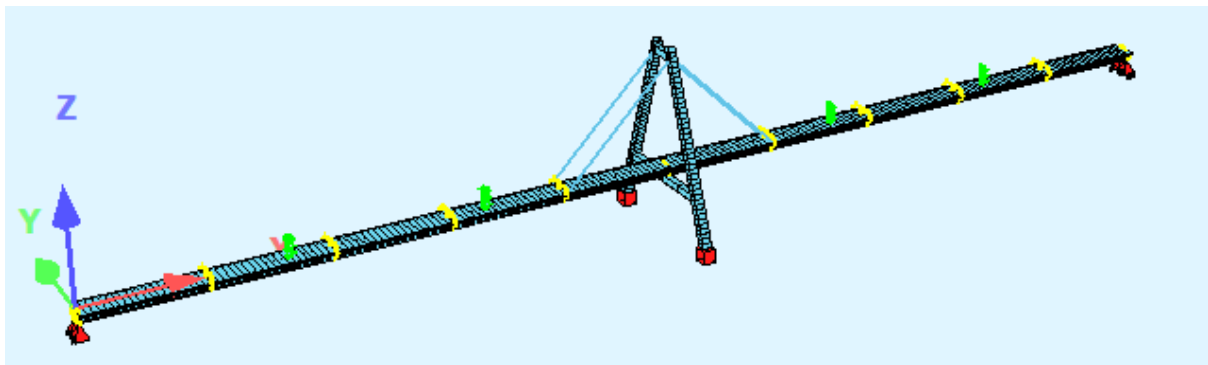
Όπως έχει προαναφερθεί τα χαλύβδινα κομμάτια του καταστρώματος θα μεταφερθούν στο εργοτάξιο σε κομμάτια των 10 μέτρων. Ακολούθως θα συγκολλούνται ανά δύο κομμάτια και στην συνέχεια με την χρήση γερανού θα τοποθετούνται στην θέση τους στηριζόμενα στις προσωρινές στηρίξεις. Οι προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος μεταφέρονται, ανυψώνονται και τοποθετούνται σε κομμάτια ενός μέτρου. Τα κομμάτια αυτά θα είναι οπλισμένα και θα έχουν ενσωματωμένες υποδοχές για τα τον οπλισμό των διπλανών πλακών και για ήλους. Επίσης θα τοποθετούνται με μικρό διάκενο μεταξύ τους ώστε στο κενό να είναι οι διατμητικοί ήλοι. Στο κενό αυτό θα χυθεί σκυρόδεμα και σε συνδυασμό με την χρήση ρητίνης στα άκρα των προκατασκευασμένων πλακών θα εξασφαλίζουν την συνοχή μεταξύ των συνεχόμενων πλακών. Όταν η σύνδεση πλακών-δοκού ολοκληρωθεί η διατομή πλέον δρα ως σύμμικτη.



Σχήμα 8.2: Φάση κατασκευής 2η: Κατασκευή κατὰστρώματος

8.2.3 Φάση κατασκευής 3^η: Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 7,8,9,10

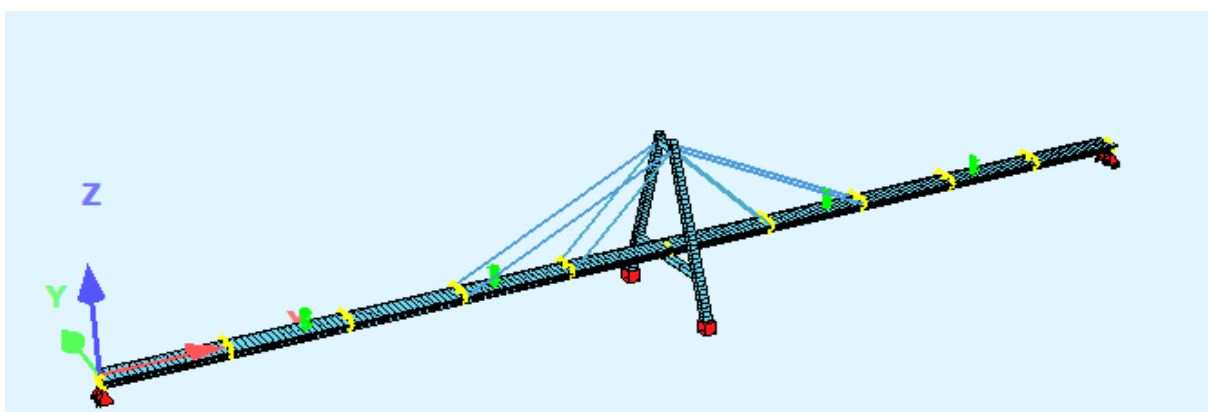
Το κατὰστρωμα είναι ολοκληρωμένο και πλέον τοποθετούνται τα πρώτα 4 καλώδια σε αυτό.



Σχήμα 8.3: Φάση κατασκευής 3η: Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 7,8,9,10

8.2.4 Φάση 4^η: Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 5,6,11,12

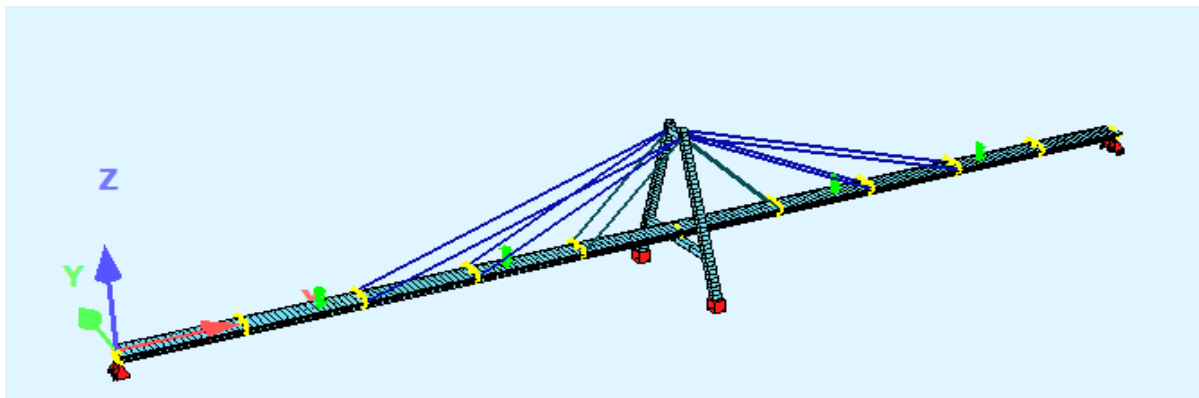
Τοποθετούνται και προεντείνονται τα καλώδια 5,6,11,12.



Σχήμα 8.4: Φάση 4η: Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 5,6,11,12

8.2.5 Φάση 5^η: Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 3,4,13,14

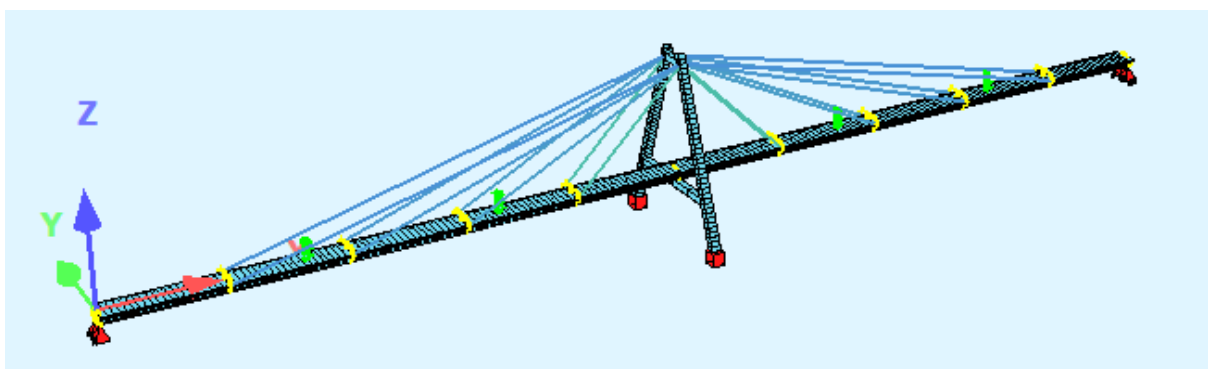
Τοποθετούνται και προεντείνονται τα καλώδια 3,4,13,14.



Σχήμα 8.5: Φάση 5η: Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 3,4,13,14

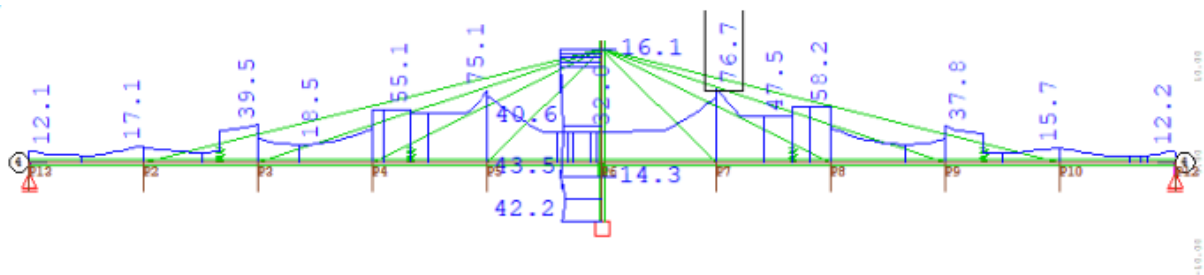
8.2.6 Φάση 6^η: Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 1,2,15,16

Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 1,2,15,16 και αφαίρεση των προσωρινών στηρίξεων.



Σχήμα 8.5: Φάση 6η: Τοποθέτηση και προένταση καλωδίων 1,2,15,16

Παρουσιάζεται παρακάτω το διάγραμμα μέγιστων τάσεων Von Mises για όλες τις φάσεις κατασκευής. Όπως φαίνεται οι επιτρεπόμενες τάσεις δεν υπερβαίνονται.



Σχήμα 8.6: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises για όλες τις φάσεις κατασκευής

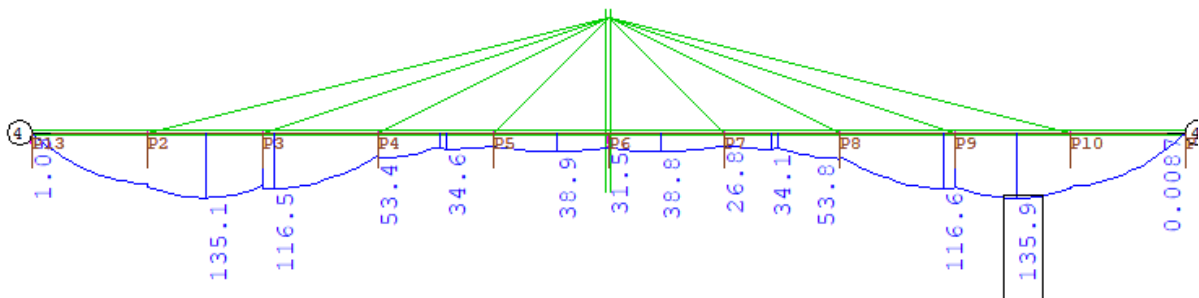
9 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ-ΕΛΕΓΧΟΙ

9.1 Εισαγωγή

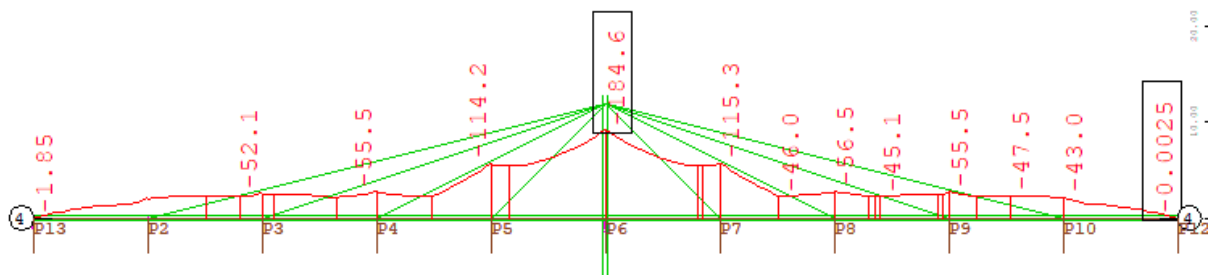
Με την ολοκλήρωση των φάσεων κατασκευής γίνεται η ανάλυση του φορέα με τα τελικά του φορτία. Η ανάλυση που έγινε είναι γραμμική, δηλαδή για απαραμόρφωτο φορέα χωρίς φαινόμενα 2ας τάξεως αφού οι τάσεις στις παραμορφωμένες διατομές δεν ανακατανέμονται.

9.2 Τάσεις σε ΟΚΑ

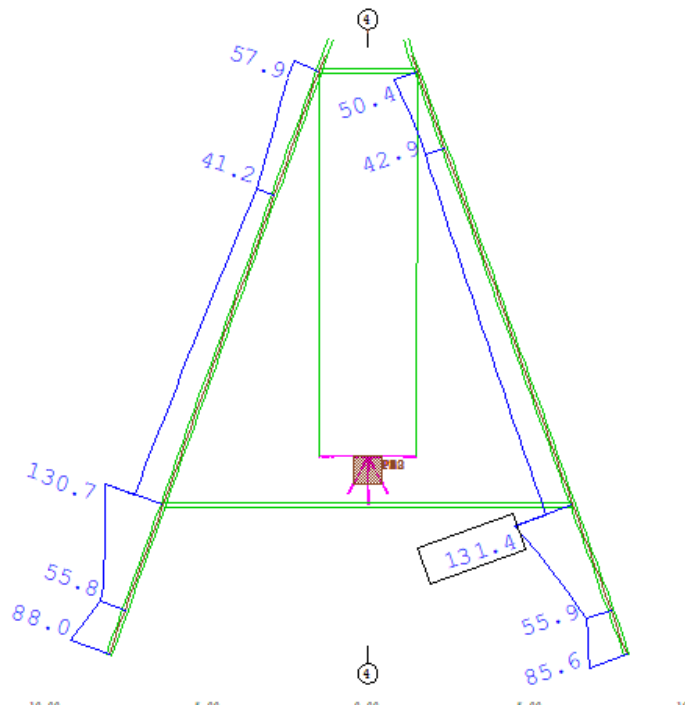
Παρουσιάζονται παρακάτω οι μέγιστες τάσεις που προέκυψαν κατά την ανάλυση για κάθε μέρος του φορέα και γίνεται έλεγχος αν είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.



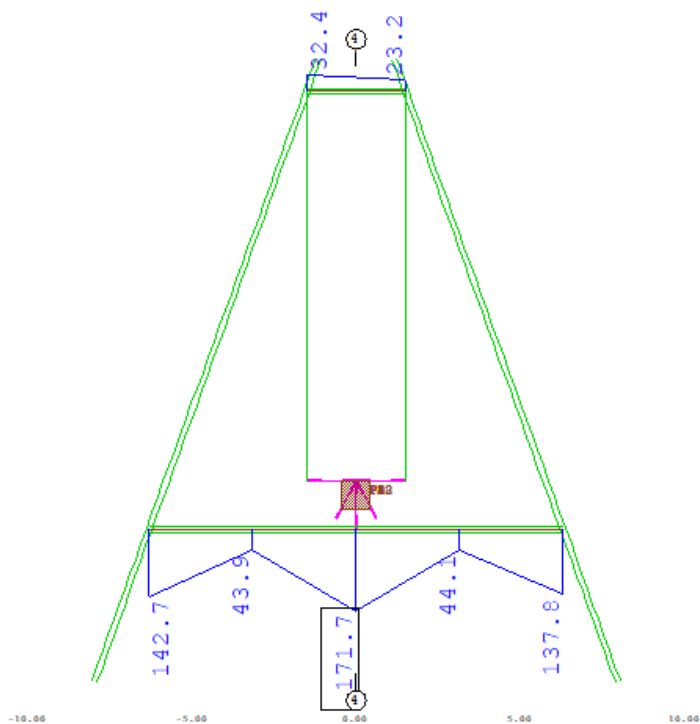
Σχήμα 9.1: Περιβάλλουσα εφελκυστικών τάσεων στο κατάστρωμα



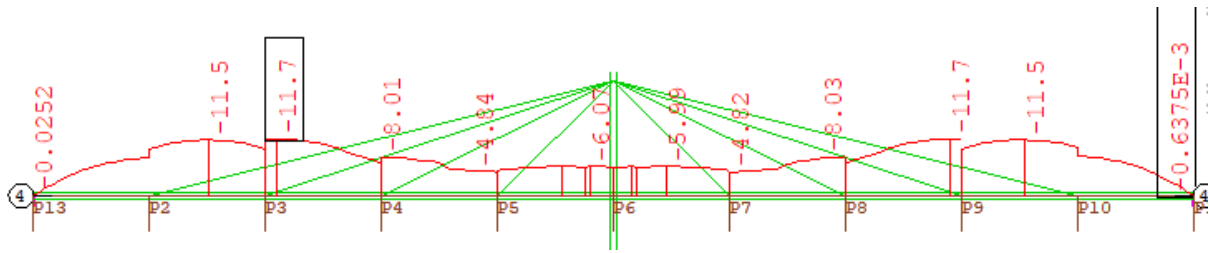
Σχήμα 9.2: Περιβάλλουσα θλιπτικών τάσεων στο κατάστρωμα



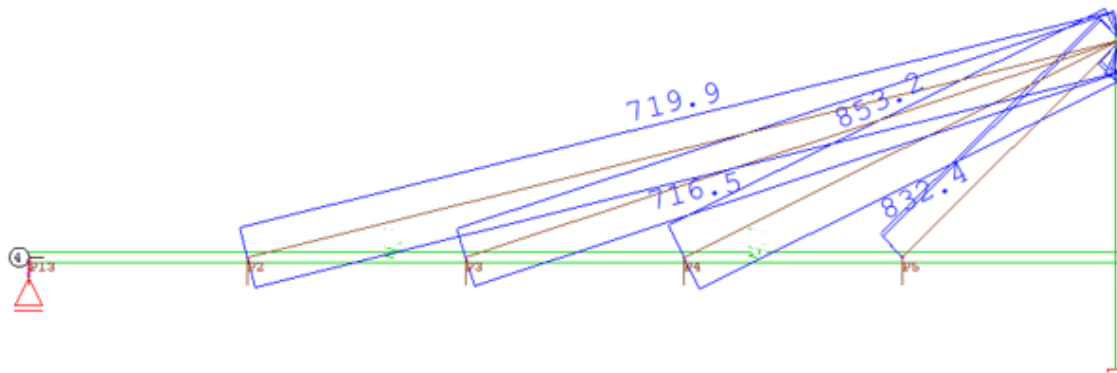
Σχήμα 9.3: Περιβάλλουσα τάσεων στους πυλώνες



Σχήμα 9.3: Περιβάλλουσα τάσεων στις συνδετήριες δοκούς



Σχήμα 9.4: Περιβάλλουσα θλιπτικών τάσεων στο σκυρόδεμα



Σχήμα 9.5: Μέγιστες τάσεις καλωδίων

Έλεγχος τάσεων χάλυβα:

$$\sigma_{Ed,max} = 184,6MPa \leq \sigma_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,0}} = \frac{355}{1,0}$$

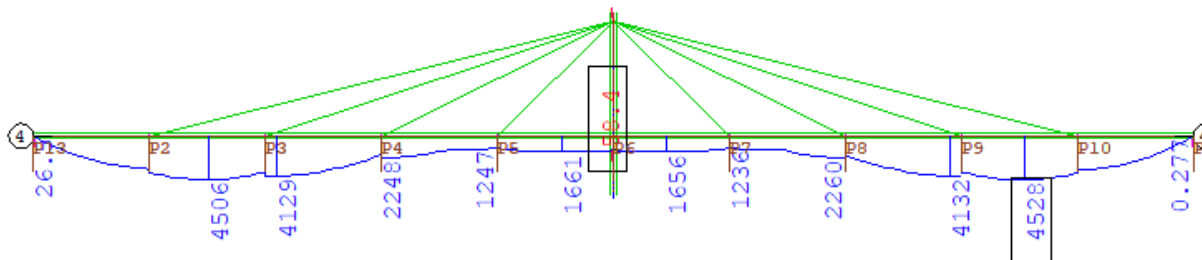
Έλεγχος τάσεων σκυροδέματος:

$$\sigma_{Ed,max} = 11,7MPa \leq \sigma_{Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{M,0}} = \frac{35}{1,5} = 23,33MPa$$

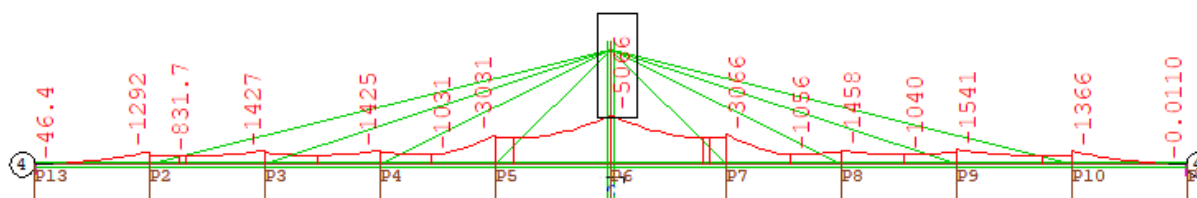
Επομένως ο φορέας συνολικά επαρκεί στην παραλαβή των φορτίων.

9.3 Εντατικά μεγέθη σε ΟΚΑ

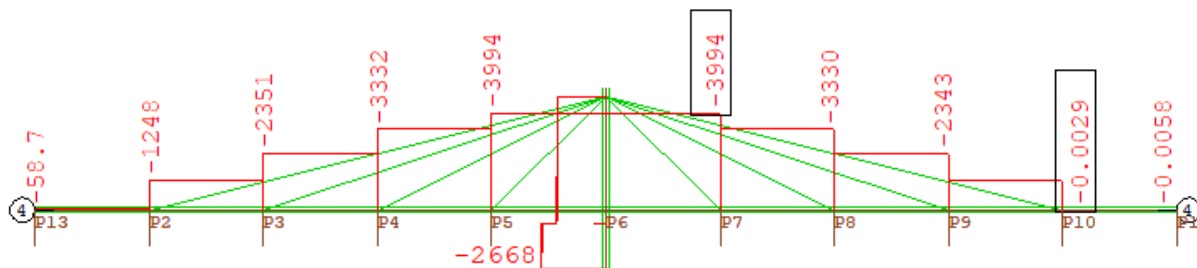
Παρουσιάζονται παρακάτω οι περιβάλλουσες, μέγιστες και ελάχιστες, των εντατικών μεγεθών σε ΟΚΑ



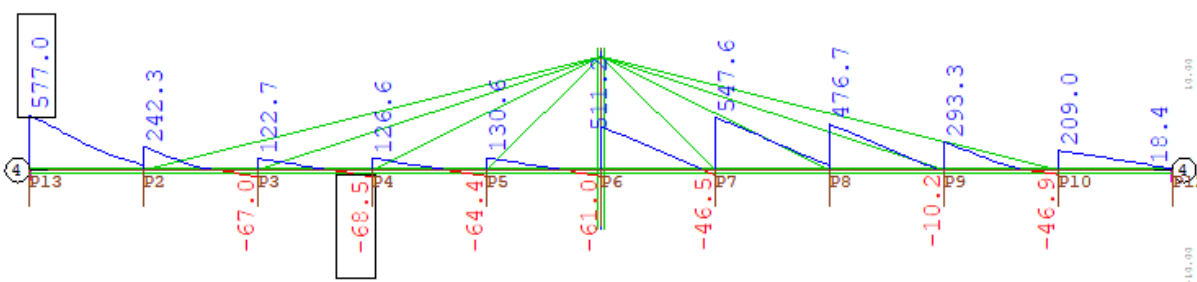
Σχήμα 9.6: Περιβάλλουσα μέγιστων εφελκυστικών ροπών



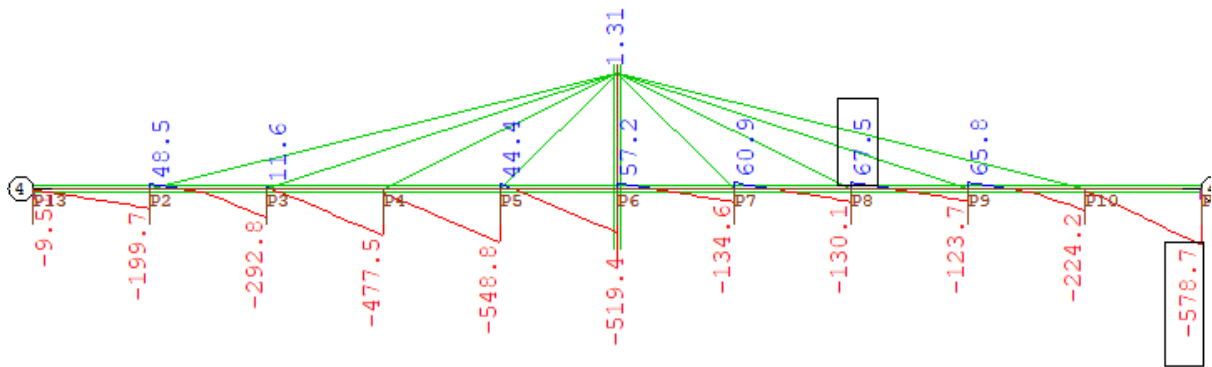
Σχήμα 9.7: Περιβάλλουσα μέγιστων θλιπτικών ροπών



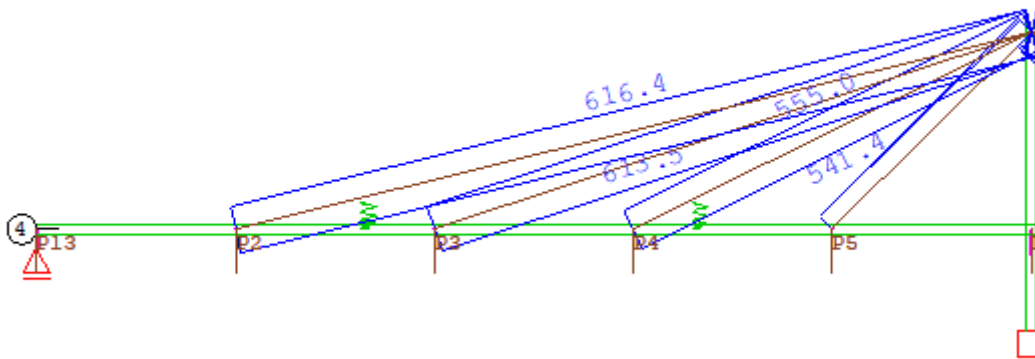
Σχήμα 9.7: Μέγιστες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις



Σχήμα 9.8: Περιβάλλουσα μέγιστων διατμητικών δυνάμεων



Σχήμα 9.9: Περιβάλλουσα μέγιστων διατμητικών δυνάμεων



Σχήμα 9.10: Μέγιστες αξονικές δυνάμεις καλωδίων

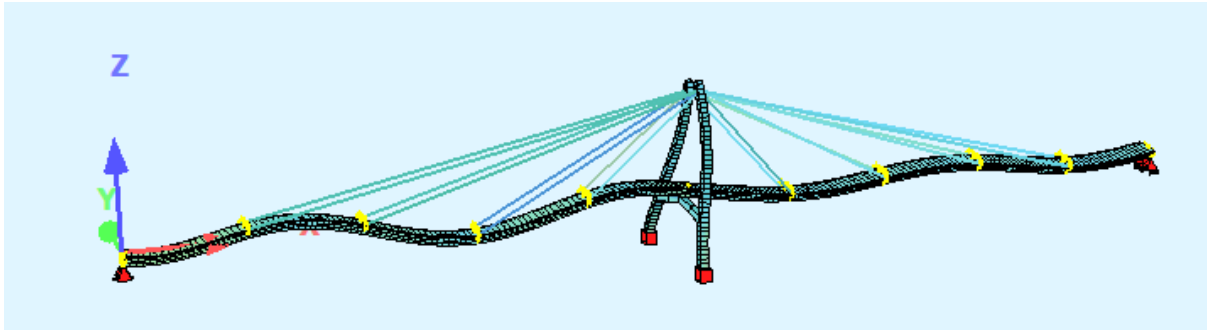
9.4 Σεισμική ανάλυση

Ο σεισμικός συνδυασμός έγινε με τις παράμετρος που επεξηγήθηκαν στο κεφάλαιο Δράσεις.

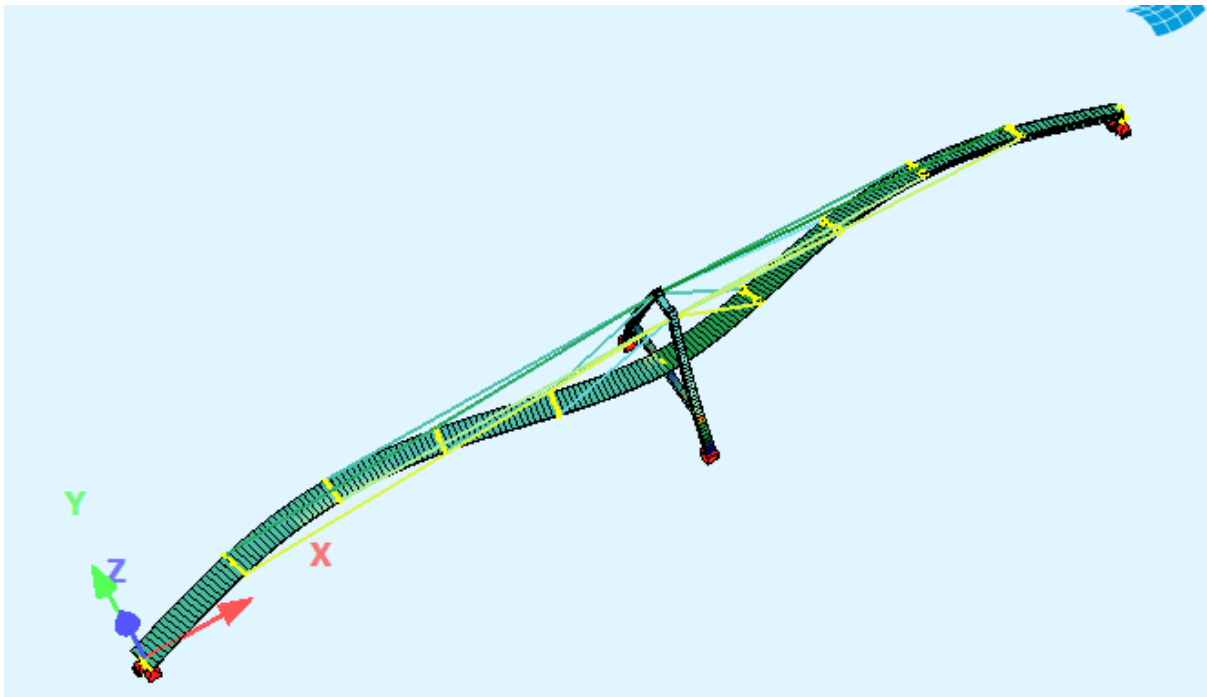
Πίνακας 9.1: Ιδιομορφές και ποσοστό ενεργοποίησης της μάζας για κάθε διεύθυνση

No.	LC	λ [rad2/sec2]	error [-]	ω [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	ξ [%]	Meff		
								X[%]	Y[%]	Z[%]
1	801	2.9324E+01	0.0E+00	5.415	0.862	1.160	2.000	0.3	0.0	0.0
2	802	7.8250E+01	0.0E+00	8.846	1.408	0.710	2.000	0.3	0.0	0.4
3	803	9.2673E+01	0.0E+00	9.627	1.532	0.653	2.000	0.5	0.0	66.3
4	804	1.6956E+02	0.0E+00	13.022	2.072	0.483	2.000	0.4	74.6	0.0
5	805	3.7250E+02	0.0E+00	19.300	3.072	0.326	2.000	1.8	0.2	0.0
6	806	4.4944E+02	0.0E+00	21.200	3.374	0.296	2.000	2.2	0.2	2.8
7	807	5.2523E+02	0.0E+00	22.918	3.648	0.274	2.000	0.3	0.5	2.8
8	808	1.1627E+03	0.0E+00	34.098	5.427	0.184	2.000	14.9	1.2	4.3
9	809	1.2523E+03	0.0E+00	35.388	5.632	0.178	2.000	0.7	0.2	8.9
10	810	1.3892E+03	0.0E+00	37.272	5.932	0.169	2.000	4.0	1.9	0.5
11	811	1.4556E+03	0.0E+00	38.153	6.072	0.165	2.000	2.6	2.6	1.1
12	812	2.0664E+03	0.0E+00	45.458	7.235	0.138	2.000	50.4	0.3	0.9
13	813	2.5945E+03	0.0E+00	50.936	8.107	0.123	2.000	0.6	6.3	0.0
14	814	3.0610E+03	0.0E+00	55.326	8.805	0.114	2.000	4.6	0.2	0.0
15	815	3.4991E+03	0.0E+00	59.154	9.415	0.106	2.000	0.7	0.1	0.0
16	816	4.1780E+03	0.0E+00	64.637	10.287	0.097	2.000	1.2	0.0	0.0
17	817	4.2511E+03	0.0E+00	65.200	10.377	0.096	2.000	0.9	0.2	0.0
18	818	4.9480E+03	0.0E+00	70.342	11.195	0.089	2.000	0.2	4.6	0.0
19	819	5.6328E+03	0.0E+00	75.052	11.945	0.084	2.000	0.1	0.1	0.0
20	820	6.0947E+03	0.0E+00	78.069	12.425	0.080	2.000	0.1	0.0	0.0
21	821	6.8315E+03	0.0E+00	82.653	13.155	0.076	2.000	0.2	0.0	1.7
22	822	9.1631E+03	0.0E+00	95.724	15.235	0.066	2.000	0.0	0.0	0.0
23	823	9.8551E+03	0.0E+00	99.273	15.800	0.063	2.000	0.0	0.0	0.0
24	824	1.1746E+04	0.0E+00	108.381	17.249	0.058	2.000	0.0	0.2	0.0
25	825	1.2489E+04	0.0E+00	111.753	17.786	0.056	2.000	0.4	0.0	0.0
26	826	1.3053E+04	0.0E+00	114.250	18.184	0.055	2.000	0.1	0.0	0.2
27	827	1.6741E+04	0.0E+00	129.388	20.593	0.049	2.000	1.1	0.0	0.0
28	828	1.6888E+04	5.3E-15	129.953	20.683	0.048	2.000	0.1	0.0	0.0
29	829	1.7122E+04	0.0E+00	130.849	20.825	0.048	2.000	0.1	0.0	0.2
30	830	1.9536E+04	1.0E-13	139.772	22.245	0.045	2.000	0.6	0.1	0.0
31	831	2.0387E+04	5.1E-13	142.784	22.725	0.044	2.000	3.3	0.0	0.0
32	832	2.2115E+04	1.4E-10	148.713	23.668	0.042	2.000	0.0	0.0	0.0
33		2.2338E+04	2.5E-10	149.459	23.787	0.042	$\Sigma(\%)^1$	92.7	93.9	90.2

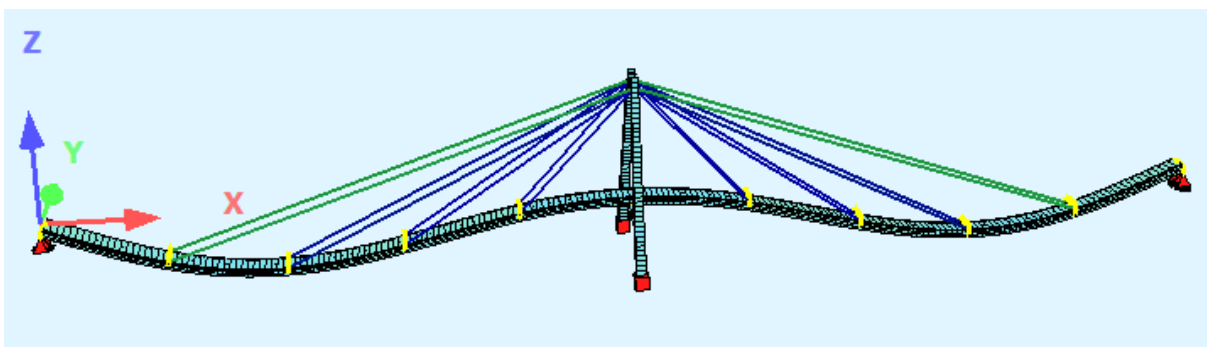
Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα που προέκυψαν κρίσιμη ιδιομορφή είναι για την διεύθυνση X είναι η 12^η ιδιομορφή, για την κατεύθυνση Y η 4^η ιδιομορφή και για την διεύθυνση Z είναι η 3^η. Η ανάλυση έγινε μέχρι να ενεργοποιηθεί το 90% της μάζας σε κάθε διεύθυνση.



Σχήμα 9.11: Θεμελιώδης ιδιομορφή στην διεύθυνση-X (12^{η})



Σχήμα 9.12: Θεμελιώδης ιδιομορφή στην διεύθυνση-Y (4^{η})



Σχήμα 9.12: Θεμελιώδης ιδιομορφή στην διεύθυνση-Z (3^{η})

10 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

10.1 Εισαγωγή

Τα φορτία σε μία κατασκευή διακρίνονται σε στατικά και δυναμικά. Τα δυναμικά φορτία διαφοροποιούνται σε σχέση με τα στατικά στο γεγονός ότι μεταβάλλονται σε μέγεθος και διεύθυνση ανάλογα με τον χρόνο. Επίσης φορτία όπως για παράδειγμα τα φορτία πεζών ή η κυκλοφορία αυτοκινήτων μεταβάλλονται και ως προς το σημείο εφαρμογής.

Στην πραγματικότητα και τα στατικά φορτία έχουν ένα χρόνο εφαρμογής. Η διαφορά τους όμως είναι ότι αυτή η δυναμική τους συμπεριφορά έχει αμελητέα επίδραση διότι ο χρόνος επιβολής τους είναι μεγαλύτερος της ιδιοπεριόδου του φορέα οπότε δεν διεγείρουν ιδιαίτερα τον φορέα.

Με την πάροδο του χρόνου η χρήση βελτιωμένων και πιο σύγχρονων υλικών οδήγησε στην κατασκευή ελαφρύτερων κατασκευών με μικρότερες διατομές, που μπορούν να αναλάβουν αυξημένα στατικά φορτία. Αυτό έχει ως συνέπεια να έχουμε πιο εύκαμπτους φορείς, ευάλωτους σε δυναμικές φορτίσεις.

Για τους πιο πάνω λόγους στο παρών κεφάλαιο εξετάζεται η δυναμική φόρτιση λόγω πεζών για να δούμε εάν η εξαναγκασμένη ταλάντωση που προκαλεί η κίνηση των πεζών στην γέφυρα μπορεί να προκαλέσει εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις εκτός επιτρεπτών ορίων.

10.2 Δυναμική ανάλυση

Μέσω του task του Sofistik Eigenvalues βρίσκουμε την θεμελιώδη κατακόρυφη και οριζόντια ιδιόμορφή:

- Κατά X: 12^η με $f=8,53\text{Hz}$
- Κατά Z: 3^η με $f=1,727\text{Hz}$

10.2.1 Οριζόντια διεύθυνση

Στην οριζόντια διεύθυνση η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα είναι $f=8,53\text{Hz}$. Από τον πίνακα 10.1 φαίνεται ότι η οριζόντια ιδιοσυχνότητα της γέφυρας είναι έξω από το εύρος των πιθανών συχνοτήτων των οριζόντιων φορτίων που προκύπτουν από το βάδισμα των πεζών. Επομένως μπορεί να θεωρηθεί ότι η γέφυρα δεν κινδυνεύει από την ανάπτυξη σημαντικών οριζόντιων μετακινήσεων και επιταχύνσεων που μπορεί να προκαλέσουν συγχρονισμό της κίνησης των πεζών με την γέφυρα.

Πίνακας 10.1: Εύρος συχνοτήτων των οριζόντιων φορτίων που προκύπτουν από βάδισμα

Frequency	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5	Resonance
Range 1							maximum risk
Range 2							medium risk
Range 3							low risk
Range 4							negligible risk

10.2.2 Κατακόρυφη διεύθυνση

Στην κατακόρυφη διεύθυνση η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα είναι $f=1,73\text{Hz}$. Όπως φαίνεται από τον πιο κάτω πίνακα απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση.

Πίνακας 10.2: Εύρος συχνοτήτων των κατακόρυφων φορτίων που προκύπτουν από βάδισμα

Frequency	0	1	1.7	2.1	2.6	5	Resonance
Range 1							maximum risk
Range 2							medium risk
Range 3							low risk
Range 4							negligible risk

Αρχικά πρέπει να προσομοιωθεί το φορτίο πεζών.

Θεωρείται πλήθος πεζών με πυκνότητα $d = 0,8 \frac{\text{persons}}{\text{m}^2}$. Ακολούθως υπολογίζεται ο συνολικός αριθμός των πεζών στο κατάστρωμα:

$$n = d \cdot A = 0,8 \cdot 264 = 212 \text{ persons} \quad (10.1)$$

Υπολογίζεται ο αριθμός ισοδύναμων πεζών:

$$n_{eff} = 10,8 \cdot \sqrt{n \cdot \xi} = 10,8 \cdot \sqrt{212 \cdot 0,02} = 23 \text{ persons} \quad (10.2)$$

όπου

ξ = ο λόγος απόσβεσης ίσος με 2% για γέφυρες με συγκολλητές συνδέσεις.

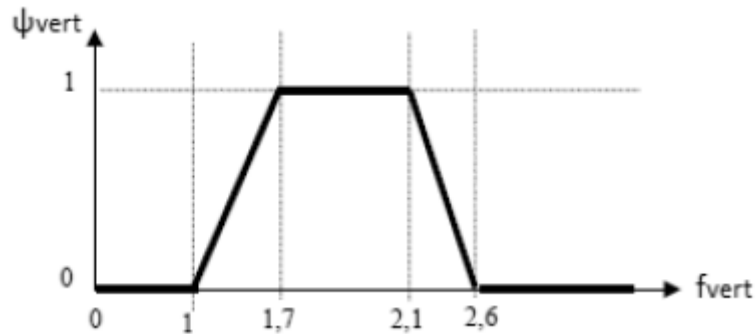
Δηλαδή έχουμε μια ομάδα 23 ατόμων που βαδίζουν με συχνότητα ίση με την κατακόρυφη ιδιοσυχνότητα της πεζογέφυρας.

Τέλος θεωρούμε ένα ισοδύναμο δυναμικό φορτίο ίσο με:

$$p_{vert}(t) = \frac{280n_{eff}}{A} \cdot \cos(2\pi f) \cdot \psi \quad (10.3)$$

όπου το ψ προσδιορίζεται από τον παρακάτω πίνακα:

Σχήμα 10.1: Τιμές ψ συνάρτησή με την κύρια ιδιοσυχνότητα



Προκύπτει $\psi=1$.

$$\text{Άρα } p_{vert}(t) = 0,024 \cos(3,44 \cdot \pi) \frac{kN}{m^2}$$

Οπότε το φορτίο αυτό μπορεί να προσομοιωθεί με περιοδικό με συχνότητα $3,44 \frac{rad}{sec}$ και

μέγιστη τιμή $0,024 \frac{kN}{m^2}$.

Το φορτίο αυτό εισάγεται ως στατικό στο μοντέλο και στην συνέχεια μέσω του text editor μετατρέπουμε το φορτίο σε δυναμικό με τον εξής τρόπο:

```
-PROG SOFILOAD usr:30.1 urs:21.1
LC 30 FACT 1 TYPE NONE
COPY NC 17 FACT 1
FUNC T 0.59 F 1 T1 0 TMIN 0 TMAX 25
END_
-PROG DYNA usr:8 urs:21.2
HEAD 0.8 persons/M^2
echo opt full
PAGE LINE 9999
CTRL OPT styp VAL 0
EIGE 20 TYPE rest LC 2001
MODD D 0.02
STEP N 25000 DT 0.001
LC NC 30 FACT 1
HIST TYPE AZ FROM 1053 LCST 301
HIST TYPE AZ FROM 1054 LCST 302
END
-PROG DYNR usr:5 urs:21.3
HEAD ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ
PAGE LANC 1
HIST LCS 301 TYPE AZ NO1 1053
HIST LCS 302 TYPE AZ NO1 1054
END
```

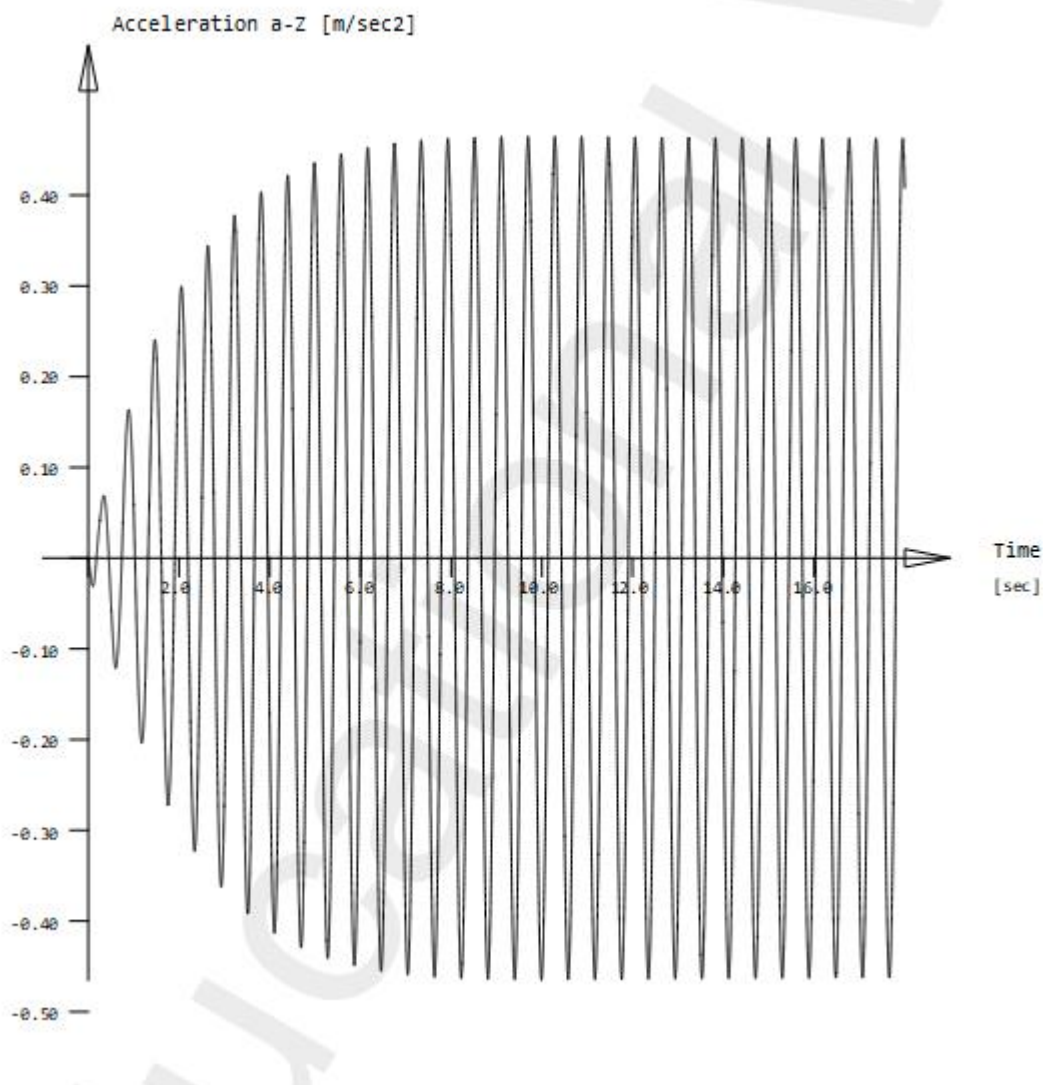
Σχήμα 10.2: Text editor για δυναμική φόρτιση

Αρχικά δημιουργείται στο γραφικό περιβάλλον του Sofistik, το Sofiplus-X μια στατική φόρτιση (Loadcase 17) με φορτίο ίσο με αυτό που υπολογίστηκε πιο πάνω. Επίσης δημιουργούμε μια νέα φόρτιση, την Loadcase 30, στην οποία θα αποθηκευτούν τα αποτελέσματα της δυναμικής φόρτισης που θα προκύψει.

Ακολούθως προσδιορίζεται η ιδιοπερίοδος T της φόρτισης και ορίζεται η διάρκεια της σε 25 δευτερόλεπτα. Μέσω του MODD ορίζεται επίσης το ποσοστό απόσβεσης. Ακόμα προστίθενται οι ιδιομορφές που έχουν ήδη υπολογιστεί προηγουμένως μέσω του EIGE στο οποίο δείχνουμε σε ποιο loadcase έχουν αποθηκευτεί (Loadcase 2001) και τον αριθμό τους.

Τέλος ζητείται να υπολογιστούν οι κατακόρυφες επιταχύνσεις των κόμβων 1053 και 1054 και τα αποτελέσματα να αποθηκευτούν στο loadase 301.

Προκύπτει το παρακάτω διάγραμμα κατακόρυφων επιταχύνσεων.



Σχήμα 10.3: Διάγραμμα κατακόρυφων επιταχύνσεων συναρτήσει του χρόνου στον κόμβο 1053

Στους κόμβους η μέγιστη επιτάχυνση που παρατηρείται είναι ίση με $0,45 \text{ m/s}^2$. Θα ελεγχθεί αν οι επιταχύνσεις αυτές είναι εντός ορίων από τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 10.3: Επίπεδα άνεσης για κατακόρυφη επιτάχυνση

Acceleration ranges	0	0.5	1	2.5
Range 1	Max			
Range 2		Mean		
Range 3			Min	
Range 4				

Όπως φαίνεται η τιμή $a = 0,45 \text{ m/s}^2$ αντιστοιχεί σε μέγιστα επίπεδα άνεσης στο κατάστρωμα.

11 ΕΦΕΔΡΑΝΑ

11.1 Εισαγωγή

Τα εφέδρανα χρησιμοποιούνται για την μεταφορά φορτίων, κατακόρυφων και οριζόντιων, από τον φορέα στα βάρη. Επίσης ανάλογα με στο στατικό μοντέλο που χρησιμοποιείται σε κάθε περίπτωση τοποθετούνται εφέδρανα που μπορούν να έχουν την δυνατότητα μετακινήσεων αλλά και στροφών.

Στην κατασκευή μας θα χρησιμοποιηθούν συνολικά 5 εφέδρανα. Από αυτά τοποθετούνται 2 σε κάθε άκρο και ένα στην συνδετήρια δοκό των πυλώνων στο σημείο που γίνεται η ένωση με το κατάστρωμα. Από αυτές οι 4 θα είναι κυλίσσεις που επιτρέπουν την μετακίνηση κατά την διαμήκη διεύθυνση ενώ η μοναδική άρθρωση θα τοποθετηθεί στο άκρο.

Αρχικά πρέπει να επιλεγθεί ο τύπος των εφεδράνων που θα χρησιμοποιηθεί από τις παρακάτω 4 κατηγορίες:

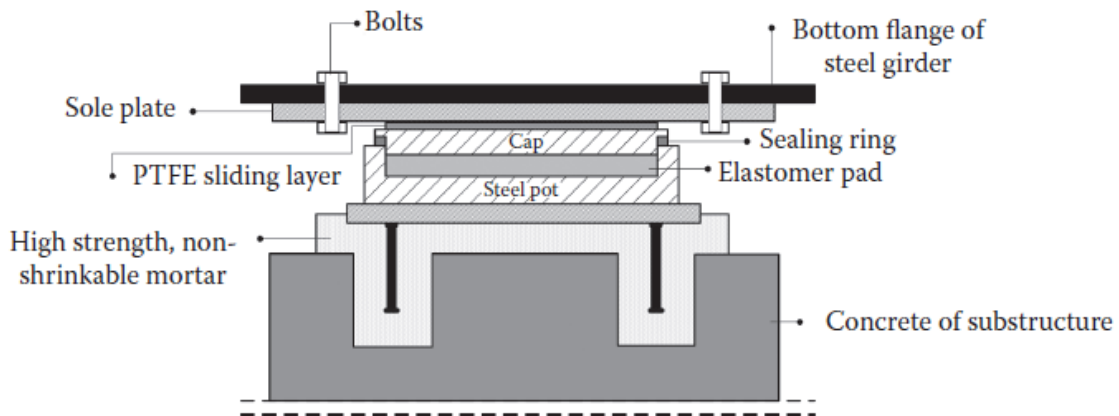
- Εφέδρανα δοχείου
- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα
- Κυλινδρικά εφέδρανα
- Σφαιρικά εφέδρανα

11.2 Επιλογή εφεδράνων

Τελικά επιλέχθηκαν εφέδρανα δοχείου. Τα εφέδρανα δοχείου βασίζονται στην ασυμπίεστοτητα του φυσικού καουτσούκ, το οποίο τοποθετείται σε κλειστό δοχείο από χάλυβα. Έτσι το φυσικό καουτσούκ συμπεριφέρεται σαν υγρό και είναι σε θέση να μεταφέρει υψηλές δυνάμεις συμπίεσης. Επιτρέπουν περιστροφές γύρω από όλους τους άξονες, ενώ οι μετατοπίσεις είναι δυνατές με την παροχή ενός ολισθαίνοντος υλικού στην διεύθυνση που επιθυμούμε.

Τα κυλινδρικά έδρανα αποτελούνται από τα ακόλουθα μέρη:

- Μια πλάκα χάλυβα στο άνω μέρος
- Ένα καπάκι με ενσωματωμένο υλικό ολίσθησης
- Ένας ελαστομερής δίσκος
- Ένα χαλύβδινο δοχείο-βάση στο οποίο τοποθετείται ο ελαστομερής δίσκος
- Δακτύλιοι στεγανοποίησης που εμποδίζουν την διείσδυση υγρασίας, σκόνης και νερού στο δοχείο.



Σχήμα 11.1: Τυπική μορφή εφεδρανου δοχείου

Επιλέχθηκε η τοποθέτηση εφεδράνων της εταιρείας Goodco Z-Tech τα οποία παρουσιάζονται στους πιο κάτω πίνακες. Η επιλογή από τον πίνακα των εφεδράνων έγινε με βάση την κατακόρυφη και οριζόντια δύναμη σε ΟΚΛ που ασκείται στα σημεία τοποθέτησης των εφεδράνων.

Πίνακας 11.1: Εφεδράνα δοχείου της εταιρείας Goodco Z-Tech για δέσμευση μετακινήσεων σε όλες τις διευθύνσεις

PF SERIES FIXED BEARINGS

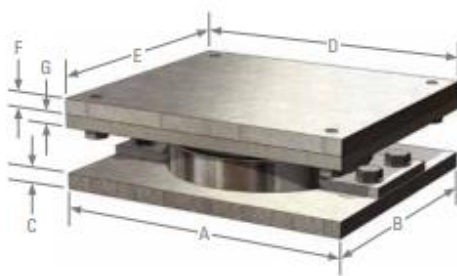


Figure 2



Figure 3

Model No.*	Load Capacity (ELS)		Base Plate			Sole Plate and Bolting Plate				Total Height
	Maximum Vertical kN	Horizontal kN	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	G mm	
PF 500	500	50	315	215	22	315	215	22	19	123
PF 750	750	75	350	250	22	350	250	22	19	129
PF 1000	1 000	100	385	285	22	385	285	22	19	134
PF 1250	1 250	125	420	320	22	420	320	22	19	143
PF 1500	1 500	150	440	340	22	440	340	22	19	143
PF 1750	1 750	175	465	365	22	465	365	22	19	144
PF 2000	2 000	200	505	390	25	505	390	25	19	152
PF 2500	2 500	250	570	435	28	570	435	28	22	172
PF 3000	3 000	300	610	475	28	610	475	28	22	184
PF 3500	3 500	350	645	515	28	645	515	28	22	191
PF 4000	4 000	400	675	550	28	675	550	28	22	192
PF 4500	4 500	450	705	585	28	705	585	28	22	202

Πίνακας 11.2: Εφέδρανα δοχείου της εταιρείας Goodco Z-Tech με ελευθερία μετακινήσεων σε μία διεύθυνση.

PMG SERIES UNIDIRECTIONAL EDGE-GUIDED BEARINGS

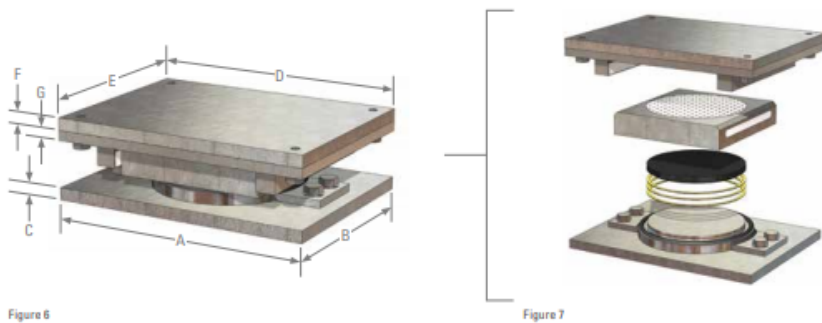


Figure 6

Figure 7

Model No.*	Load Capacity (SLI)		Base Plate			Sole Plate and Sliding Plate				Total Height
	Maximum Vertical kN	Transversal kN	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	G mm	H mm
PMG 500	500	50	380	215	22	380	225	22	19	143
PMG 750	750	75	425	245	22	425	255	22	19	146
PMG 1000	1000	100	455	275	22	455	275	22	19	148
PMG 1250	1250	125	480	310	22	480	310	22	19	152
PMG 1500	1500	150	500	340	22	500	340	22	19	152
PMG 1750	1750	175	540	365	22	540	365	22	19	155
PMG 2000	2 000	200	575	390	25	575	390	25	19	164
PMG 2500	2 500	250	635	435	28	635	435	28	22	182
PMG 3000	3 000	300	680	475	28	680	475	28	25	191
PMG 3500	3 500	350	715	515	28	715	515	31	28	201
PMG 4000	4 000	400	750	550	28	750	550	31	31	206
PMG 4500	4 500	450	770	585	28	770	585	35	31	213

Πίνακας 11.3: Εφέδρανα δοχείου της εταιρείας Goodco Z-Tech με ελευθερία μετακινήσεων σε δύο διευθύνσεις.

PM SERIES MULTIDIRECTIONAL BEARINGS



Figure 4

Figure 5

Model No.*	Load Capacity (SLI)		Base Plate			Sole Plate and Sliding Plate				Total Height
	Maximum Vertical kN	Transversal kN	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	G mm	H mm
PM 500	500	50	315	215	22	315	225	22	19	127
PM 750	750	75	345	245	22	345	255	22	19	131
PM 1000	1 000	100	375	275	22	375	275	22	19	133
PM 1250	1 250	125	400	310	22	400	310	22	19	136
PM 1500	1 500	150	420	340	22	420	340	22	19	136
PM 1750	1 750	175	450	365	22	450	365	22	19	138
PM 2000	2 000	200	485	390	25	485	390	25	19	146
PM 2500	2 500	250	545	435	28	545	435	28	22	163
PM 3000	3 000	300	580	475	28	580	475	28	25	172
PM 3500	3 500	350	610	515	28	610	515	31	28	183
PM 4000	4 000	400	645	550	28	645	550	31	31	187
PM 4500	4 500	450	670	585	28	670	585	35	31	194

Κρίσιμη για την διαστασιολόγηση προκύπτει η αντίδραση σε ΟΚΛ κατά την διεύθυνση Y η οποία προκύπτει ίση με $N_y=180\text{kN}$.

Με βάση τα προαναφερθέντα επιλέχθηκε ένα εφέδρανο PF2000 το οποίο θα τοποθετηθεί στην θέση της άρθρωσης στο ακρόβαθρο της γέφυρας, 3 εφέδρανα PMG2000 για τις στηρίξεις-κυλίσεις στα ακρόβαθρα και για το σημείο που το κατάστρωμα "πατά" στην συνδετήρια δοκό των πυλώνων και ένα εφέδρανο PM2000 που δεσμεύει μόνο την κατακόρυφη μετακίνηση.

12 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

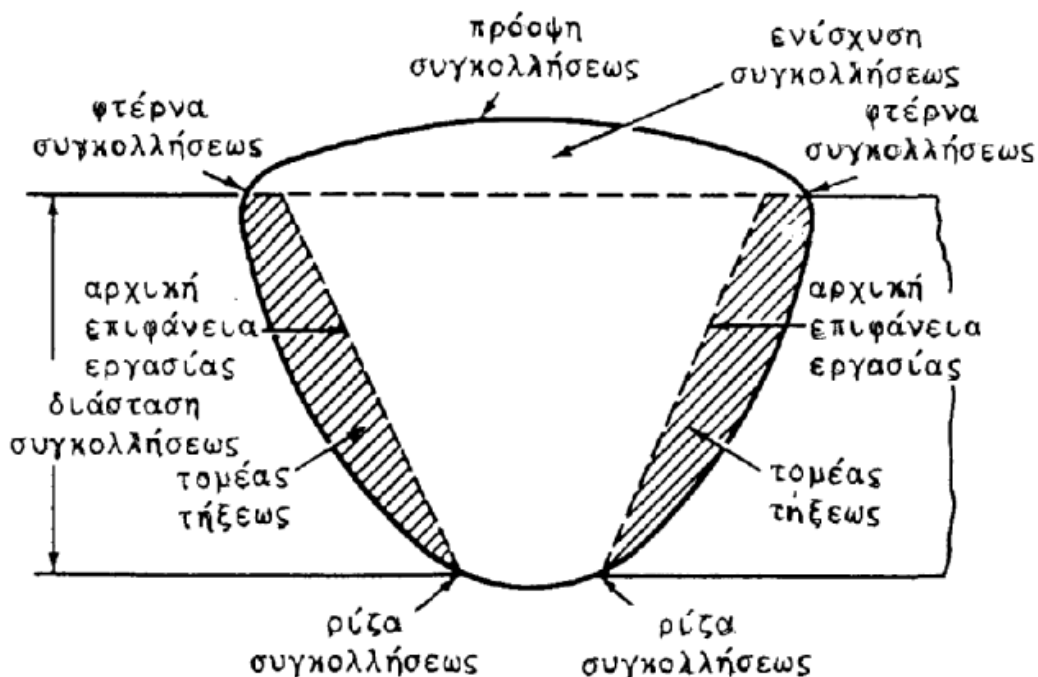
12.1 Εισαγωγή

Οι συγκολλήσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στις κατασκευές αφού μέσω αυτών εξασφαλίζεται η μονολιθικότητα των ελασμάτων του φορέα. Στην περίπτωση μας που θα χρησιμοποιηθούν προκατασκευασμένα κομμάτια οι συγκολλήσεις θα πραγματοποιηθούν στο εργοστάσιο με εξαίρεση αυτές οι οποίες που θα χρησιμοποιηθούν στα προκατασκευασμένα χαλύβδινα κομμάτια για συνέχιση του φορέα.

Οι συγκολλήσεις μπορούν να κατηγοριοποιηθούν σε διάφορες κατηγορίες ανάλογα με την θέση της ραφής (εσωραφές-εξωραφές), ως προς την θέση των συγκολλούμενων ελασμάτων (παράλληλη, σταυροειδής κλπ) ή ακόμα και ως προς την μέθοδο (δια πίεσεως-δια πρόσθετου υλικού).

Στην παρούσα κατασκευή επιλέχθηκε η χρήση εσωραφών πλήρους διείδυσης για α) σύνδεση των μελών των προκατασκευασμένων β) αποκατάσταση της συνέχειας κατά την φάση κατασκευής στο εργοτάξιο. Ως εσωραφή πλήρους διείδυσης ορίζεται η συγκόλληση που διαπερνά πλήρως και προκαλεί τήξη του αναλώσιμου και του μητρικού μετάλλου σε όλο το πάχος της ένωσης.

Κατά την εσωραφή πλήρους διείδυσης σε ένα μέρος του αρχικού μετάλλου προκαλείται τήξη. Παρακάτω παρουσιάζεται μία τυπική εσωραφή πλήρους διείδυσης με το όνομα κάθε μέρους της.



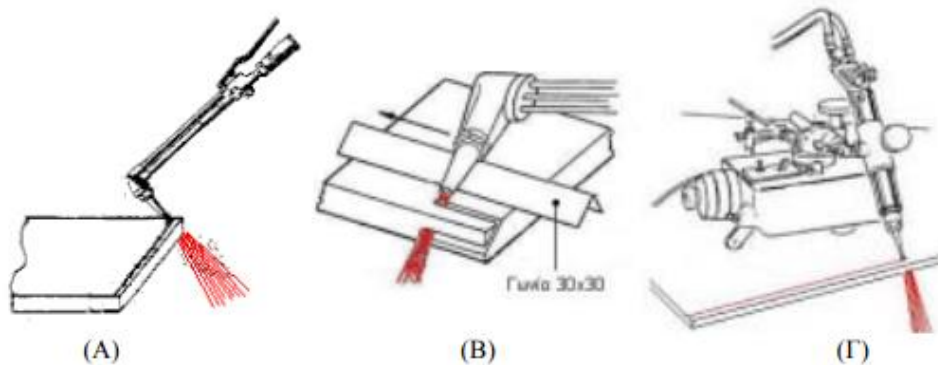
Σχήμα 12.1: Ονοματολογία συγκόλλησης.

12.2 Λεπτομέρειες σύνδεσης

Ανάλογα με το είδος της συγκόλληση απαιτείται και η κατάλληλη προετοιμασία των ελασμάτων. Η διαμόρφωση των ελασμάτων που πρόκειται να συγκολληθούν αποτελεί διαδικασία απαραίτητη πριν από την εκτέλεση της συγκολλήσεως. Σκοπός τους είναι η δημιουργία του απαιτούμενου χώρου για την συγκόλληση. Η διαμόρφωση των προς συγκόλληση ελασμάτων εξαρτάται κατά κύριο λόγο από το πάχος τους και γίνεται όταν αυτό είναι μεγαλύτερο των 5mm. Ανάλογα με το πάχος έχουμε διαμόρφωση κατά V, X, U κ.α. Η διαμόρφωση V, χρησιμοποιείται συνήθως για ελάσματα πάχους μέχρι 15mm, η X για πάχη από 15 έως 25mm και η U για μεγαλύτερα πάχη αλλά μόνο για οριζόντιες ραφές.

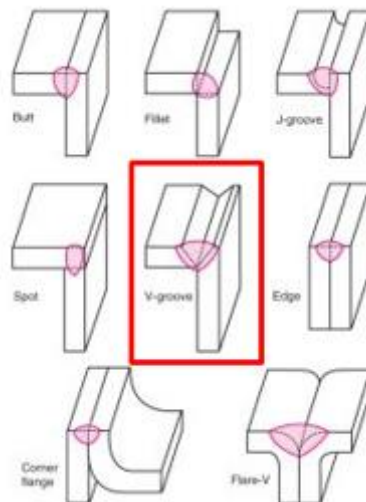
Τελικά επιλέγεται σύνδεση τύπου V διότι η διατομή στην κατασκευή είναι κοίλη όποτε η συγκόλληση από την μία πλευρά αποτελεί μονόδρομο (η εσωραφές πλήρους διεύθυνσης τύπου X απαιτούν συγκόλληση κι από τις δύο πλευρές).

Παρακάτω παρουσιάζεται η μορφή που πρέπει να πάρουν τα ελάσματα και πως θα επιτευχθεί αυτή.

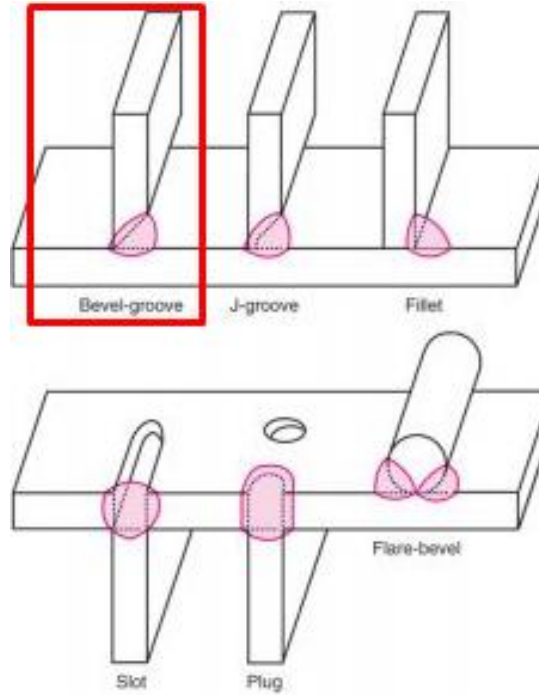


Λοξοτόμηση μεταλλικού τεμαχίου (Α) Με οξυγονοκόπτη χειρός (Β) Με τη χρήση ισοσκελούς γωνίας από μορφοσίδηρο για τη διαμόρφωση άκρου υπό γωνία 45° (Γ) Με αυτόματη μηχανή

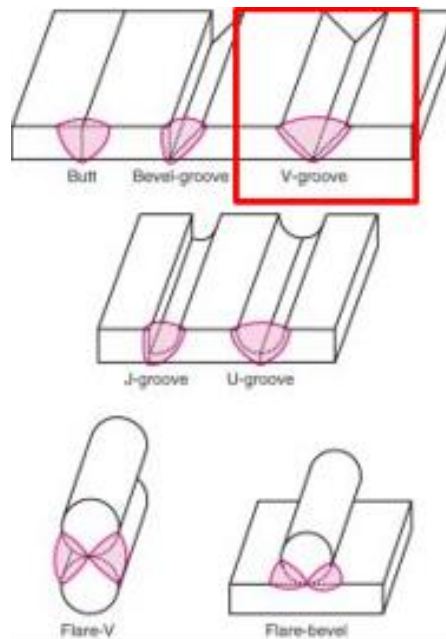
Σχήμα 12.1: Μέθοδος διαμόρφωσης άκρας για συγκόλληση



Σχήμα 12.2: Διαμόρφωση για συγκολλήσεις σε γωνία



Σχήμα 12.3: Διαμόρφωση για συγκολλήσεις σε T



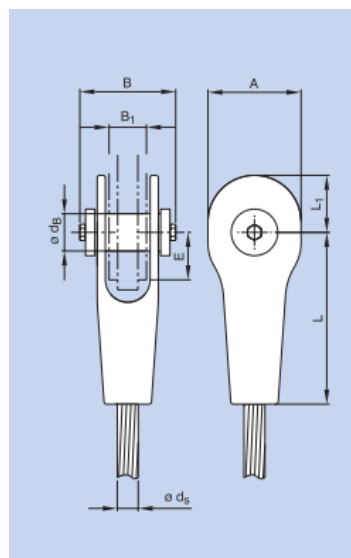
Σχήμα 12.4: Διαμόρφωση για συγκολλήσεις σε συναρμογή

12.3 Σύνδεση καλωδίων

Σε προηγούμενο κεφάλαιο παρουσιάστηκε ο τρόπος επιλογής και τα καλώδια που χρησιμοποιήθηκαν από την εταιρεία PFEIFER. Από την ίδια εταιρεία επιλέγονται και οι αντίστοιχες συνδέσεις των καλωδίων (PV90 και PV115) σε κατάστρωμα και πυλώνες. Η σύνδεση θα γίνει με πείρους και ελάσματα των οποίων οι διαστάσεις ορίζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 12.1: Συνδέσεις καλωδίων εταιρείας PFEIFER

Größe size	A mm	B mm	min.		max.		max.			Ges.-Gewicht* tot.-weight	
			B ₁ mm	B ₁ mm	d _B mm	E mm	L ₁ mm	L mm	kg	max. d _s mm	
PV 40	90	103	40	42	39	48	55	170	3	21	
PV 60	110	120	50	53	44	58	68	210	5	26	
PV 90	135	146	60	64	54	72	83	255	9	31	
PV 115	160	165	70	74	64	82	98	295	15	35	
PV 150	160	165	70	74	64	82	98	295	15	40	
PV 195	180	190	80	85	73	96	110	340	23	45	
PV 240	200	210	90	96	83	106	123	380	31	50	
PV 300	230	235	100	107	88	120	140	425	44	55	
PV 360	250	251	110	118	98	130	153	465	58	60	
PV 420	270	281	120	129	108	144	165	510	76	65	
PV 490	290	296	130	139	118	154	178	550	95	70	
PV 560	320	335	140	150	128	168	195	595	149	75	
PV 640	340	359	150	161	138	178	208	635	183	80	
PV 720	360	374	160	172	142	192	220	680	215	85	
PV 810	380	401	170	183	153	202	233	720	262	90	
PV 910	410	434	180	194	162	231	260	780	324	95	
PV 1010	430	451	190	205	172	226	263	805	369	100	
PV 1110	450	466	200	216	182	240	275	850	424	105	
PV 1220	480	498	205	222	187	262	295	900	527	110	
PV 1340	503	520	218	237	202	264	317	935	625	115	
PV 1450	530	544	230	251	207	302	335	1015	749	120	
PV 1580	550	555	238	259	217	288	350	1020	808	125	
PV 1730	570	590	247	269	227	300	365	1063	913	130	
PV 1860	590	605	256	280	237	315	380	1105	1015	135	
PV 2000	620	622	267	290	247	324	395	1148	1132	140	



Σχήμα 12.5: Μορφή κοχλιωτής σύνδεση

Ελέγχεται η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

PV 90- έλασμα πάχους 60mm:

Η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στα ελάσματα σε Ο.Κ.Α. είναι 497 kN.

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1,5 \cdot 60 \cdot 54 \cdot \frac{355}{1} = 1725 \text{ kN} \geq 497 \text{ kN}$$

Για αντικαταστάσιμους πείρους πρέπει επιπλέον να ισχύει η επόμενη ανίσωση. Η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στα ελάσματα σε Ο.Κ.Λ. είναι 335 kN.

$$F_{b,Rd} = 0,6 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,6 \cdot 60 \cdot 54 \cdot \frac{355}{1} = 690 \text{ kN} \geq 335 \text{ kN}$$

PV 115- έλασμα πάχους 70mm:

Η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στα ελάσματα σε Ο.Κ.Α. είναι 598 kN.

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1,5 \cdot 70 \cdot 54 \cdot \frac{355}{1} = 2012 \text{ kN} \geq 598 \text{ kN}$$

Για αντικαταστάσιμους πείρους πρέπει επιπλέον να ισχύει η επόμενη ανίσωση. Η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στα ελάσματα σε Ο.Κ.Λ. είναι 440 kN.

$$F_{b,Rd} = 0,6 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,6 \cdot 70 \cdot 54 \cdot \frac{355}{1} = 805 \text{ kN} \geq 440 \text{ kN}$$

Οπότε τα ελάσματα επαρκούν.

13 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, <<Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Χ. Ερμόπουλου, <<Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, <<Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3>> Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, <<Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3>> Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ιωάννης Κ. Βάγιας, <<Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και ωπλισμένο σκυρόδεμα>>, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ιωάννης Κ. Βάγιας <<Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και Διαστασιολόγηση>> Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Ιωάννης Κ. Βάγιας, Αριστείδης Ηλιόπουλος <<Design of Steel-Concrete composite bridges to Eurocode>>, Εκδόσεις CRC Press
- Γιάννης Ν. Ψυχάρης <<Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας 1>>
- Γιάννης Ν. Ψυχάρης <<Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας 2>>
- Ευρωκώδικας 1, << Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές>>, Μέρος 1-

1 Βάσεις Σχεδιασμού, CEN, EN 1991 -1-1, 2002

- Ευρωκώδικας 2, <<Σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα>>, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, EN1992-1-1, 2004
- Ευρωκώδικας 3, << Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα>>, Μέρος 1-1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, EN 1993-1-1, 2005
- Ευρωκώδικας 3, << Design of steel structures>>, Μέρος 1-8, Design of joints, CEN, EN1993-1-1,2005
- Ευρωκώδικας 4, <<Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα>>, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, EN, prENV1994-1-1, 2004
- Ευρωκώδικας 8, <<Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα>>, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, EN1998-1,2004
- Εγχειρίδιο προγράμματος Sofistik

