



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Καλωδιωτής Πεζογέφυρας στο Ελληνικό



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αικατερίνη Ζωή Δ. Δαύτσιου

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Οκτώβριος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/33

Δαύτσιου Α. Δ. (2020).

Σχεδιασμός καλωδιωτής πεζογέφυρας στο Ελληνικό

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/33

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Daftsiou A. D. (2020).

Design of cable-stayed footbridge in Elliniko

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/33

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	9
Abstract	11
Ευχαριστίες.....	13
1. Εισαγωγή	15
1.1 Γενικά.....	15
1.2 Καλωδιωτές γέφυρες	15
1.3 Καλωδιωτές πεζογέφυρες.....	16
1.4 Πεζογέφυρα στο Ελληνικό	17
2. Μόρφωση φορέα	21
2.1 Εισαγωγή	21
2.2 Στατικό προσομοίωμα γέφυρας.....	22
2.3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	23
2.4 Δομικά υλικά	24
3. Προσομοίωμα.....	25
3.1 Λογισμικό SOFiSTiK.....	25
3.2 Προσομοίωμα γέφυρας	25
4. Δράσεις.....	27
4.1 Εισαγωγή	27
4.2 Μόνιμες δράσεις	27
4.3 Μεταβλητές δράσεις	28
4.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας σε πεζογέφυρες	28
4.3.2 Χιόνι.....	29
4.3.3 Δυνάμεις ανέμου.....	29
4.4 Θερμικές δράσεις	46
4.4.1 Ομοιόμορφη συνιστώσα της θερμοκρασίας [ΔT_N]	46
4.4.2 Γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας [ΔT_M]	48
4.4.3 Μη γραμμική συνιστώσα [ΔT_E]	48
4.6 Τυχηματικές δράσεις.....	48
4.7 Σεισμικές δράσεις.....	49

4.7.1 Εισαγωγή	49
4.7.2 Μέθοδος φασματικής απόκρισης.....	49
5. Συνδυασμοί δράσεων.....	51
6. Προένταση καλωδίων	55
6.1 Γενικά.....	55
6.2 Δυνάμεις προέντασης	55
6.3 Διατομές καλωδίων	56
6.4 Υπολογισμός ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας E_t	57
6.5 Έλεγχος βελών	58
7. Διαστασιολόγηση	61
7.2 Έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ).....	64
7.2.1 Έλεγχοι τάσεων.....	64
7.2.2 Έλεγχος χαλάρωσης καλωδίων	67
7.3 Έλεγχοι σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	68
7.3.1 Μέγιστη βύθιση καταστρώματος	68
7.3.2 Μέγιστη βύθιση διαδοκίδων και επιλογή αντιβέλους.....	68
7.3.3 Μέγιστη μετακίνηση πυλώνα	69
7.4 Έλεγχος πυλώνα έναντι λυγισμού.....	70
7.4.1 Γενικά.....	70
7.4. Έλεγχος πυλώνα με τη γενική μέθοδο	70
8. Δυναμική απόκριση.....	73
8.1 Έλεγχος δυναμικής απόκρισης.....	73
8.2 Μελέτη δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας	73
9. Εφέδρανα	83
9.1 Γενικά.....	83
9.2 Επιλογή τύπου εφεδράνων	83
9.3 Διαστασιολόγηση εφεδράνων	84
10. Κατασκευή-Ανέγερση.....	87
10.1 Εισαγωγή	87
10.2 Μέθοδος κατασκευής-ανέγερσης.....	87
11. Συνδέσεις.....	93
11.1 Εισαγωγή.....	93

11.2 Συγκολλήσεις τμημάτων.....	93
11.3 Σύδεση καλωδίων.....	93
11.4 Σχέδια συνδέσεων.....	95
Βιβλιογραφία.....	99

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ ΔΕ 2020/33

Σχεδιασμός καλωδιωτής πεζογέφυρας στο Ελληνικό

Δαύτσιου Α. Δ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη καλωδιωτής πεζογέφυρας στην περιοχή του Ελληνικού. Η γέφυρα καλείται να γεφυρώσει δρόμο ταχείας κυκλοφορίας ώστε να διευκολύνει την κίνηση πεζών και ποδηλατών στο πάρκο που πρόκειται να δημιουργηθεί στην περιοχή.

Αρχικά γίνεται μια εισαγωγή στους τύπους των γεφυρών και πιο συγκεκριμένα στις καλωδιωτές γέφυρες και καλωδιωτές πεζογέφυρες.

Στη συνέχεια περιγράφονται το στατικό προσομοίωμα της γέφυρας, τα επιμέρους χαρακτηριστικά της, τα δομικά υλικά που χρησιμοποιούνται καθώς και το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε.

Ακολουθούν, οι δράσεις που λήφθηκαν υπόψη σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και ο υπολογισμός τους. Παρουσιάζονται επίσης, οι οριακές καταστάσεις σχεδιασμού και οι συνδυασμοί των δράσεων που απαιτούνται για τη διαστασιολόγηση του φορέα.

Κατόπιν, υπολογίζονται οι δυνάμεις προέκτασης των καλωδίων και γίνεται η διαστασιολόγηση των διατομών τους. Επίσης, γίνεται η διαστασιολόγηση και των υπόλοιπων στοιχείων της γέφυρας και παρουσιάζονται οι έλεγχοι οριακής κατάστασης αστοχίας και λειτουργικότητας.

Έπειτα, γίνονται περαιτέρω έλεγχοι για την δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας και για τα εφέδρανα που χρησιμοποιούνται.

Στα τελευταία κεφάλαια, γίνεται περιγραφή του τρόπου κατασκευής και ανέγερσης της πεζογέφυρας και περιγράφονται οι συνδέσεις των επιμέρους στοιχείων.

Για τη μόνωση και την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SOFiStiK 2018(Educational version) ενώ τα φωτορεαλιστικά σχέδια και τα σχέδια των διατομών έγιναν με τη βοήθεια των προγραμμάτων AutoCAD 2018 και SketchUp Pro 2020.

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

DIPLOMA THESIS

EMK ΔΕ 2020/

Design of a cable-stayed footbridge in Elliniko

Daftsiou A. D. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The purpose of this thesis is the design and study of a cable-stayed pedestrian bridge in the area of Elliniko. The aim of the construction is to facilitate the movement of pedestrians and cyclists in the park which is going to be set up in the area.

First, an introduction to the types of bridges is given and more specifically to cable-stayed bridges and cable-stayed footbridges.

Then, follows a description of the static simulation of the bridge, components, construction materials used and also the software that is used. Concerning the software, there is a description procedure followed to insert the simulation into.

Afterwards, loads are defined in accordance with the Eurocodes and a calculation procedure is given for all actions. Also, the extreme condition and combinations of acting loads are presented as they are required in order to define the dimension of bridge's elements.

Next, the prestressing forces of the cables and their dimension are calculated. In addition, there is a presentation of the dimension of the other structural members that are also checked for the design combinations of ultimate and serviceability limit states.

Then, the dynamic response of the footbridge is checked and the bearings used are calculated.

The last chapters are dedicated to the construction and erection of the footbridge and also to the connections of the elements.

For the study and the analysis the SOFiSTiK 2018 software (Educational version) was used, while the photorealistic drawings and the cross-section drawings were made using the programs AutoCAD 2018 and SketchUp Pro 2020.

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας τη διπλωματική μου εργασία θα ήθελα να ευχαριστήσω όσους συνέβαλαν στην προσπάθεια αυτή.

Κατ' αρχάς θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα και καθηγητή μου κ. Παύλο Θανόπουλο για τη δυνατότητα που μου έδωσε να ασχοληθώ με το παρόν θέμα, για τη συνεχή παρακολούθηση, τη διαρκή και άμεση βοήθεια και για την υποστήριξη του καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας.

Στη συνέχεια, ευχαριστώ την οικογένεια και τους φίλους μου για τη διαχρονική κατανόηση και υποστήριξή τους.

1. Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Από την αρχαιότητα έως σήμερα, οι γέφυρες κατασκευάζονται για να επιτευχθεί η ζεύξη μεταξύ δύο θέσεων που χωρίς αυτή, η μετάβαση από τη μία θέση στην άλλη θα ήταν αδύνατη ή δυσχερέστερη. Η δύσκολη μετάβαση από τη μια θέση στην άλλη οφείλεται σε κάποιο κώλυμα ή εμπόδιο που βρίσκεται ανάμεσά τους και μπορεί να είναι κάποιο φυσικό εμπόδιο όπως ένα ποτάμι, ένα θαλάσσιο στενό, μια κοιλάδα ή να είναι κάποιο τεχνικό εμπόδιο όπως ένας υπάρχον δρόμος, μια σιδηροδρομική γραμμή.

Οι τύποι γεφυρών ποικίλλουν και η κατάταξή τους μπορεί να γίνει βάση των εξής επιμέρους χαρακτηριστικών:

- τη φύση του γεφυρούμενου κωλύματος (κοιλαδογέφυρα κλπ)
- τη χρήση (οδική, σιδηροδρομική, πεζογέφυρα κλπ)
- τη διατομή του καταστρώματος (ολόσωμη, κιβωτοειδής, δικτυωτή κλπ)
- το στατικό σύστημα (αμφιέριστη, συνεχής, τοξωτή, καλωδιωτή, κρεμαστή κλπ)
- τη μέθοδο κατασκευής (με προκατασκευασμένες δοκούς, με προβολοδόμηση, με σταδιακή προώθηση κλπ)
- το υλικό κατασκευής (ξύλινη, λίθινη, οπλισμένου σκυροδέματος, μεταλλική, σύμμικτη κλπ)
- θέση καταστρώματος (άνω, μέσης και κάτω διάβασης)
- τη μορφή σε κάτοψη (ορθή, λοξή)
- με βάση τη δυνατότητα μετακίνησης(σταθερή, κινητή)

1.2 Καλωδιωτές γέφυρες

Η καλωδιωτή γέφυρα είναι τύπος γέφυρας, ο οποίος αποτελείται από έναν ή περισσότερους πυλώνες οι οποίοι στηρίζουν το κατάστρωμα μέσω καλωδίων. Η ιδέα προέρχεται από τις κρεμαστές γέφυρες. Τα καλώδια σε αυτόν τον τύπο γέφυρας είναι λοξά ως προς το κατάστρωμα. Οι γέφυρες αυτές αποδείχτηκαν ιδανικές για μεγαλύτερες αποστάσεις, τόσο τεχνικά όσο και οικονομικά και μελετήθηκαν για να καλύψουν το κενό μεταξύ των κρεμαστών γεφυρών και των συμβατικά κατασκευασμένων γεφυρών.

Τα πρώτα σχέδια καλωδιωτών γεφυρών συναντώνται τον 17^ο αιώνα ενώ οι πρώτες κατασκευάστηκαν τον 19^ο αιώνα. Η πρώτη καλωδιωτή γέφυρα ήταν η Kings Meadow Bridge στην Αγγλία που όμως κατέρρευσε μερικώς αρκετά χρόνια αργότερα όπως και άλλες εκείνης της εποχής. Ο κύριος λόγος κατάρρευσης των πρώτων καλωδιωτών γεφυρών έγκειται στο γεγονός ότι δεν είχε κατανοηθεί πλήρως η στατική συμπεριφορά του φορέα. Πλέον, οι καλωδιωτές γέφυρες εξελίσσονται ραγδαία και από το 1986 έως σήμερα έχουν κατασκευαστεί πάνω από 1000 παγκοσμίως. Η τεχνολογική εξέλιξη και η έντονη βιομηχανοποίηση των αναρτήρων, των υλικών, των μεθόδων ανέγερσης αλλά και των μεθόδων ανάλυσης, επέβαλε την καλωδιωτή γέφυρα ως αποκλειστικό τύπο εφαρμογής

στον χώρο μεταξύ των προβολοδομούμενων και των κλασικών κρεμαστών γεφυρών ενώ η περιοχή εφαρμογής τους επεκτείνεται συνεχώς.

Το κύριο πλεονέκτημα των καλωδιωτών γεφυρών αφορά τις ροπές κάμψης οι οποίες μειώνονται σημαντικά χάρη στη μεταφορά των φορτίων μέσω των καλωδίων ανάρτησης. Το δεύτερο σημαντικό πλεονέκτημα είναι η ευκολία κατασκευής τους χάρη στην ροή των δυνάμεων που είναι η ίδια και κατά τη διάρκεια της κατασκευής με προβόλους και μετά την ολοκλήρωσή της. Το τρίτο επίσης κύριο πλεονέκτημα, αφορά το γεγονός ότι οι καλωδιωτές γέφυρες είναι εγγενώς πιο άκαμπτες από τις κρεμαστές.

1.3 Καλωδιωτές πεζογέφυρες

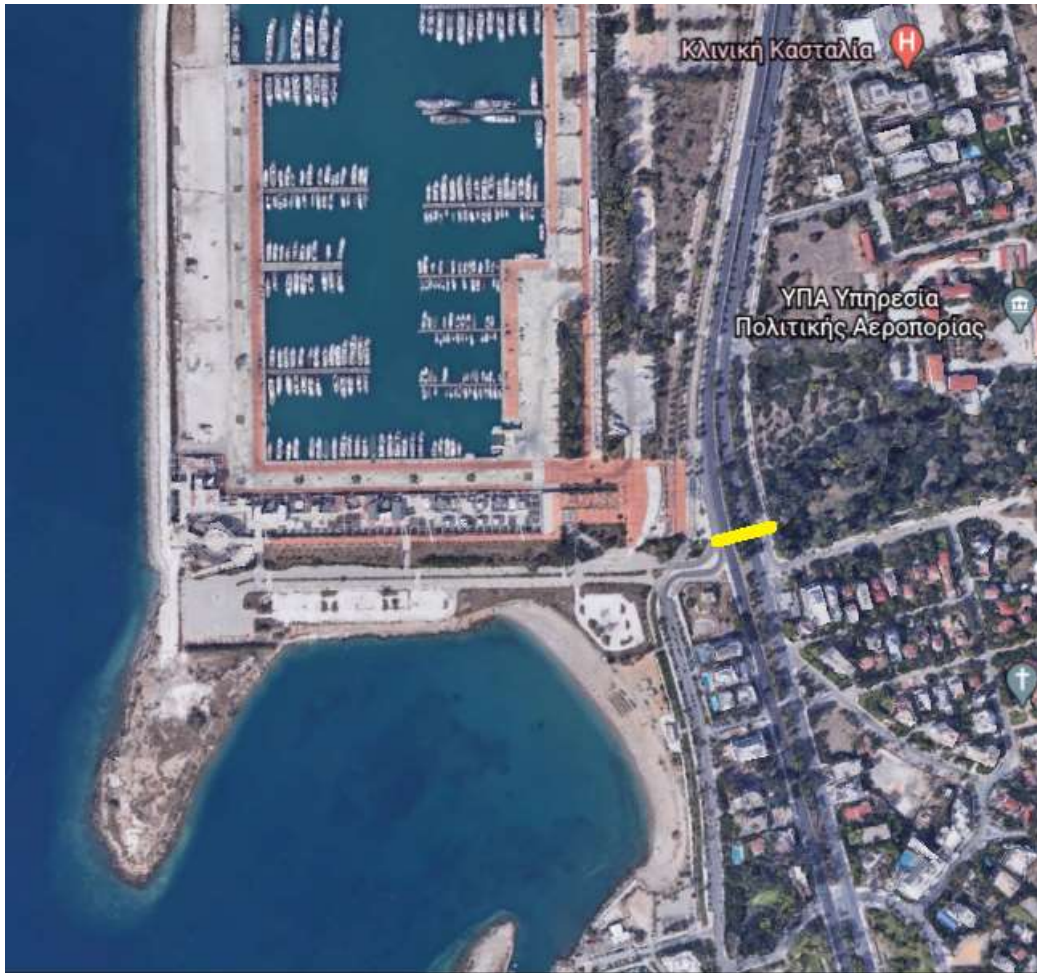
Πεζογέφυρες χαρακτηρίζονται οι γέφυρες που χρησιμεύουν για τη διάβαση πεζών και ποδηλάτων. Επιτρέπουν μεγαλύτερη ελευθερία μόρφωσης του φορέα και των κατασκευαστικών λεπτομερειών του. Το κατάστρωμα τέτοιων γεφυρών είναι πιο στενό από των γεφυρών οδικής ή σιδηροδρομικής χρήσης. Γενικά, πέρα από την χρηστικότητά τους, σχεδιάζονται ώστε δίνουν τόνο στο αστικό, και όχι μόνο, τοπίο. Γι' αυτό και η καλωδιωτή μορφή γέφυρας επιλέγεται κατά κόρον για την κατασκευή πεζογεφυρών. Οι καλωδιωτές πεζογέφυρες συνδυάζουν αισθητικό, στατικό και οικονομικό αποτέλεσμα. Τα καλώδια που χρησιμοποιούνται είναι υψηλής αντοχής και επιτρέπεται να τοποθετηθούν ακόμα και ασύμμετρα όπου δε υπάρχει μεγάλη στρεπτική καταπόνηση.



Σχήμα 1.1: Samuel Beckett Bridge, Santiago Calatrava, Dublin 2009

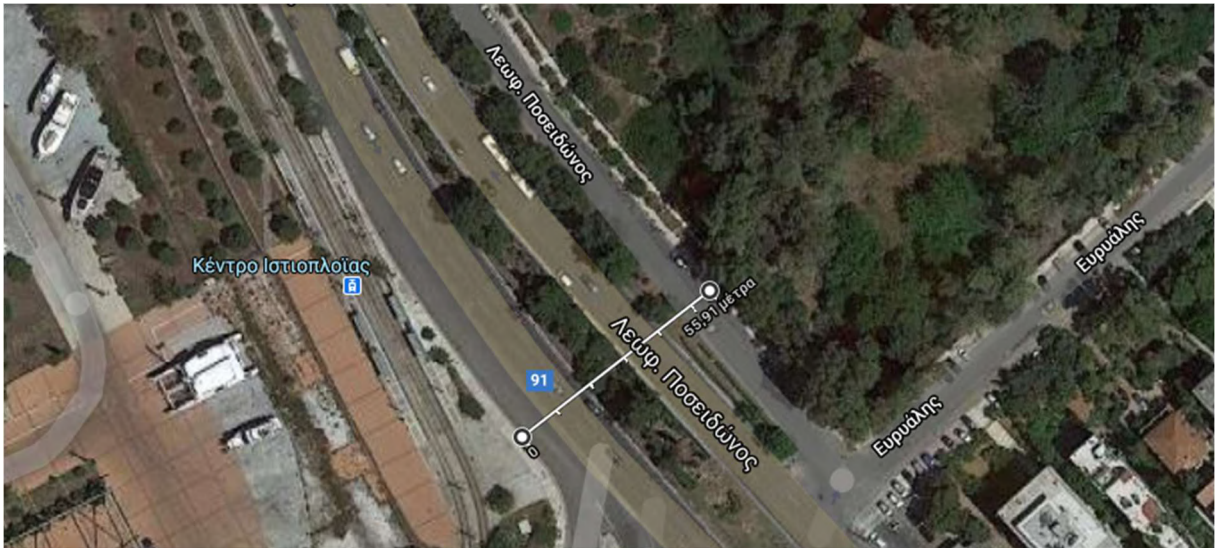
1.4 Πεζογέφυρα στο Ελληνικό

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με το σχεδιασμό και τη μελέτη πεζογέφυρας στην επερχόμενη επένδυση του Ελληνικού στην έκταση του πρώην αεροδρομίου. Σκοπός να ενώσει το παραλιακό μέτωπο με το πάρκο αναψυχής. Επιλέχθηκε να τοποθετηθεί στη Λεωφόρο Ποσειδώνος στο ύψος του Κέντρου Ιστιοπλοΐας Ελληνικού.



Σχήμα 1.2: Άποψη από Google Earth

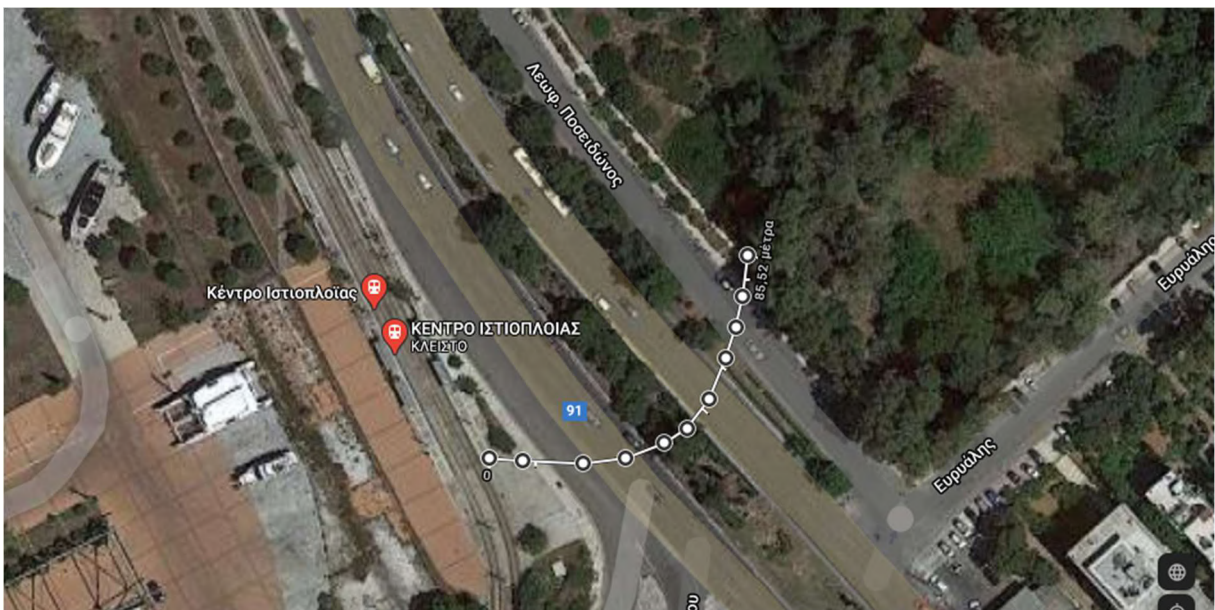
Γενικά, η διέλευση των πεζών από έναν τέτοιο δρόμο ταχείας κυκλοφορίας είναι σχεδόν απαγορευτική καθώς η λεωφόρος αποτελείται από έξι λωρίδες ταχείας κυκλοφορίας, δύο λωρίδες δεξιάς στρέφουσας κίνησης και έναν παράδρομο και έχει συνολικό μήκος περίπου ίσο με 56 μέτρα όπως φαίνεται στο σχήμα 1.3.



Σχήμα 1.3: Πλάτος δρόμου από Google Maps

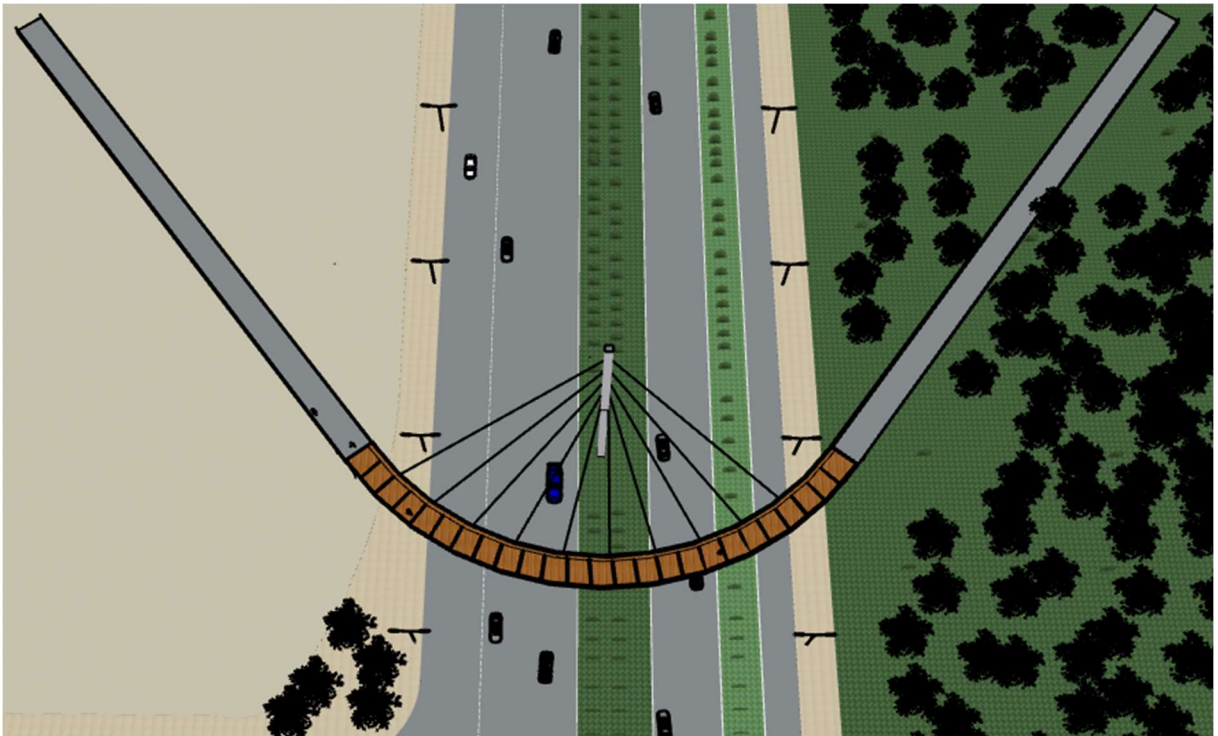
Δεδομένου ότι στην συγκεκριμένη θέση πρόκειται να δημιουργηθεί Μητροπολιτικό Πάρκο που αναμένεται να φιλοξενεί χιλιάδες ανθρώπους καθημερινά, η κατασκευή μιας τέτοιας γέφυρας κρίνεται απαραίτητη.

Για τη γεφύρωση του δρόμου επιλέχθηκε να σχεδιασθεί και να μελετηθεί ένας καμπύλος φορέας γέφυρας με δύο τμήματα πρόσβασης. Λόγω του μεγάλου μήκους και της μορφής της επιλέχθηκε να μελετηθεί καλωδιωτή λύση ανάρτησης με ημι-ριπιδωτή διάταξη καλωδίων. Αποφασίστηκε επίσης, να χρησιμοποιηθεί η νησίδα των 12 περίπου μέτρων για την τοποθέτηση του πυλώνα. Τα τμήματα πρόσβασης δεν μελετώνται στην παρούσα εργασία.

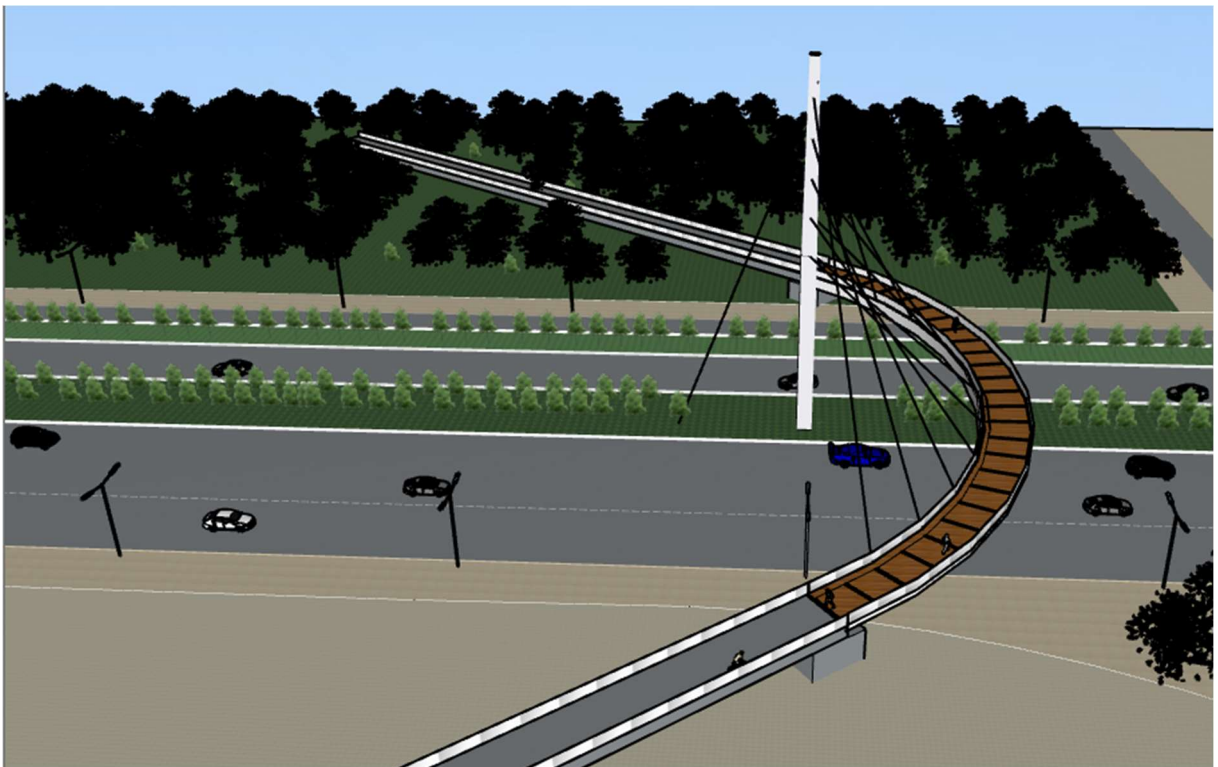


Σχήμα 1.4: Καμπύλος φορέας στο Google Maps

Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποιες φωτορεαλιστικές απεικονίσεις της γέφυρας που έγιναν με τη χρήση του προγράμματος SketchUp.



Σχήμα 1.5: Φωτορεαλιστική απεικόνιση της γέφυρας σε κάτοψη



Σχήμα 1.6: Φωτορεαλιστική απεικόνιση πλάγιας όψης της γέφυρας

2. Μόρφωση φορέα

2.1 Εισαγωγή

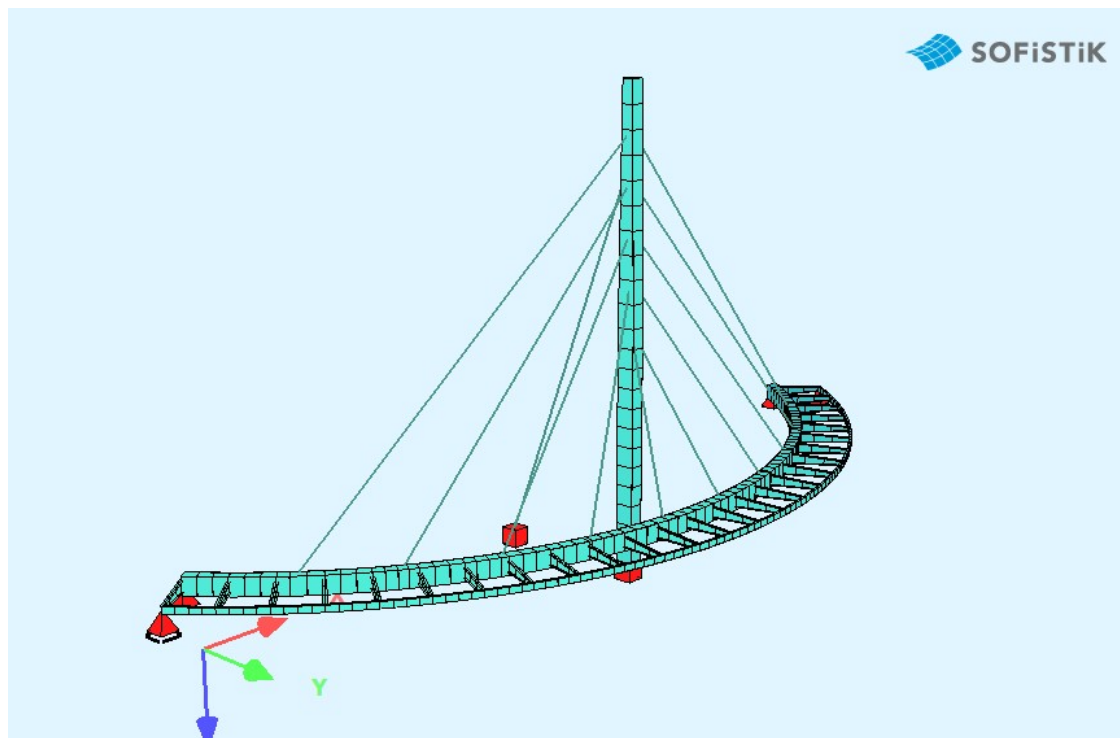
Η καλωδιωτή πεζογέφυρα αποτελείται από τα εξής στοιχεία:

- Μεταλλικό κατάστρωμα
- Μεταλλικός πυλώνας
- 10 κεκλιμένα καλώδια ανάρτησης
- 1 κεκλιμένο καλώδιο αγκύρωσης/αντιστήριξης

Το κατάστρωμα πλάτους 5 μέτρων αποτελείται από δύο κύριες δοκούς, μία εσωτερική μήκους 85 μέτρων και μία εξωτερική μήκους 94.30 μέτρων, καθώς και από 26 διαδοκίδες μήκους 3.78 μέτρων οι οποίες είναι διατεταγμένες ανά 3.40 μέτρα σε σχέση με την εσωτερική δοκό. Το ύψος του καταστρώματος είναι 5.50 μέτρα από το έδαφος ώστε να είναι εφικτή η διέλευση όλων των τύπων οχημάτων.

Τα καλώδια αγκυρώνονται στην εσωτερική δοκό. Λειτουργούν ως αναρτήρες του καταστρώματος και έχουν τοποθετηθεί ανά 7.73 μέτρα σε σχέση με την εσωτερική δοκό ενώ ανά 4 μέτρα σε σχέση με τον πυλώνα.

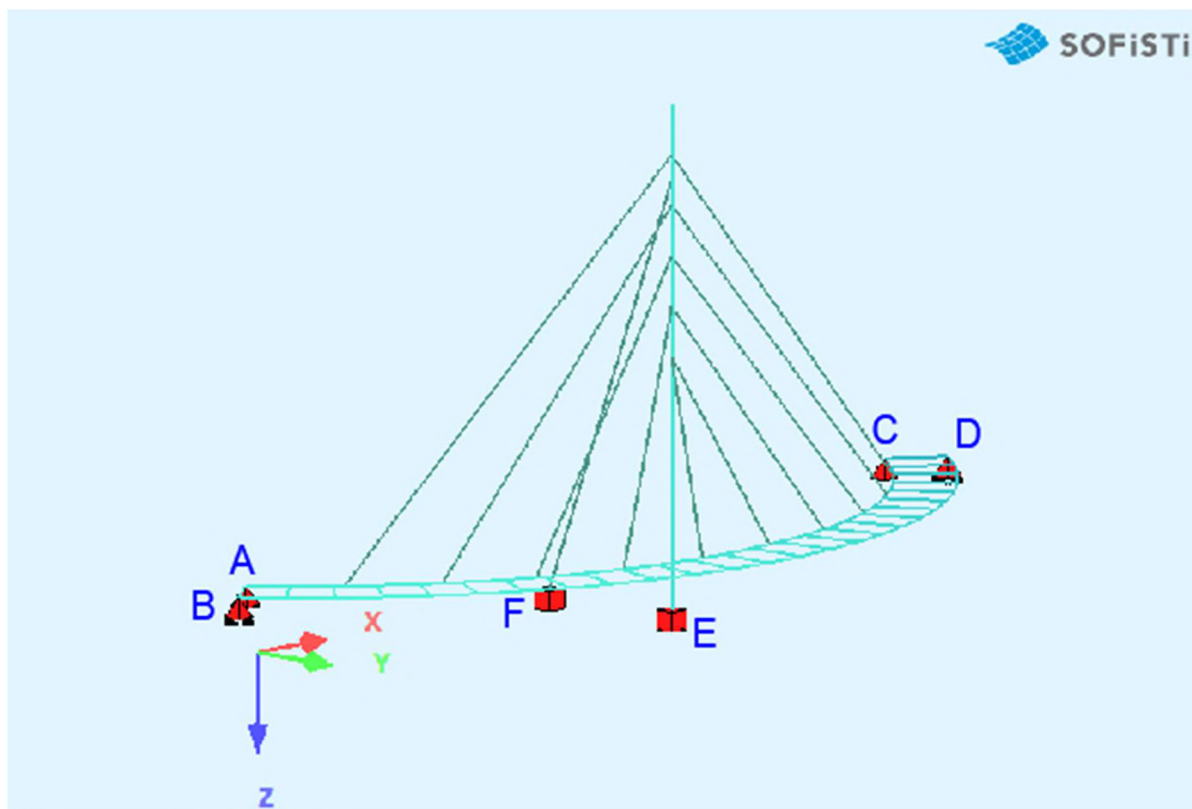
Ο πυλώνας από χάλυβα είναι πακτωμένος στο έδαφος και φθάνει τα 40 μέτρα ύψος.



Σχήμα 2.1: Σχήμα απεικόνισης πεζογέφυρας

2.2 Στατικό προσομοίωμα γέφυρας

Το κατάστρωμα στηρίζεται σε 4 στηρίξεις, σε δύο αρθρώσεις A, C και σε δύο κυλίσεις B, D ενώ ο πυλώνας και το καλώδιο αντιστήριξης είναι πακτωμένα στο έδαφος.



Σχήμα 2.2: Στατικό προσομοίωμα στο SOFiSTiK

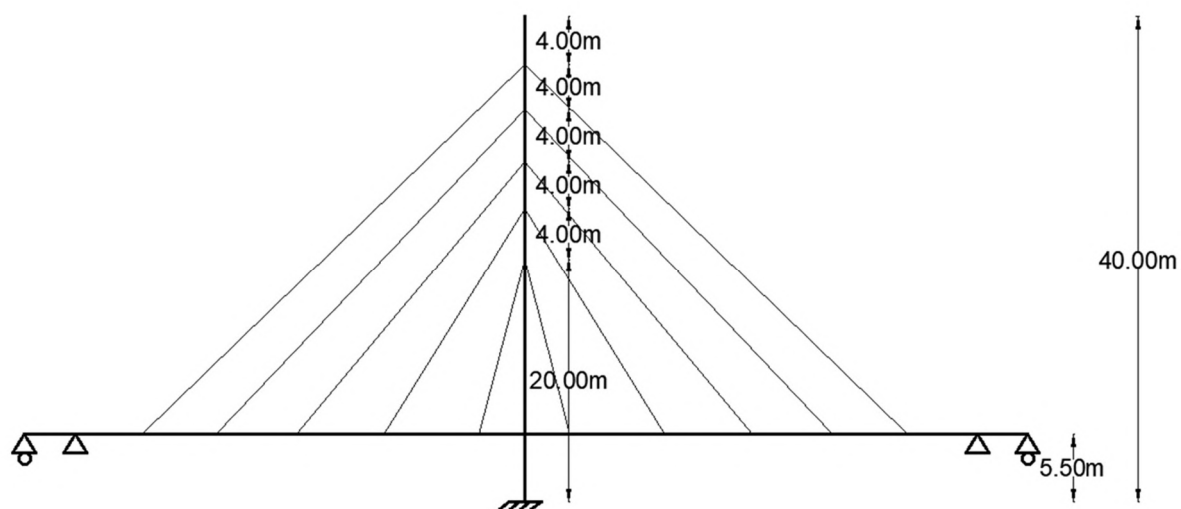
Πορεία φορτίων

Το σύνολο των φορτίων που καταπονούν την γέφυρα παραλαμβάνονται από τον φορέα με την ακόλουθη διαδικασία:

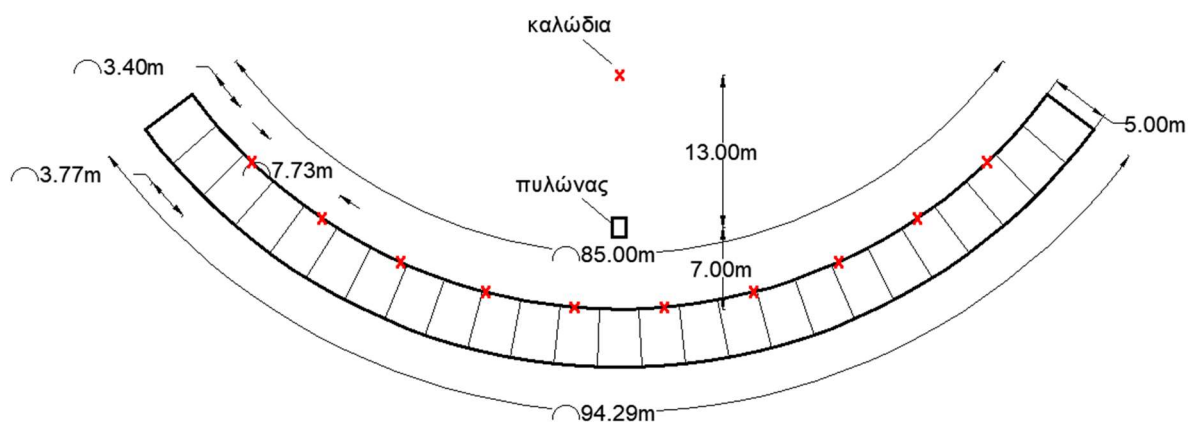
- Τα επιφανειακά φορτία μεταβιβάζονται από το κατάστρωμα στις διαδοκίδες
- Οι διαδοκίδες μεταφέρουν την ένταση στις κύριες δοκούς μέσω κάμψης και διάτμησης
- Τα πλέον γραμμικά φορτία των κυρίων δοκών χάρη στις δυνάμεις προέκτασης των καλωδίων μεταβιβάζονται αξονικά μέσω εφελκυσμού στον πυλώνα
- Τέλος, ο μεταλλικός πυλώνας μεταφέρει τα φορτία στο έδαφος

2.3 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Στα σχήματα 2.3 και 2.4 φαίνονται οι διαστάσεις των στοιχείων της πεζογέφυρας. Το καλώδιο αγκύρωσης που δεν είναι διακριτό στα σχήματα αρθρώνεται σε απόσταση 6m από την κορυφή του πυλώνα.



Σχήμα 2.3: Όψη διαμήκου διεύθυνσης γέφυρας



Σχήμα 2.4: Κάτοψη γέφυρας

2.4 Δομικά υλικά

Ο φορέας αποτελείται από μεταλλικά στοιχεία και από το ξύλινο δάπεδο του καταστρώματος το οποίο όμως δεν συμμετέχει στο στατικό σύστημα της μελέτης. Παρακάτω προσδιορίζονται τα υλικά και τα χαρακτηριστικά τους με βάση τα οποία διαστασιολογείται η γέφυρα.

Δομικός χάλυβας

- Ποιότητα χάλυβα: S275
- Ειδικό βάρος: $\gamma=78.5 \text{ kN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας : $E=210\text{GPa}$
- Σταθερά Poisson : $\nu=0.3$
- Όριο διαρροής: για $t \leq 40\text{mm} \rightarrow f_y=275\text{MPa}$
- Όριο θραύσης : $f_u=430\text{MPa}$

Χάλυβας προέντασης

- Ποιότητα χάλυβα: Y1570C
- Ειδικό βάρος : $\gamma=78.5 \text{ kN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας : $E=150\text{GPa}$
- Σταθερά Poisson : $\nu=0.3$
- Όριο διαρροής: $f_y=1300\text{MPa}$
- Όριο θραύσης : $f_u=1570\text{MPa}$

3. Προσομοίωμα

3.1 Λογισμικό SOFiSTiK

Το λογισμικό SOFiSTiK αποτελεί πρόγραμμα της γερμανικής εταιρείας SOFiSTiK AG η οποία δραστηριοποιείται στον κλάδο της πληροφορικής και συγκεκριμένα στη κατηγορία ανάπτυξης, διάθεσης και υποστήριξης εξειδικευμένου τεχνικού λογισμικού. Το SOFiSTiK είναι ένα πρόγραμμα που στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και έχει τη δυνατότητα στατικής και δυναμικής ανάλυσης, διαστασιολόγησης και σχεδίασης έργων πολιτικού μηχανικού σε τομείς όπως: κτιριακά, γεφυροποιία, θεμελιώσεις, γεωτεχνικά, σήραγγες, μεταλλικές κατασκευές και βιομηχανικές κατασκευές.

Στην πραγματικότητα, πρόκειται για μια σειρά προγραμμάτων που αλληλεπιδρούν και συνεργάζονται κάτω από μία κοινή βάση δεδομένων. Τέτοια προγράμματα είναι: προγράμματα γραφικής επεξεργασίας και εισαγωγής δεδομένων, προγράμματα γραφικής αξιολόγησης αποτελεσμάτων και διαχείρισης εκτυπώσεων και προγράμματα σχεδίασης κατασκευαστικών σχεδίων.

Η διαστασιολόγηση περιλαμβάνει ωπλισμένο, προεντεταμένο σκυρόδεμα και ελέγχους μεταλλικών ή σύμμικτων κατασκευών, σύμφωνα με τους ευρωκώδικες (EC2), γερμανικούς(DIN) και άλλους διεθνείς κανονισμούς. Μη γραμμικές ιδιότητες υλικών μπορούν να ληφθούν κατ' ευθείαν από τους κανονισμούς ή να δοθούν ιδιαίτερες από τον χρήστη. Υπάρχει η δυνατότητα μόρφωσης όσων διατομών επιθυμεί ο χρήστης και κάθε διατομή μπορεί να μορφωθεί με περισσότερα από ένα υλικά. Ακόμα, για τις διατομές υπάρχει η δυνατότητα επιλογής τυπικών διατομών, όπως ορθογωνικές, πλακοδοκοί, κυκλικές, κιβωτοειδείς, σύμμικτες, λεπτότοιχες.

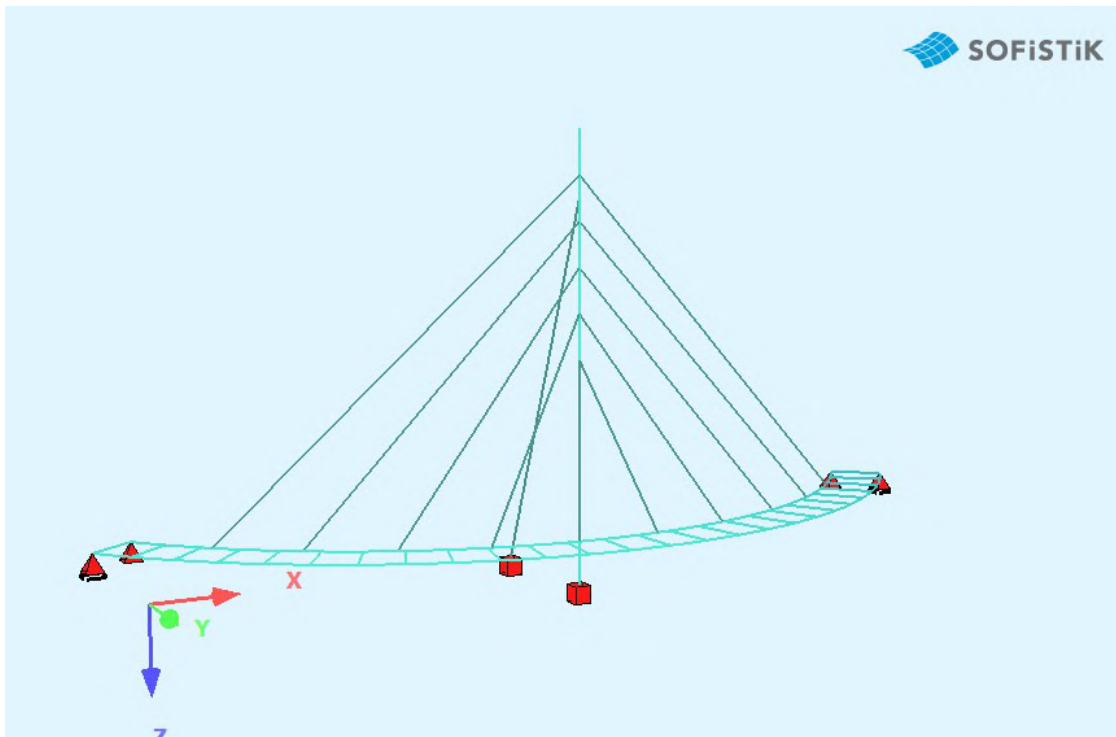
Για την ανάλυση γεφυρών χρησιμοποιούνται:

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

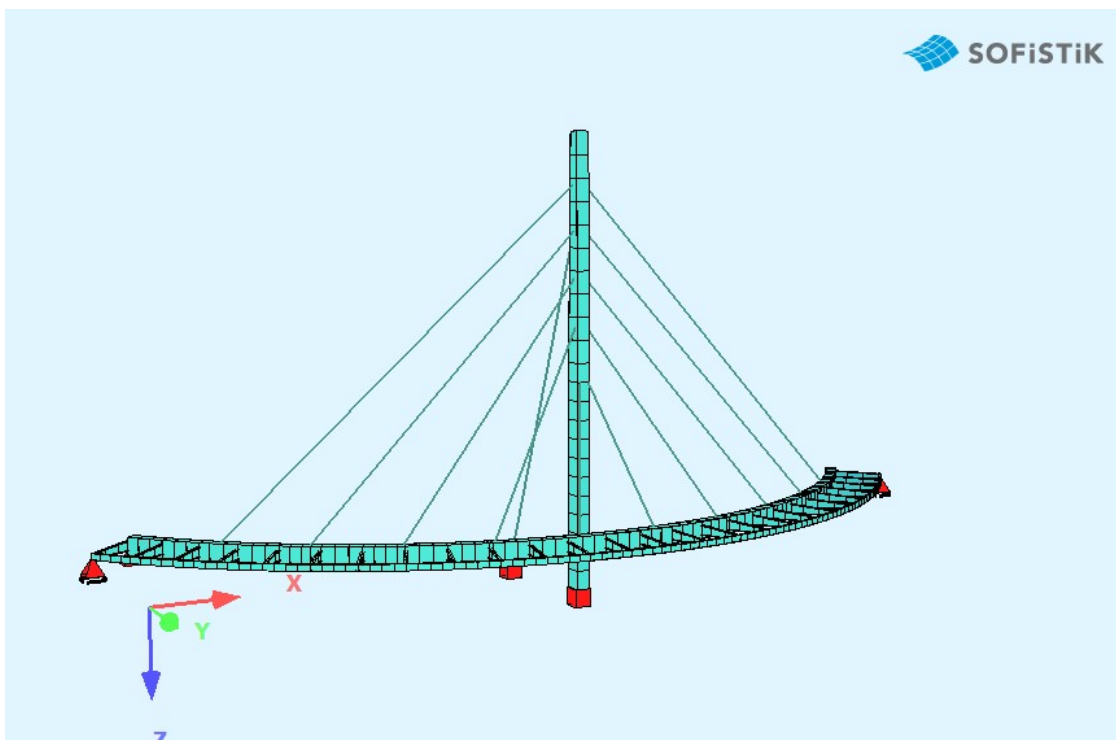
3.2 Προσομοίωμα γέφυρας

Αρχικά, χρησιμοποιώντας το μέσο εισόδου του προγράμματος SOFiSTiK, SOFiPLUS(-X) γίνεται είσοδος στο γραφικό περιβάλλον AutoCAD. Εκεί, ορίζονται τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή, σχεδιάζονται τα ραβδωτά στοιχεία και ορίζονται σε αυτά διατομές τυποποιημένες, συγκολλητές ή σύμμικτες. Στη συνέχεια, ορίζονται οι συνθήκες στήριξης του φορέα και τα διάφορα φορτία. Αφού ολοκληρωθεί η μόρφωση του φορέα, γίνεται η εισαγωγή του μοντέλου στο SSD(SOFiSTiK Structural Desktop) ώστε να γίνει η ανάλυση και να προκύψουν τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις.

Για τις δοκούς, τις διαδοκίδες και τον πυλώνα της γέφυρας χρησιμοποιούνται γραμμικά δομικά στοιχεία(structural elements). Για τα καλώδια χρησιμοποιούνται στοιχεία τύπου cable.



Σχήμα 3.1: Παρουσίαση μοντέλου με κατασκευαστικές γραμμές (structural lines)



Σχήμα 3.2 : Παρουσίαση μοντέλου με τις διαστάσεις των κατασκευαστικών στοιχείων (full visualization)

4. Δράσεις

4.1 Εισαγωγή

Ένας φορέας προορίζεται να εξυπηρετεί λειτουργικούς σκοπούς και να ανθίσταται στις διάφορες εξωτερικές δράσεις με αρκετά περιθώρια ασφαλείας χωρίς να χάνει την ευστάθεια ή την αντοχή του. Η φύση και το μέγεθος των δράσεων, που επιβάλλονται ως φορτία στις κατασκευές, εξαρτώνται από την αρχιτεκτονική διαμόρφωση αυτών, τα υλικά δόμησης, τη γεωγραφική θέση, το είδος του εδάφους θεμελίωσης καθώς και τη λειτουργία τους μετά την ανέγερση.

Τα επιβαλλόμενα φορτία μπορεί να είναι σταθερά ή να μεταβάλλονται κατά θέση και μέγεθος στο χρόνο. Η μεταβολή αυτή μπορεί να είναι είτε στατική δηλαδή να εξελίσσεται μέσα στο χρόνο αργά χωρίς να προκαλεί διέγερση της κατασκευής είτε δυναμική δηλαδή να ολοκληρώνεται μέσα σε σύντομο χρονικό διάστημα προκαλώντας επιτάχυνση της κατασκευής.

Στον EN 1991-2 προσδιορίζονται οι δράσεις που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για το σχεδιασμό γεφυρών, οδικών, σιδηροδρομικών και πεζογεφυρών.

4.2 Μόνιμες δράσεις

Οι μόνιμες δράσεις μεταβάλλονται αμελητέα σε όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Σε αυτές κατατάσσονται το ίδιο βάρος του φέροντος οργανισμού, το βάρος οποιουδήποτε πρόσθετου στοιχείου που μένει μόνιμα στην κατασκευή (όπως κιγκλιδώματα, στηθαία ασφαλείας, επενδύσεις, επικαλύψεις δαπέδων κλπ), δυνάμεις προέντασης, προπαραμορφώσεις, η επιρροή της συστολής ξήρανσης, διαφορικές καθιζήσεις, ακόμα και ωθήσεις γαιών εφόσον είναι σταθερές.

Στην παρούσα μελέτη μόνιμες δράσεις αποτελούν:

Το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα

Το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα υπολογίζεται από το λογισμικό SOFISTIK χρησιμοποιώντας το ειδικό βάρος του χάλυβα 78.5kN/m^3 προσαυξημένο κατά 10% ούτως ώστε να συμπεριληφθούν στο σχεδιασμό τα πρόσθετα ελάσματα και οι ενισχύσεις που θα τοποθετηθούν κατά την κατασκευή, όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 1 για σιδηρές γέφυρες.

Το ίδιο βάρος των κιγκλιδωμάτων

Στα κιγκλιδώματα εφαρμόζεται ένα γραμμικό φορτίο 1kN/m κατά μήκος των κύριων δοκών.

Το ίδιο βάρος του ξύλινου δαπέδου

Για το δάπεδο της γέφυρας επιλέχθηκε ξύλο υψηλής αντοχής για εξωτερικούς χώρους με ειδικό βάρος 700kg/m^3 (7kN/m^3) και πάχους 3cm.

Οι προεντάσεις των καλωδίων

Ο υπολογισμός των προεντάσεων αναλύεται στο κεφάλαιο 6.

4.3 Μεταβλητές δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις που επιβάλλονται στη γέφυρα ανήκουν οι δράσεις κυκλοφορίας (πεζών, οχημάτων κλπ), κινητού εξοπλισμού, αλλά και οι δράσεις εξαιτίας φυσικών φαινομένων (άνεμος, χιόνι κλπ). Οι μεταβλητές δράσεις είναι παροδικές και μη σταθερές κατά μέγεθος και θέση γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και σε περιπτώσεις που δεν είναι η γνωστή η στατιστική τους κατανομή λαμβάνονται υπ' όψιν οι χαρακτηριστικές τιμές τους οι οποίες είναι κύριες αντιπροσωπευτικές τιμές, βάσει της θεωρίας πιθανοτήτων, χωρίς υπέρβαση κατά τη διάρκεια ζωής του έργου.

4.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας σε πεζογέφυρες

Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο q_{fk}

Τα κατακόρυφα φορτία πεζογεφυρών περιλαμβάνουν ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $q_{fk}=5\text{kN/m}^2$ το οποίο αντιπροσωπεύει ένα φυσικό μέγιστο φορτίο ανθρωποσυνωστισμού. Για μεμονωμένο άνοιγμα γέφυρας L μπορεί να χρησιμοποιηθεί μειωμένο φορτίο :

$$q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{L + 30} \text{ kN / m}^2 \quad (4.1)$$

Για $L=90\text{m}$ στην συγκεκριμένη μελέτη :

$$q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{90 + 30} = 3.0 \text{ kN / m}^2$$

Συγκεντρωμένο φορτίο Q_{fwk}

Για τοπικούς ελέγχους το παραπάνω κατανεμημένο φορτίο μπορεί να αντικατασταθεί από ένα συγκεντρωμένο φορτίο $Q_{fwk}=10\text{kN}$, που δρα σε μία επιφάνεια $0.10 \times 0.10 \text{ m}^2$. Στην παρούσα μελέτη, δεν λαμβάνεται υπ' όψιν.

Όχημα υπηρεσιών συντήρησης Q_{serv}

Στην παρούσα πεζογέφυρα δεν χρησιμοποιείται αυτό το μοντέλο φόρτισης.

Οριζόντιο φορτίο Q_{fik}

Παρόλο που δεν συνδυάζονται τα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία πεζογεφυρών με τα οριζόντια φορτία, ο Ευρωκώδικας προτείνει η χαρακτηριστική τιμή της οριζόντιας δύναμης να λαμβάνεται ίση με την μεγαλύτερη εκ των παρακάτω τιμών:

-10% του συνολικού κατακόρυφου φορτίου

-60% του συνολικού βάρους του οχήματος υπηρεσιών συντήρησης

Επομένως $Q_{fik}=0.10 \cdot q_{fk}=0.10 \cdot 3.0=0.3\text{kN/m}^2$

4.3.2 Χιόνι

Σε κλειστές (με οροφή) γέφυρες, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη συνύπαρξη χιονιού και μεταβλητών δράσεων. Σε ανοιχτές γέφυρες, όπως η συγκεκριμένη, ο συνδυασμός αυτός μπορεί να παραλείπεται.

4.3.3 Δυνάμεις ανέμου

Η ανεμοφόρτιση επί των κατασκευών προδιαγράφεται στο EN 1991-1-4[3.5] και περιγράφει αναλυτικά τις μεθόδους και τους κανόνες υπολογισμού των φορτίων ανέμου για ανοίγματα γεφυρών έως 200m. Σε αυτήν περιλαμβάνεται ολόκληρος ο φορέας, τμήματα αυτού και στοιχεία προσαρτώμενα στο φορέα. Στη συγκεκριμένη περίπτωση τα τμήματα του φορέα για τα οποία υπολογίζονται οι πιέσεις του ανέμου είναι:

- οι κυκλικοί κύλινδροι (καλώδια)
- η ορθογωνική διατομή του πυλώνα
- και το κατάστρωμα της γέφυρας.

Γενικά χαρακτηριστικά ανέμου

➤ Μέση ταχύτητα ανέμου

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση και προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (4.2)$$

όπου:

$c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (λαμβάνει υπόψη την ύπαρξη λόφων, γκρεμών κλπ). Γενικά λαμβάνεται συνήθως ίσος με 1,0.

v_b η βασική ταχύτητα του ανέμου

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,o}$$

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,o}$ ορίζεται 33m/s για παράλια έως 10km από την ακτή. Οι συντελεστές διεύθυνσης και εποχής c_{dir} , c_{season} αντίστοιχα, λαμβάνονται ίσοι με 1.0 .

➤ Συντελεστής τραχύτητας

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right), z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}), z \leq z_{\min} \quad (4.4)$$

όπου:

z_o το μήκος τραχύτητας ανάλογα με την κατηγορία εδάφους

k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_o

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{o,II}}\right)^{0.07} \quad (4.5)$$

όπου:

z_{\min} το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα

$z_{\max} = 200$ m, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα.

Πίνακας 4.1: Κατηγορία εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	z_o (m)	z_{\min} (m)
0 Θαλάσσια η παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0.003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0.3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m	1.0	10

Στη συγκεκριμένη κατασκευή εφόσον έχουμε Κατηγορία εδάφους II :

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{o,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{0.05}{0.05}\right)^{0.07} = 0.19$$

➤ *Στροβιλισμός ανέμου*

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση σ_v του στροβιλισμού, διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου και υπολογίζεται από τις σχέσεις

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_I \quad (4.6)$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)}, z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (4.7)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}), z \leq z_{\min} \quad (4.8)$$

όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού ίσος με 1.0.

➤ *Πίεση ταχύτητας αιχμής*

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικτής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (4.9)$$

όπου:

ρ η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho=1.25\text{kg/m}^3$).

$I_v(z)$ η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$c_e(z)$ ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από τη σχέση

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (4.10)$$

q_b η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (4.11)$$

Η βασική έκφραση της δύναμης του ανέμου δίνεται από τη σχέση

$$F_{W_{γκ}} = c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (4.12)$$

όπου:

$c_s c_d$ είναι ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής

c_f είναι ο συντελεστής δύναμης για την κατασκευή ή το στοιχείο κατασκευής

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

A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς της κατασκευής ή στοιχείου της κατασκευής που προσδιορίζεται από τη σχέση

$$A_{ref} = L \cdot b \quad (4.13)$$

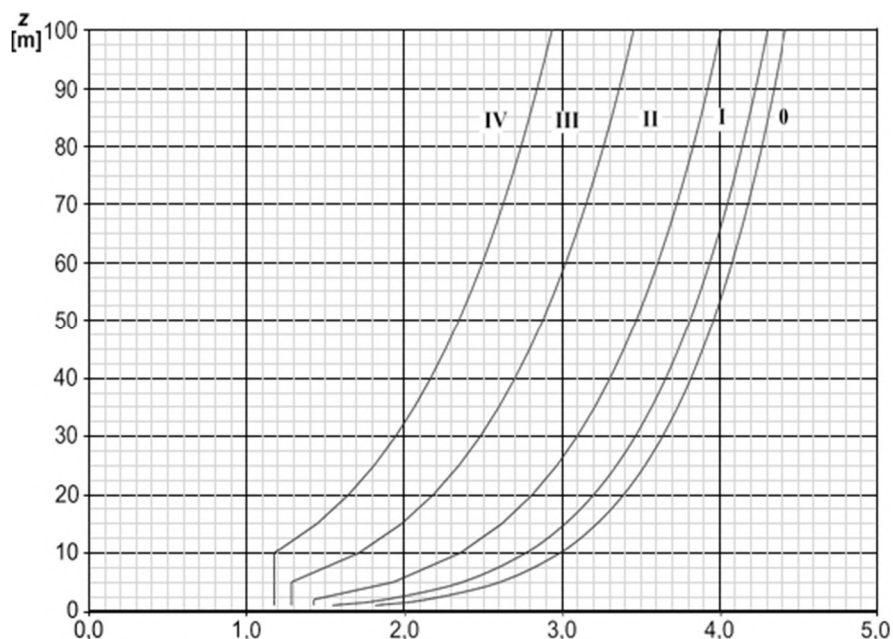
όπου:

b η διάμετρος

L το μήκος του στοιχείου

Συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής είναι ένας δομικός συντελεστής που μπορεί να ερμηνευτεί ως αποτέλεσμα δύο άλλων παραγόντων, του συντελεστή μεγέθους c_s (ο οποίος λαμβάνει υπόψη την μειωμένη επίδραση του ανέμου λόγω της μη ταυτόχρονης εμφάνισης των μέγιστων πιέσεων στο σύνολό της επιφάνειας) και του δυναμικού παράγοντα c_d (ο οποίος λαμβάνει υπόψη την επίδραση των ταλαντώσεων της κατασκευής εξ αιτίας του στροβιλισμού). Ο $c_s c_d$ μπορεί να ληφθεί ίσος με 1.0 για γέφυρες (οι δύο συντελεστές αντισταθμίζουν ο ένας τον άλλον).



Σχήμα 4.1: Συντελεστής έκθεσης c_e

4.3.3.1 Κυκλικοί κύλινδροι (καλώδια)

Συντελεστές δύναμης για κυκλικούς κυλίνδρους (καλώδια)

Οι συντελεστές δύναμης των κυκλικών διατομών εξαρτώνται από τον αριθμό Reynolds, Re , ο οποίος ορίζεται από την εξίσωση

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad (4.14)$$

όπου:

b η διάμετρος

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

$v(z_e)$ η ταχύτητα αιχμής του ανέμου, συναρτήσει του μέγιστου ύψους z_e πάνω από το έδαφος του θεωρούμενου στοιχείου, δίνεται από τη σχέση

$$v(z_e) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z_e)}{\rho}} \quad (4.15)$$

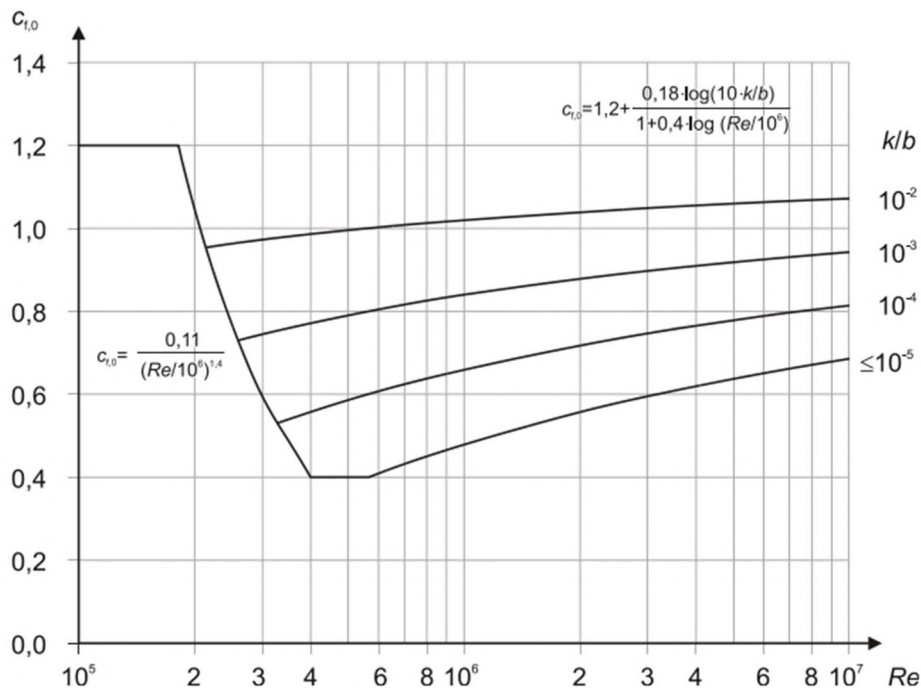
Ο συντελεστής δύναμης c_f για ένα κυκλικό κύλινδρο πεπερασμένου μήκους προσδιορίζεται από την εξίσωση

$$c_f = c_{f,o} \cdot \psi_\lambda \quad (4.16)$$

όπου:

$c_{f,o}$ συντελεστής δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων

ψ_λ ο συντελεστής επίδρασης άκρων

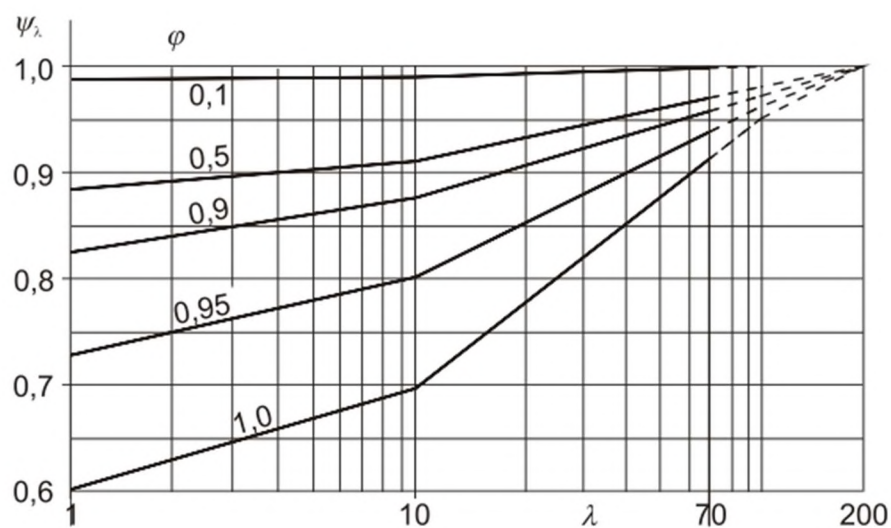


Σχήμα 4.2: Συντελεστής δύναμης $c_{f,o}$ για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελευθέρων άκρων και για διάφορες τραχύτητες k/b

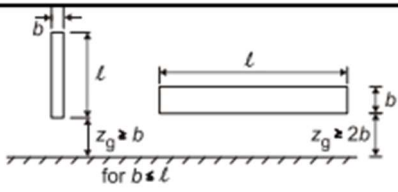
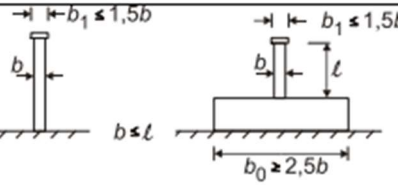
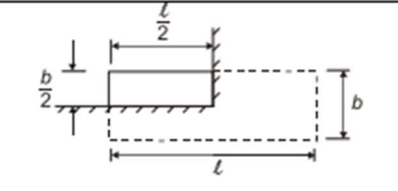
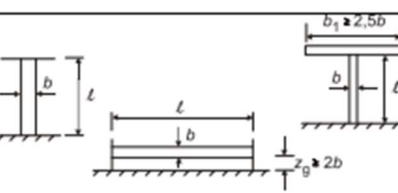
Πίνακας 4.2: Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας k

Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k(mm)	Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k(mm)
γυαλί	0.0015	λείο σκυρόδεμα	0.2
στιλβωμένο μέταλλο	0.002	πλανισμένο ξύλο	0.5
λεπτή βαφή	0.006	τραχύ σκυρόδεμα	1.0
Βαφή με ψεκάσμο	0.02	τραχύ προιονισμένο ξύλο	2.0
στιλπνός χάλυβας	0.05	σκουριά	2.0
χυτοσίδηρος	0.2	τούβλα	3.0
γαλβανισμένος χάλυβας	0.2		

Η επιφάνεια διάβρωσης των καλωδίων θεωρείται στιλβωμένο μέταλλο, επομένως $k=0.002$

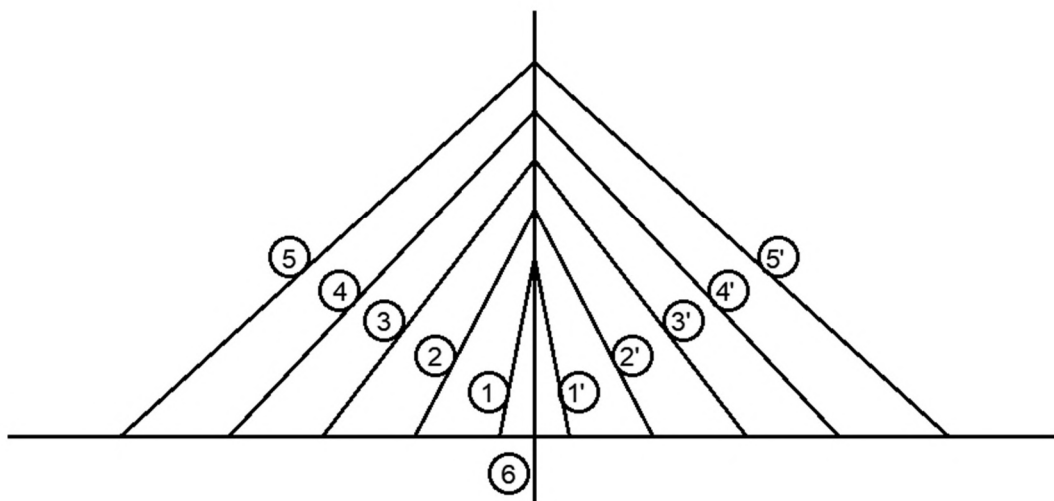


Σχήμα 4.3: Συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ

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

Σχήμα 4.4: Ενεργός λυγηρότητα λ

Από το σχήμα προκύπτει ότι ο συντελεστής ψ_λ για $\lambda=70$ και $\phi=1.00$ προκύπτει 0.92 .



Σχήμα 4.5: Αρίθμηση καλωδίων φορέα

Πίνακας 4.3: Φορτία ανέμου για τα καλώδια από υπολογισμούς σε φύλλο excel

	L (m)	z _e (m)	b (m)	c _r (z _e)	v _m (m/s ²)	I _v (z _e)	q _p (z _e) (kN/m ²)	v(z _e) (m/s)	Re	c _{f,o}	ψ _λ	c _f	A _{ref} (m ²)	w (kN/m)
1=1'	16,489	20	0,03	1,14	37,57	0,167	1,9125	1,749	3,5E-09	1,2	0,92	1,104	0,495	0,0633
2=2'	22,46	24	0,025	1,4	46,27	0,136	2,607	2,042	3,4E-09	1,2	0,92	1,104	0,562	0,072
3=3'	29,441	28	0,025	1,43	47,06	0,133	2,675	2,069	3,4E-09	1,2	0,92	1,104	0,736	0,0738
4=4'	36,785	32	0,025	1,45	47,75	0,131	2,7346	2,092	3,5E-09	1,2	0,92	1,104	0,92	0,0755
5=5'	44,219	36	0,025	1,47	48,35	0,13	2,7877	2,112	3,5E-09	1,2	0,92	1,104	1,105	0,0769
6	36,401	36	0,03	1,47	48,35	0,13	2,7877	2,112	4,2E-09	1,2	0,92	1,104	1,092	0,0923

5.3.3.2 Στοιχείο ορθογωνικής διατομής (Πυλώνας)

Συντελεστής δύναμης στοιχείων ορθογωνικής διατομής (Πυλώνας)

Ο συντελεστής δύναμης για δομικά στοιχεία με ορθογωνική διατομή θεωρώντας ότι ο άνεμος δρα κάθετα σε μία από τις όψεις τους, υπολογίζεται από τη σχέση

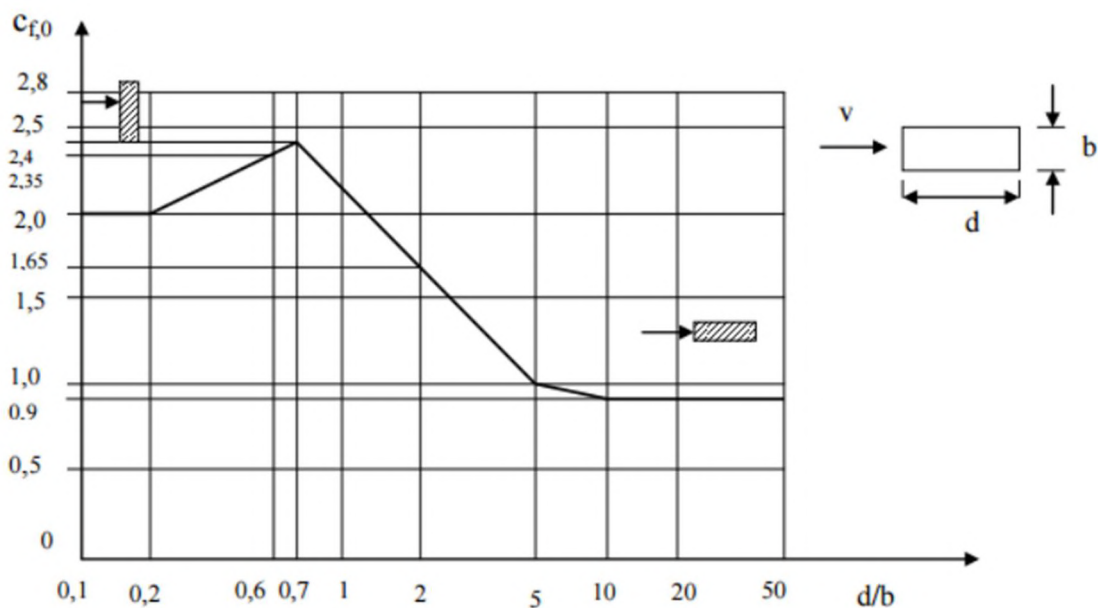
$$c_f = c_{f,o} \cdot \psi_\lambda \cdot \psi_r \quad (4.17)$$

όπου:

c_{f,o}= συντελεστής δύναμης ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές γωνίες και χωρίς ροή ελεύθερων άκρων

ψ_r = μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες

ψ_λ= μειωτικός συντελεστής για στοιχεία με πεπερασμένο λόγο λυγηρότητας λ



Σχήμα 4.6: Συντελεστής δύναμης ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές γωνίες και χωρίς ροή ελεύθερων άκρων $c_{f,0}$

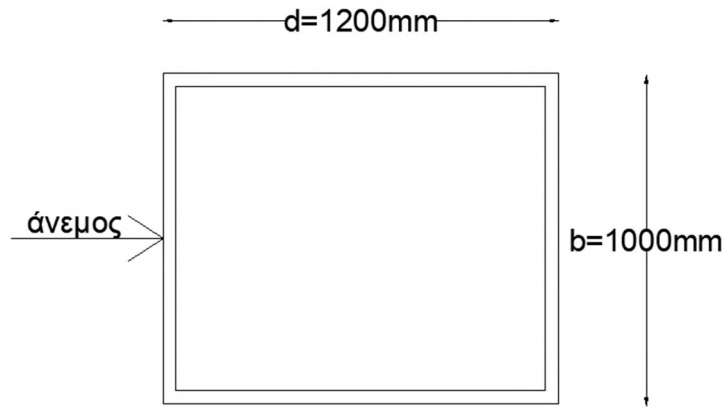
Πίνακας 4.4: Γενικά στοιχεία ανέμου για πυλώνα

Μέγιστο ύψος πυλώνα	$z_e=40\text{m}$
Συντελεστής τραχύτητας	$c_r(z_e) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_o}\right) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{40}{0.05}\right) = 1.27$
Μέση ταχύτητα ανέμου	$v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 1.27 \cdot 1.00 \cdot 33 = 41.91\text{m/s}$
Τυπική απόκλιση του στροβιλισμού	$\sigma_v = k_r \cdot v_b = 0.19 \cdot 33 = 6.27\text{m/s}$
Ένταση του στροβιλισμού του ανέμου	$I_v(z_e) = \frac{\sigma_v}{v_m(z_e)} = \frac{6.27}{41.91} = 0.1496$
Πίεση αιχμής	$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 2.247\text{kN/m}^2$
Βασική πίεση ανέμου	$q_b(z_e) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 1.0977\text{kN/m}^2$
Συντελεστής έκθεσης	$c_e(z_e) = \frac{q_p(z_e)}{q_b(z_e)} = \frac{2.247}{1.0977} = 2.0468$

Υπολογισμός φορτίου ανέμου πυλώνα κατά x

Οι διαστάσεις του πυλώνα μεταβάλλονται γραμμικά καθ' ύψος. Γίνεται επομένως η παραδοχή πως το ίδιο συμβαίνει και με τις δράσεις του ανέμου καθ' ύψος του πυλώνα. Οι υπολογισμοί που ακολουθούν αφορούν το κάθε σκέλος του πυλώνα ξεχωριστά.

Στέψη πυλώνα

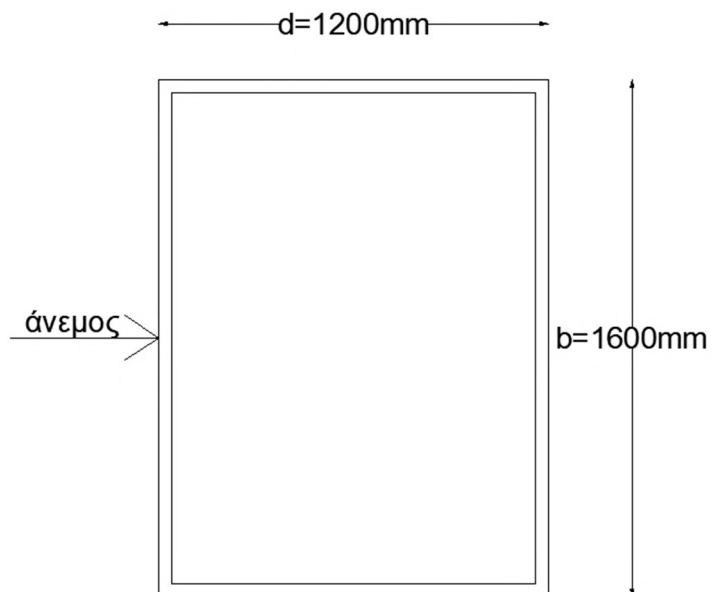


Σχήμα 4.7: Φορτίο ανέμου στη στέψη πυλώνα κατά x

Πίνακας 4.5: Υπολογισμός φορτίου ανέμου στη στέψη πυλώνα κατά x

Πλάτος διατομής στέψης πυλώνα	b=1000mm
Μήκος διατομής στέψης πυλώνα	d=1200mm
Συντελεστής δύναμης (χωρίς ροή ελευθέρων άκρων)	$c_{f,0}=2$ (από πίνακα 4.4)
Ενεργό μήκος λυγηρότητας	$\lambda=70$
Μειωτικός συντελεστής για στοιχεία με πεπερασμένο λόγο λυγηρότητας λ	$\psi_\lambda=0.92$ (από σχήμα)
Μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες	$\psi_r=1.00$ (από σχήμα)
Συντελεστής δύναμης	$c_{f,x} = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \psi_r = 2 \cdot 0.92 \cdot 1.00 = 1.84$
Πίεση ανέμου κατά x	$f_{w,x} = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) = 1.00 \cdot 1.84 \cdot 2.247 = 4.134 \text{ kN} / \text{m}^2$
Δύναμη ανέμου κατά x	$F_{w,x} = f_{w,x} \cdot b = 4.134 \cdot 1.00 = 4.134 \text{ kN} / \text{m}$

Βάση πυλώνα



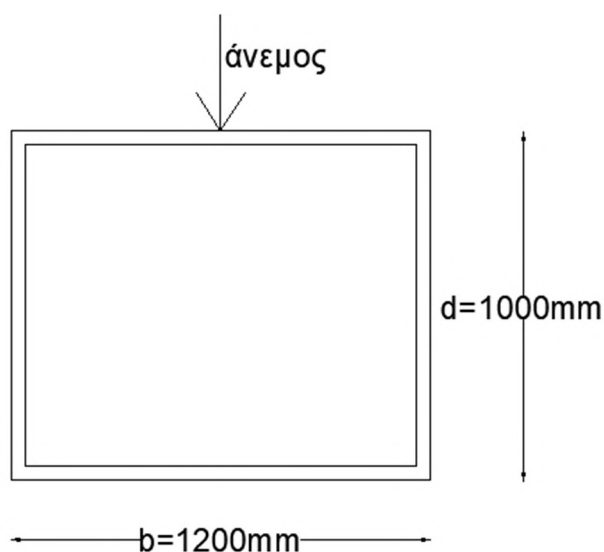
Σχήμα 4.8: Φορτίο ανέμου στη βάση πυλώνα κατά x

Πίνακας 4.6: Υπολογισμός φορτίου ανέμου στη βάση πυλώνα κατά x

Πλάτος διατομής στέψης πυλώνα	$b=1600\text{mm}$
Μήκος διατομής στέψης πυλώνα	$d=1200\text{mm}$
Συντελεστής δύναμης (χωρίς ροή ελευθέρων άκρων)	$c_{f,o}=2.35$
Ενεργό μήκος λυγηρότητας	$\lambda=70$
Μειωτικός συντελεστής για στοιχεία με πεπερασμένο λόγο λυγηρότητας λ	$\psi_{\lambda}=0.92$
Μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες	$\psi_r=1.00$
Συντελεστής δύναμης	$c_{f,x} = c_{f,o} \cdot \psi_{\lambda} \cdot \psi_r = 2.35 \cdot 0.92 \cdot 1.00 = 2.162$
Πίεση ανέμου κατά	$f_{w,x} = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) = 1.00 \cdot 2.162 \cdot 2.247 = 4.86\text{kN} / \text{m}^2$
Δύναμη ανέμου κατά	$F_{w,x} = f_{w,x} \cdot b = 4.86 \cdot 1.6 = 7.77\text{kN} / \text{m}$

Υπολογισμός φορτίου ανέμου πυλώνα κατά y

Στέψη πυλώνα

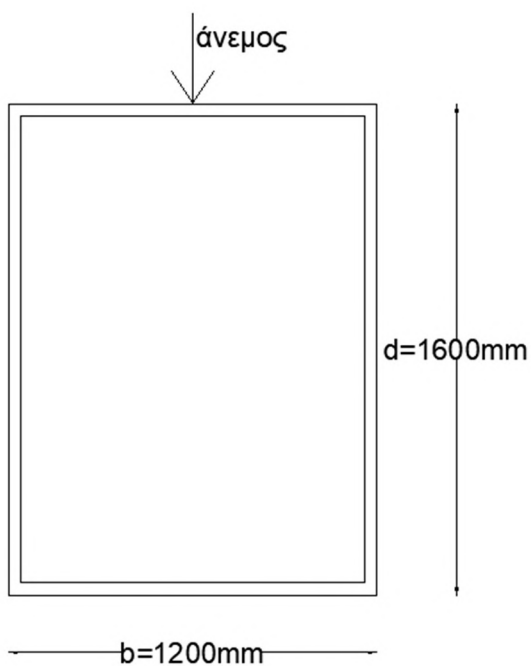


Σχήμα 4.9: Φορτίο ανέμου στη στέψη πυλώνα κατά y

Πίνακας 4.7: Υπολογισμός φορτίου ανέμου στη στέψη πυλώνα κατά y

Πλάτος διατομής στέψης πυλώνα	$b=1200\text{mm}$
Μήκος διατομής στέψης πυλώνα	$d=1000\text{mm}$
Συντελεστής δύναμης (χωρίς ροή ελευθέρων άκρων)	$c_{f,0}=2.3$
Ενεργό μήκος λυγηρότητας	$\lambda=70$
Μειωτικός συντελεστής για στοιχεία με πεπερασμένο λόγο λυγηρότητας λ	$\psi_{\lambda}=0.92$
Μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες	$\psi_r=1.00$
Συντελεστής δύναμης	$c_{f,y} = c_{f,0} \cdot \psi_{\lambda} \cdot \psi_r = 2.3 \cdot 0.92 \cdot 1.00 = 2.11$
Πίεση ανέμου κατά y	$f_{w,y} = c_s c_d \cdot c_{f,y} \cdot q_p(z_e) = 1.00 \cdot 2.11 \cdot 2.247 = 4.75 \text{ kN} / \text{m}^2$
Δύναμη ανέμου κατά y	$F_{w,y} = f_{w,y} \cdot b = 4.75 \cdot 1.2 = 5.7 \text{ kN} / \text{m}$

Βάση πυλώνα



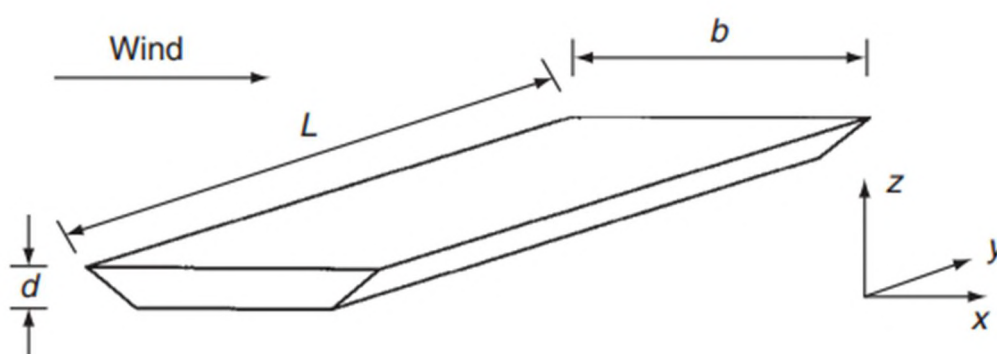
Σχήμα 4.10: Φορτίο ανέμου στη βάση πυλώνα κατά γ

Πίνακας 4.8: Υπολογισμός φορτίου ανέμου στη βάση πυλώνα κατά γ

Πλάτος διατομής στέψης πυλώνα	$b=1200\text{mm}$
Μήκος διατομής στέψης πυλώνα	$d=1600\text{mm}$
Συντελεστής δύναμης (χωρίς ροή ελευθέρων άκρων)	$c_{f,0}=1.9$
Ενεργό μήκος λυγηρότητας	$\lambda=70$
Μειωτικός συντελεστής για στοιχεία με πεπερασμένο λόγο λυγηρότητας λ	$\psi_{\lambda}=0.92$
Μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες	$\psi_r=1.00$ (για $r=0$)
Συντελεστής δύναμης	$c_{f,y} = c_{f,0} \cdot \psi_{\lambda} \cdot \psi_r = 1.90 \cdot 0.92 \cdot 1.00 = 1.75$
Πίεση ανέμου κατά	$f_{w,y} = c_s c_d \cdot c_{f,y} \cdot q_p(z_e) = 1.00 \cdot 1.75 \cdot 2.247 = 3.93\text{kN} / \text{m}^2$
Δύναμη ανέμου κατά	$F_{w,y} = f_{w,y} \cdot b = 3.93 \cdot 1.2 = 4.7\text{kN} / \text{m}$

4.3.3.3 Κατάστρωμα γέφυρας

Οι δράσεις του ανέμου δημιουργούν δυνάμεις και στις τρεις διευθύνσεις των γεφυρών. Όσον αφορά τους ορισμούς των αξόνων στη γεφυροποιία ο άξονας x είναι ο διαμήκης άξονας, ο άξονας y ο εγκάρσιος και ο άξονας z ο κατακόρυφος άξονας. Αντίθετα, στον EN 1991-1-4 ο διαμήκης άξονας συμβολίζεται με y και ο εγκάρσιος με x όπως φαίνεται στο σχήμα 4.10. Δεδομένου αυτού, οι δείκτες του ανέμου στους παρακάτω υπολογισμούς είναι σε σχέση με τους ορισμούς του Ευρωκώδικα.



Σχήμα 4.11: Ορισμός αξόνων καταστρώματος κατά EN 1991-1-4

Πίνακας 4.9: Γενικά στοιχεία ανέμου για κατάστρωμα

Μέγιστο ύψος καταστρώματος	$z_e = 5.50m$
Μήκος καταστρώματος	$L = \frac{L\varepsilon\sigma + L\varepsilon\xi}{2} = \frac{85 + 94.285}{2} = 89.65m$
Συντελεστής έκθεσης	$c_e(z_e) = 2$ (από σχήμα)
Βασική πίεση ανέμου	$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.68kN / m^2$
Πίεση αιχμής	$q_p(z_e) = c_e(z_e) \cdot q_b = 1.36kN / m^2$

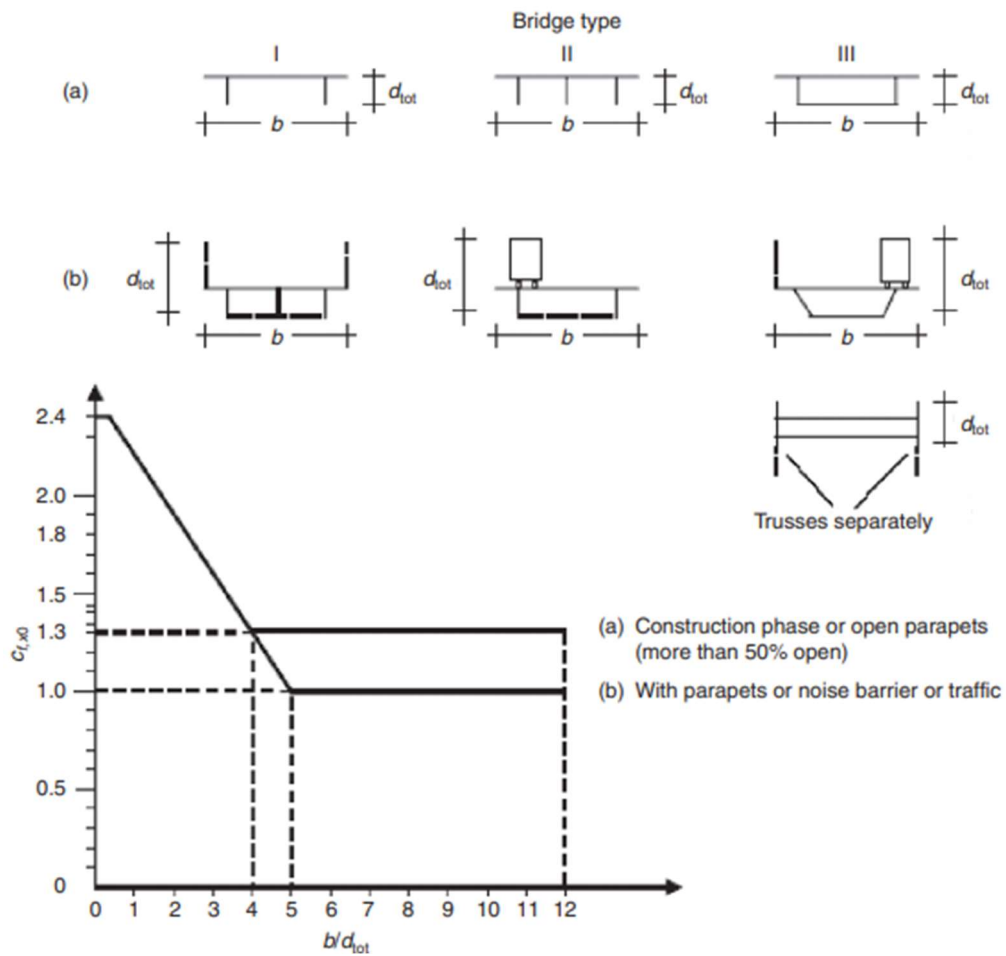
Φορτίο ανέμου καταστρώματος κατά τη διεύθυνση x

Ο συντελεστής δύναμης c_f για καταστρώματα γεφυρών υπολογίζεται από τη σχέση

$$c_{f,x} = c_{f_x,0} \quad (4.18)$$

όπου :

$c_{f,x,0}$ συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελευθέρου άκρου, διότι στη περίπτωση μιας κοινής γέφυρας η ροή του ανέμου αποκλίνει μόνο κατά μήκος δύο πλευρών (πάνω και κάτω από το κατάστρωμα της γέφυρας)



Σχήμα 4.12: Συντελεστής δύναμης $c_{f,0}$ για κατάστρωμα γέφυρας

Πίνακας 4.10: Ύψος που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του $A_{ref,x}$

Σύστημα αναχαιτίσης	Σε μία πλευρά	Και στις δύο πλευρές
Ανοιχτό πέτασμα ή στηθαίο ασφαλείας	$d+0.3$ m	$d+0.6$ m
Συμπαγές πέτασμα ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	$d+d_1$	$d+2 \cdot d_1$
Ανοιχτό πέτασμα και ανοιχτό στηθαίο ασφαλείας	$d+0.6$ m	$d+1.2$ m

Λαμβάνουμε για λόγους ασφαλείας ύψος συμπαγούς στηθαίου ασφαλείας $d_1=1.10$ m και στις δύο πλευρές της γέφυρας.

Πίνακας 4.11: Υπολογισμός φορτίου ανέμου καταστρώματος κατά x

Ύψος καταστρώματος	$d_{tot} = d + 2d_1 = 1.50 + 2 \cdot 1.10 = 3.70m$
Πλάτος καταστρώματος	$b = 5.00m$
Λόγος b/d _{tot}	$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{5}{3.7} = 1.35$
Συντελεστής δύναμης	$c_{f,x} = c_{f,0} = 2.10$
Επιφάνεια αναφοράς καταστρώματος	$A_{ref} = L \cdot d_{tot} = 89.65 \cdot 3.70 = 331.70m^2$
Φορτίο του ανέμου κατά x	$F_{w,x} = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 1.00 \cdot 2.10 \cdot 1.36 \cdot 331.70 = 947.35kN$
Κατανεμημένο φορτίο ανέμου κατά x	$f_{w,x} = \frac{F_{w,x}}{L} = \frac{947.35}{89.65} = 10.56kN / m$

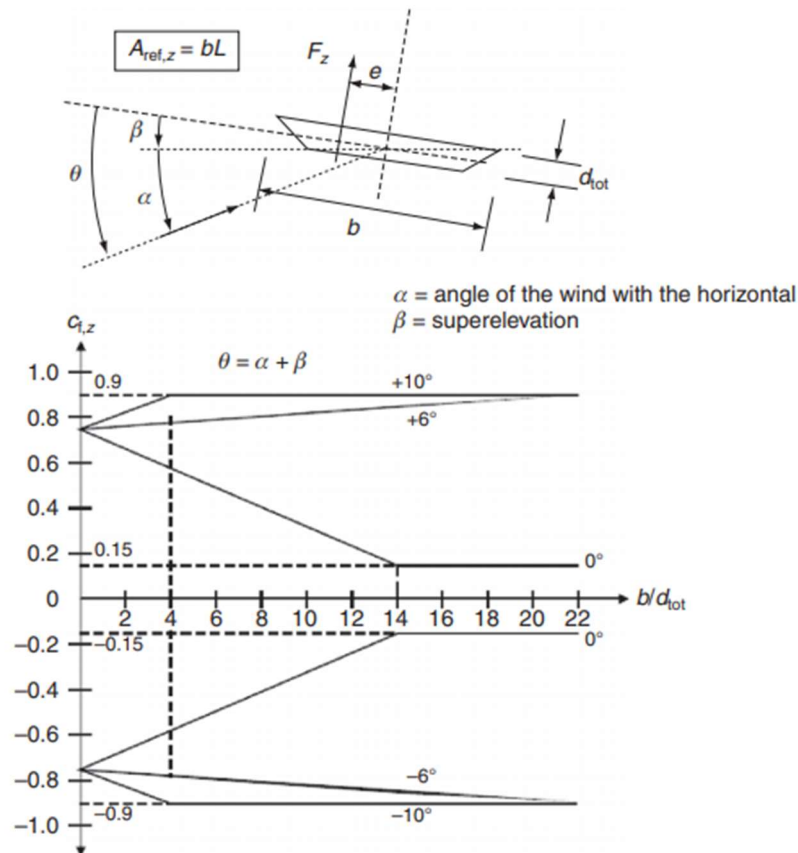
Φορτίο ανέμου καταστρώματος κατά τη διεύθυνση y

Επειδή η γέφυρα αποτελείται από ολόσωμες δοκούς κατά την διεύθυνση y το φορτίο του ανέμου λαμβάνεται ίσο με το 25% του φορτίου κατά τη διεύθυνση x. Οπότε :

$$f_{w,y} = 0.25 \cdot f_{w,x} = 0.25 \cdot 10.56 = 2.64kN / m$$

Φορτίο ανέμου καταστρώματος κατά τη διεύθυνση z

Ο συντελεστής δύναμης κατά τη διεύθυνση z υπολογίζεται από το σχήμα:



Σχήμα 4.13: Συντελεστής $c_{f,z}$ για γέφυρες με εγκάρσια κλίση και άνεμο υπό κλίση

Πίνακας 4.12: Υπολογισμός φορτίου ανέμου καταστρώματος κατά τη διεύθυνση z

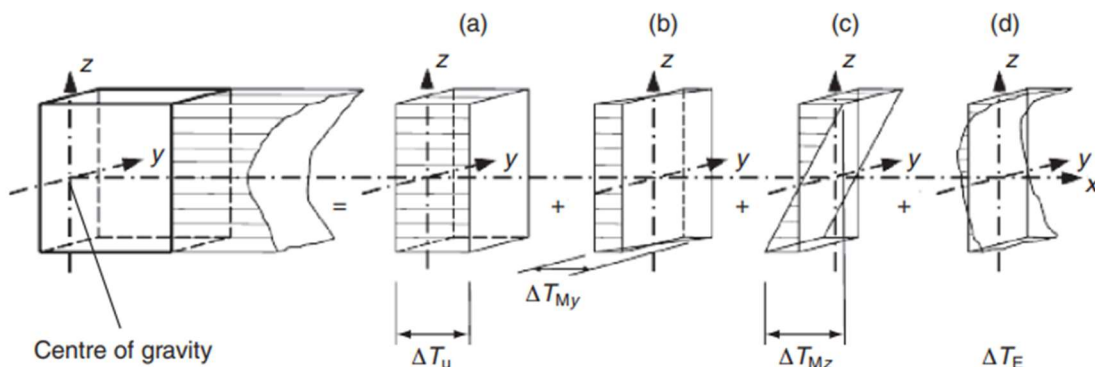
Ύψος καταστρώματος	$d_{tot} = d + 2d_1 = 1.50 + 2 \cdot 1.10 = 3.70m$
Πλάτος καταστρώματος	$b = 5.00m$
Λόγος b/dtot	$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{5}{3.7} = 1.35$
Συντελεστής δύναμης	$c_{f,z} = 0.70$
Επιφάνεια αναφοράς καταστρώματος	$A_{ref} = A_{κατ} = 448.22m^2$
Επιφάνεια επιρροής διαδοκίδων	$E = 17.9123m^2$
Φορτίο του ανέμου κατά z	$F_{w,z} = c_s \cdot c_d \cdot c_{f,z} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} = 1.00 \cdot 0.70 \cdot 1.36 \cdot 448.25 = 426.73kN$
Κατανεμημένο φορτίο ανέμου στις διαδοκίδες	$f_{w,z} = \frac{F_{w,z} \cdot E}{A_{ref} \cdot b} = \frac{426.73 \cdot 17.9123}{448.25 \cdot 5.00} = 3.40kN / m$

4.4 Θερμικές δράσεις

Οι επιρροές της θερμοκρασίας είναι σημαντικές τόσο στη φάση κατασκευής όσο και στη φάση λειτουργίας. Το πραγματικό θερμοκρασιακό προφίλ υποδιαιρείται σε τέσσερις ανεξάρτητες συνιστώσες. Η πρώτη συνιστώσα $[\Delta T_N]$ κατανέμεται ομοιόμορφα στο ύψος της διατομής προκαλώντας διαμήκεις παραμορφώσεις. Οι συνιστώσες $[\Delta T_{My}]$ και $[\Delta T_{Mz}]$ προκαλούν στροφές ως προς τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα αντίστοιχα, ενώ η τέταρτη συνιστώσα $[\Delta T_E]$ αντιπροσωπεύει το μη γραμμικό τμήμα του θερμοκρασιακού προφίλ.

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

- Ομάδα 1: Χαλύβδινο δάπεδο επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα
- Ομάδα 2: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα
- Ομάδα 3: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί ανοικτών ή κιβωτοειδών δοκών από σκυρόδεμα



Σχήμα 4.14: Διαγραμματική αναπαράσταση των συνιστωσών του θερμοκρασιακού προφίλ

4.4.1 Ομοιόμορφη συνιστώσα της θερμοκρασίας $[\Delta T_N]$

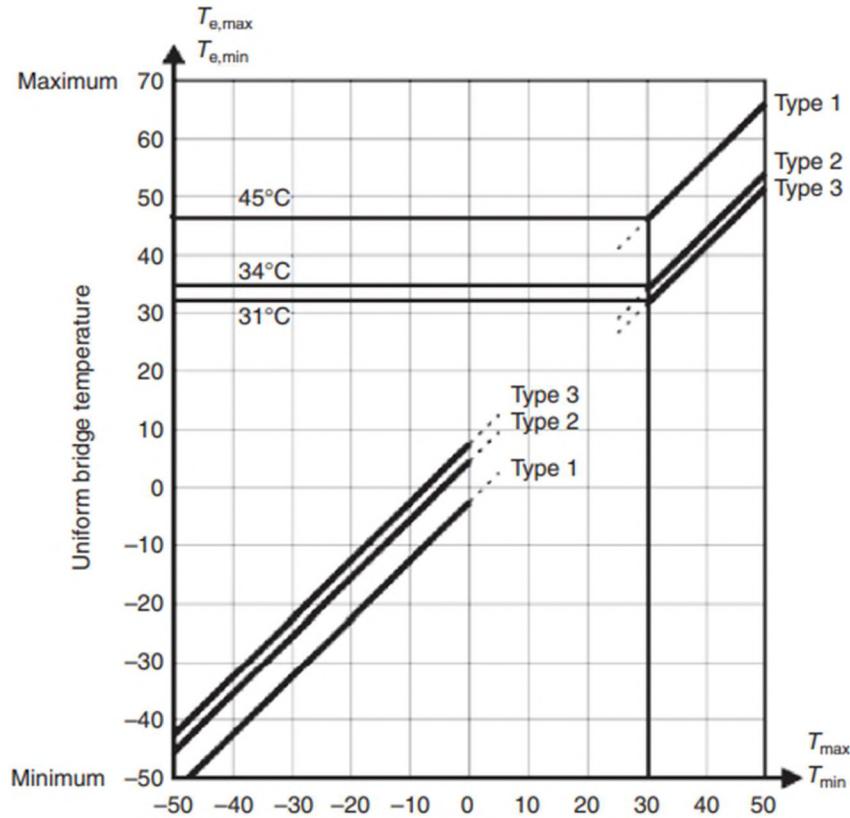
Η συνιστώσα $[\Delta T_N]$ εκφράζει μια καθολική αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας που οφείλεται σε αντίστοιχες αυξομειώσεις της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος. Αν οι ελάχιστες και μέγιστες θερμοκρασίες περιβάλλοντος υπό σκιά είναι T_{min} και T_{max} , οι αντίστοιχες θερμοκρασίες της γέφυρας είναι $T_{e,min}$ και $T_{e,max}$.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα οι θερμοκρασίες περιβάλλοντος στην επιφάνεια της θάλασσας είναι οι ακόλουθες:

Τιμή μέγιστης θερμοκρασίας $T_{max}=45^{\circ}C$

Τιμή ελάχιστης θερμοκρασίας $T_{min}=-15^{\circ}C$

Λαμβάνουμε ως μέση θερμοκρασία της περιόδου κατασκευής $T_0=15^{\circ}C$.



Σχήμα 4.15: Συσχέτιση μεταξύ ελάχιστης και μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{max} , T_{min} και της ελάχιστης και μέγιστης ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας $T_{e,min}$, $T_{e,max}$

Η χαρακτηριστική τιμή της μέγιστης διαστολικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνεται από τη σχέση :

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (4.19)$$

Η χαρακτηριστική τιμή της μέγιστης διαστολικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνεται από τη σχέση :

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (4.20)$$

Επομένως στην συγκεκριμένη κατασκευή :

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 45 - 15 = 30^\circ C$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 15 - (-15) = 30^\circ C$$

4.4.2 Γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας [ΔT_M]

Η συνιστώσα [ΔT_M] λαμβάνει υπόψη την ανομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή των διαφόρων τμημάτων της γέφυρας. Η [ΔT_M] είναι ουσιαστικά η θερμοκρασιακή διαφορά μεταξύ της άνω και της κάτω επιφάνειας του φορέα. Εξετάζονται δύο τιμές $\Delta T_{M,heat}$ αν η άνω επιφάνεια είναι θερμότερη από την κάτω, και η $\Delta T_{M,cool}$ αν συμβαίνει το αντίθετο.

Πίνακας 4.13: Συνιστώμενες τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για διάφορους τύπους καταστρωμάτων γεφυρών

Ομάδα καταστρώματος	Άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω	Κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω	
	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	
1	18	13	
2	15	18	
3	-κιβωτοειδής διατομή	10	5
	-δοκός	15	8
	-πλάκα	15	8

Επομένως, στη συγκεκριμένη γέφυρα:

$$\Delta T_{M,heat} = 18^{\circ}C$$

$$\Delta T_{M,cool} = -13^{\circ}C$$

4.4.3 Μη γραμμική συνιστώσα [ΔT_E]

Τέλος, η μη γραμμική συνιστώσα [ΔT_E] λαμβάνει υπόψη τις μη γραμμικές θερμοκρασιακές μεταβολές οι οποίες σε ορισμένες περιπτώσεις είναι πιο κρίσιμες από τις γραμμικές καθώς αναπτύσσονται παραμένουσες τάσεις που μπορεί να οδηγήσουν σε πρόωρη ρηγμάτωση ή διαρροή. Ο υπολογισμός των παραμενουσών τάσεων και των εντατικών μεγεθών λόγω μη γραμμικών επιρροών είναι δυσχερής και για αυτό αγνοούνται.

4.6 Τυχηματικές δράσεις

Οι συνηθέστερες τυχηματικές δράσεις οφείλονται είτε σε πρόσκρουση οχήματος στην κάτω πλευρά του καταστρώματος της γέφυρας, είτε σε πρόσκρουση στη φέρουσα υποδομή, είτε στην κυκλοφορία βαρέου οχήματος στο κατάστρωμα της γέφυρας. Η πρώτη περίπτωση αντιμετωπίζεται με την επιλογή του ύψους του φορέα, ώστε να είναι ικανή η διέλευση ακόμα και του υψηλότερου οχήματος. Η πρόσκρουση στη φέρουσα υποδομή που στην περίπτωση αυτή της μελέτης αφορά την πρόσκρουση οχήματος στον πυλώνα αλλά και

στο καλώδιο αντιστήριξης αντιμετωπίζεται με τη χρήση συμπαγών βάρων που τα περικλείουν ώστε σε περίπτωση πρόσκρουσης να προστατευτούν. Η τρίτη περίπτωση, μπορεί να αντιμετωπιστεί με χρήση εμποδίων που απαγορεύουν την είσοδο οχημάτων και από τις δύο κατευθύνσεις.

4.7 Σεισμικές δράσεις

4.7.1 Εισαγωγή

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες) που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Κύριες θεωρούνται οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής κίνησης ενώ η κατακόρυφη συνιστώσα έχει γενικά παραμεληθεί στον αντισεισμικό κανονισμό αν και αυτό αλλάζει σταδιακά χάρη σε παρατηρήσεις πεδίου που επιβεβαιώνουν τις ενδεχόμενες επιζήμιες συνέπειες των ισχυρών κατακόρυφων ταλαντώσεων. Οι σεισμικές δυνάμεις προσδιορίζονται για συνήθεις γέφυρες από φασματική ανάλυση, στην οποία η σεισμική δύναμη περιγράφεται μέσω ενός φάσματος απόκρισης.

4.7.2 Μέθοδος φασματικής απόκρισης

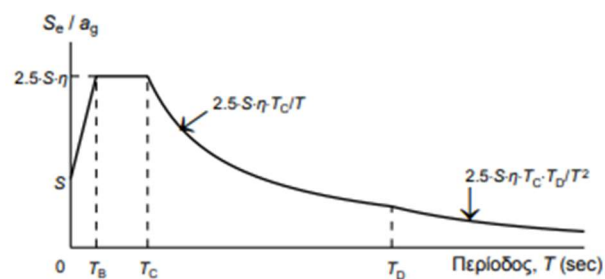
Το λογισμικό του SOFiSTiK αναλύει με τη μέθοδο της φασματικής απόκρισης τις σεισμικές δράσεις εφαρμόζοντας τα βήματα της μεθόδου για κάθε διεύθυνση. Γενικά, εφαρμόζεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης για γέφυρες επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς η λαμβάνεται ίσος με 1.00. Τα τελικά μεγέθη με τα οποία γίνονται οι έλεγχοι προκύπτουν από επαλληλία των παραπάνω αποκρίσεων χρησιμοποιώντας μία εκ των μεθόδων SRSS, CQC. Συγκεκριμένα, για αυτή την ανάλυση έχει επιλεγθεί η μέθοδος επαλληλίας CQC.

Για την παρούσα κατασκευή λήφθηκαν οι ακόλουθοι συντελεστές:

- Για οριζόντιες διευθύνσεις :Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 $\rightarrow a_{gR}=0.16g$
- Για κατακόρυφη διεύθυνση :Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 $\rightarrow a_{gR}=0.16g \cdot 0,9=0.144g$
- Κατηγορία σπουδαιότητας II $\rightarrow \gamma_I=1.00$
- Κατηγορία εδάφους B $\rightarrow T_B=0.15, T_C=0.50, T_D=2.50, S=1.20$
- Ιξώδης απόσβεση για κατηγορία συγκολλημένου χάλυβα $\rightarrow \xi=2\%$

Ε.Κ. 8

Ελαστικό φάσμα απόκρισης (S_e =ελαστική φασματική επιτάχυνση)



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

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

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

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

όπου:

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

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

S = συντελεστής εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR} (g)	Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_I	Κατηγορία Εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S
Z1	0.16	I	0.80	A	0.15	0.40	2.50	1.00
Z2	0.24	II	1.00	B	0.15	0.50	2.50	1.20
Z3	0.36	III	1.20	C	0.20	0.60	2.50	1.15
		IV	1.40	D	0.20	0.80	2.50	1.35
				E	0.15	0.50	2.50	1.40

Σχήμα 4.16: Ελαστικό φάσμα απόκρισης

5. Συνδυασμοί δράσεων

Ο σχεδιασμός, η κατασκευή, η ανέγερση και η συντήρηση της γέφυρας πρέπει να γίνονται με τέτοιο τρόπο ώστε κατά τη διάρκεια ζωής της να ικανοποιεί βασικές απαιτήσεις ασφάλειας, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας. Σε ό,τι αφορά το σχεδιασμό γίνεται διάκριση μεταξύ των οριακών καταστάσεων αστοχίας και των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ) σχετίζονται με την ασφάλεια του φορέα και των ανθρώπων που τον χρησιμοποιούν και αφορούν τις καταστάσεις :

- EQU: Απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, θεωρούμενα ως άκαμπτα σώματα, έλεγχοι εφεδράνων και των αγκυρίων τους έναντι ανύψωσης
- STR: Αστοχία ανωδομής αναφερόμενη στην αντοχή διατομών και συνδέσεων, στην ευστάθεια των μελών και στην αντοχή της διατμητικής σύνδεσης
- FAT: Αστοχία λόγω κόπωσης του φορέα ή δομικών μελών
- GEO: Αστοχία θεμελίωσης ή εδάφους

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

- Βασικοί συνδυασμοί

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.1)$$

- Τυχηματικοί συνδυασμοί σε φάσεις κατασκευής

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_d + (\psi_{1,1} \acute{\eta} \psi_{2,1}) \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,1} \cdot Q_{ki} \quad (5.2)$$

- Σεισμικός συνδυασμός (για πεζογέφυρες)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} \quad (5.3)$$

Πίνακας 5.1: Συντελεστές γ και ψ_0 στην ΟΚΑ για πεζογέφυρες

Δράσεις		Επίδραση		ψ_0
		Ευμενής	Δυσμενής	
Μόνιμες δράσεις(STR)	γ_G	1.0	1.35	-
Μόνιμες δράσεις(EQU)	γ_G	0.95	1.05	-
Συστολή ξήρανσης	γ_s	0 ή 1.0	0 ή 1.0	-
Προένταση με υποχώρηση στηρίξεων	γ_p	1.0	1.0	-
Ευστάθεια για εξωτερική προένταση	γ_p	1.0	1.35	-
Φορτία κυκλοφορίας	γ_Q	0	1.35	gr1: 0.4 Q _{fwk} : 0 gr2: 0
Θερμοκρασία	γ_Q	0	0 ή 1.5	0 ή 0.6
Άνεμος	γ_Q	0	1.5	0.3
Χιόνι κατά τη φάση κατασκευής	γ_Q	0	1.5	0.8
Κατασκευαστικά φορτία	γ_Q	0	1.35	1.0

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ) σχετίζονται με τη λειτουργία του φορέα υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης, την άνεση και την ψυχολογία των χρηστών καθώς και την εξωτερική εμφάνιση του έργου. Αφορούν:

- παραμορφώσεις
- περιορισμό τάσεων
- ρηγματώσεις σκυροδέματος
- ταλαντώσεις

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

➤ Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (5.4)$$

➤ Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (5.5)$$

➤ Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (5.6)$$

Πίνακας 5.2: Συντελεστές ψ_1 και ψ_2 για πεζογέφυρες

Δράσεις	Είδος	ψ_1	ψ_2
Φορτία κυκλοφορίας	gr1	0.4	0
Άνεμος	W	0.2	0
Θερμοκρασία	T	0.6	0.5
Κατασκευαστικά φορτία	Q_c	-	1.0

Στους παραπάνω συνδυασμούς το σύμβολο (+) δηλώνει την επαλληλία δράσεων και τα υπόλοιπα σύμβολα στους συνδυασμούς είναι:

G_{kj} η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

P_k η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

Q_{k1} η χαρακτηριστική τιμή της κύριας μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i

A_d η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

γ_{Gj} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις μόνιμες δράσεις j

γ_P ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Q,i}$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις μεταβλητές δράσεις i

γ_I ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής

$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$ οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού πεζογέφυρας:

Συνδυασμοί ΟΚΑ

- Βασικοί συνδυασμοί
 - Μέγιστα φορτία προς τα κάτω με κύρια μεταβλητή δράση το φορτίο κυκλοφορίας
 - $1.35G+1.00P+1.35Q$
 - $1.35G+1.00P+1.35G\pm 1.50\cdot 0.30W$
 - $1.35G+1.00P+1.35Q+1.5\cdot 0.6\Delta T$
 - Μέγιστα φορτία προς τα κάτω με κύρια μεταβλητή δράση τον άνεμο
 - $1.35G+1.00P\pm 1.50W+1.35\cdot 0.40Q$
 - Μέγιστα φορτία προς τα άνω με κύρια μεταβλητή δράση τον άνεμο
 - $1.00G+1.50W^{(-)}$ (για έλεγχο χαλάρωσης καλωδίων)
- Για σεισμικές καταστάσεις σχεδιασμού:
 - $1.00G+1.00P+A_{Ed}$ (για έλεγχο τάσεων και εφεδράνων)

Συνδυασμοί ΟΚΛ

- Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί
 - Κύρια μεταβλητή δράση το φορτίο κυκλοφορίας
 - $1.00G+1.00P+1.00Q+0.3W$
 - $1.00G+1.00P+1.00Q+0.6\Delta T$
 - Κύρια μεταβλητή δράση ο άνεμος
 - $1.00G+1.00P+1.00W+0.40Q$
- Συχνοί συνδυασμοί
 - $1.00G+1.00P+0.40Q+0.50\Delta T$
 - $1.00G+1.00P+0.20W+0.50\Delta T$
- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός
 - $1.00G+1.00P$

6. Προένταση καλωδίων

6.1 Γενικά

Ο ρόλος των καλωδίων είναι να μεταφέρουν στον πυλώνα τα φορτία του καταστρώματος μέσω αξονικού εφελκυσμού. Πρόκειται για καλώδια που μπορούν να φέρουν ιδιαίτερα υψηλά αξονικά φορτία και παράλληλα η κατασκευή τους τα κάνει ανθεκτικά στις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται κατά την προένταση.

Η συμπεριφορά των καλωδίων υπό ένταση είναι έντονα μη γραμμική. Λόγω της μηδενικής τους δυστημσίας αλλά και των διακένων που υπάρχουν μεταξύ των δεσμών τους, το μέτρο ελαστικότητας είναι μεταβλητό. Όταν εφαρμοστεί η πρώτη φόρτιση σε ένα συρματόσχοινο, η παραμόρφωση θα οφείλεται αφενός στην ελαστική παραμόρφωση των συρμάτων και αφετέρου στη σύμπτυξη του συρματόσχοινου.

6.2 Δυνάμεις προέντασης

Για το φορέα, η προένταση των καλωδίων είναι ιδιαίτερα σημαντική αφού έτσι εισάγεται εύκολα αντιβέλος στο κατάστρωμα. Με την προέντασή τους τα καλώδια τραβούν προς τα επάνω το κατάστρωμα έτσι ώστε μετά την επιβολή των κινητών φορτίων τα βέλη να είναι μικρότερα. Για να επιτευχθεί αυτό στα καλώδια του φορέα επιβάλλεται ειδικού τύπου φορτίο external prestressing του SOFiSTiK. Για να προσδιοριστούν αρχικά οι προεντάσεις των καλωδίων χρησιμοποιήθηκαν οι αξονικές δυνάμεις που αναπτύχθηκαν στα καλώδια πριν την επιβολή δυνάμεων προέντασης. Εισάγοντας δύναμη προέντασης σε κάθε καλώδιο εισάγεται παραμόρφωση σε αυτό, ο φορέας όμως έχει περιθώρια μετακίνησης και τα καλώδια είναι αγκυρωμένα σε αυτόν με αποτέλεσμα η αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στα καλώδια να είναι μικρότερη απ' αυτή που τίθεται ως προένταση. Στη συνέχεια φυσικά, έγιναν αλλαγές στις δυνάμεις προέντασης ώστε να προσφέρουν το κατάλληλο αντιβέλος τα καλώδια και να περιοριστούν τα συνολικά βέλη του φορέα. Επίσης, η αξονική στιβαρότητα ενός καλωδίου επηρεάζεται σημαντικά από το βέλος που παρουσιάζει το καλώδιο λόγω ίδιου βάρους.

Έτσι, επιλέχθηκαν οι παρακάτω δυνάμεις προεντάσεως για τα καλώδια:

Καλώδια 1,1': $P_1=200\text{kN}$

Καλώδια 2,2': $P_2=250\text{kN}$

Καλώδιο 3,3': $P_3=300\text{kN}$

Καλώδια 4,4': $P_4=350\text{kN}$

Καλώδια 5,5': $P_5=250\text{kN}$

Καλώδιο 6 : $P_6=550\text{kN}$

6.3 Διατομές καλωδίων

Η απαιτούμενη διάμετρος για κάθε καλώδιο υπολογίζεται με τον περιορισμό η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται υπό το δυσμενέστερο συνδυασμό να είναι μικρότερη του 45% της θραύσης του καλωδίου.

$$\sigma_i \leq 0.45 f_{01} \rightarrow \frac{P_i}{A_i} \leq 0.45 f_{01} \quad (6.1)$$

όπου:

$$f_{01} = 1570 \text{ MPa}$$

P_i η δύναμη προεντάσεως όπως υπολογίστηκε προηγουμένως

A_i το εμβαδόν της διατομής του καλωδίου

$$\text{Καλώδια 1,1': } A_1 \geq 200 / (0.45 \cdot 1570 \cdot 10^3) \rightarrow \pi d^2 / 4 \geq 0.000283 \rightarrow d \geq 19.00 \text{ mm}$$

$$\text{Καλώδια 2,2': } A_2 \geq 250 / (0.45 \cdot 1570 \cdot 10^3) \rightarrow \pi d^2 / 4 \geq 0.000354 \rightarrow d \geq 21.20 \text{ mm}$$

$$\text{Καλώδιο 3,3': } A_3 \geq 300 / (0.45 \cdot 1570 \cdot 10^3) \rightarrow \pi d^2 / 4 \geq 0.000425 \rightarrow d \geq 23.30 \text{ mm}$$

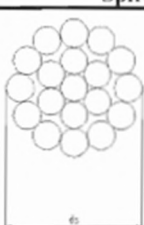

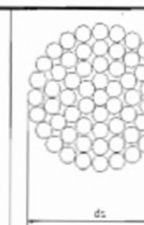
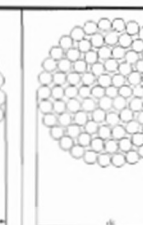
$$\text{Καλώδια 4,4': } A_4 \geq 350 / (0.45 \cdot 1570 \cdot 10^3) \rightarrow \pi d^2 / 4 \geq 0.000495 \rightarrow d \geq 25.10 \text{ mm}$$

$$\text{Καλώδια 5,5': } A_5 \geq 250 / (0.45 \cdot 1570 \cdot 10^3) \rightarrow \pi d^2 / 4 \geq 0.000354 \rightarrow d \geq 21.20 \text{ mm}$$

$$\text{Καλώδια 6 : } A_6 \geq 550 / (0.45 \cdot 1570 \cdot 10^3) \rightarrow \pi d^2 / 4 \geq 0.000778 \rightarrow d \geq 31.50 \text{ mm}$$

Από τον παραπάνω περιορισμό και λαμβάνοντας υπ' όψιν τα βέλη που αναπτύσσονται στον φορέα και αναλύονται στη συνέχεια, επιλέγεται για όλα τα καλώδια διάμετρος $d = 30 \text{ mm}$. Χρησιμοποιείται τύπος καλωδίου spiral strand rope 1×37 με μέτρο ελαστικότητας $E = 150 \text{ GPa}$ όπως υποδεικνύεται από τον EN1993-1-11.

Πίνακας 6.1: Πίνακας διατομών καλωδίων spiral strand ropes

Spiral strand rope				
				
Construction	1 × 19	1 × 37	1 × 61	1 × 91
Diameter d_i [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

6.4 Υπολογισμός ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας E_t

Προκειμένου να αντιμετωπιστεί η μη γραμμική συμπεριφορά των καλωδίων όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, θα γίνει ελαστική γραμμική ανάλυση αλλά με τη χρήση ενός κατάλληλα τροποποιημένου μέτρου ελαστικότητας που δίνεται από τη σχέση :

$$E_{ti} = \frac{E}{1 + \frac{w_i^2 \cdot l_i^2 \cdot E}{12 \cdot \sigma_i^3}} \quad (6.2)$$

όπου:

E το αρχικό μέτρο ελαστικότητας

w_i συντελεστής βάρους ίσος με $830 \cdot 10^{-7} \text{N/mm}^3$

l_i οριζόντια προβολή του μήκους των καλωδίων

σ_i η τάση που αναπτύσσεται στα καλώδια από μία φόρτιση

Πίνακας 6.1: Για φόρτιση 1.35G+1.35Q+1.00P

Καλώδια	$l_i(\text{m})$	$N_i(\text{kN})$	$\sigma_i(\text{MPa})$	$E_{ti}(\text{GPa})$
1,1'	14.5	633.50	896.23	149.9962
2,2'	18.5	467.30	661.10	149.9847
3,3'	22.5	520.60	736.51	149.9836
4,4'	26.5	497.80	704.25	149.9740
5,5'	30.5	334.00	475.52	149.8883
6	36	607.00	858.74	149.9736

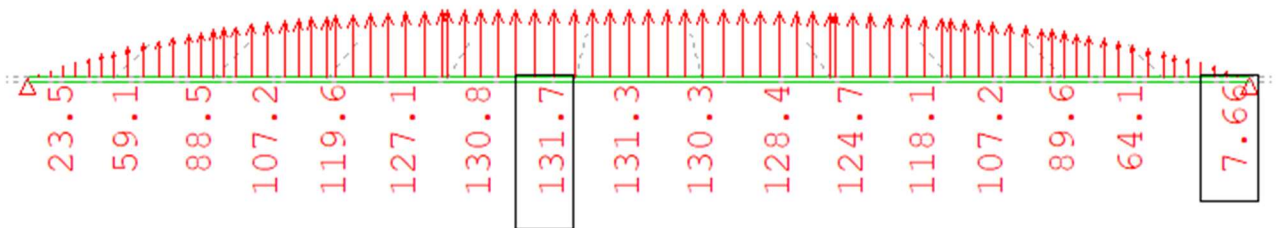
Πίνακας 6.2: Για φόρτιση 1.00G+1.00P

Καλώδια	$l_i(\text{m})$	$N_i(\text{kN})$	$\sigma_i(\text{MPa})$	$E_{ti}(\text{GPa})$
1,1'	14.5	163.00	230.60	149.7786
2,2'	18.5	216.10	305.72	149.8454
3,3'	22.5	266.50	377.02	149.8781
4,4'	26.5	317.00	448.47	149.8995
5,5'	30.5	217.50	307.70	149.5887
6	36	491.40	695.20	149.9502

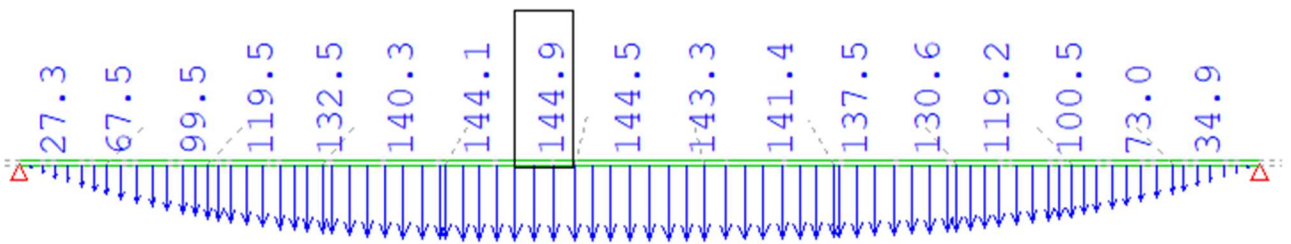
Από τις δύο φορτίσεις συμπεραίνουμε ότι το αρχικό μέτρο ελαστικότητας δεν χρειάζεται απομείωση.

6.5 Έλεγχος βελών

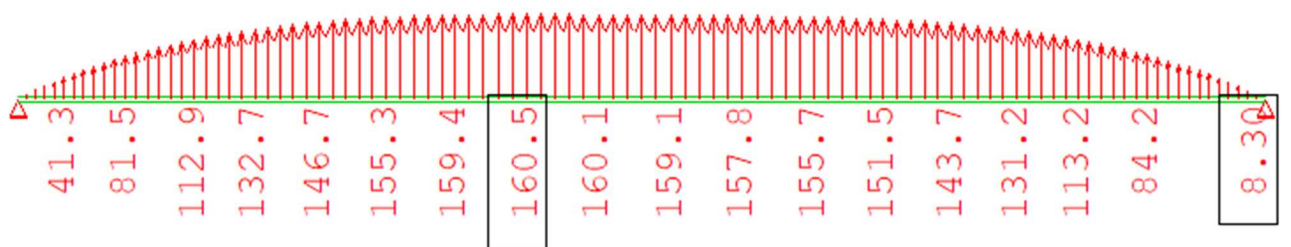
Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω οι δυνάμεις προέντασης προσδιορίστηκαν λαμβάνοντας υπόψη τα βέλη που αναπτύσσονται στο φορέα. Έτσι, προέκυψαν τα επιθυμητά βέλη για την κατάσταση λειτουργικότητας και συγκεκριμένα απαιτήθηκε το αντιβέλος της προέντασης P να είναι περίπου ίσο με το βέλος από μόνιμα και το βέλος από 20% των κινητών. Επιλέχθηκε να μην ληφθεί το 100% του φορτίου διότι η γέφυρα είναι σπάνια πλήρως φορτισμένη. Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται τα βέλη για κάθε ένα στοιχείο.



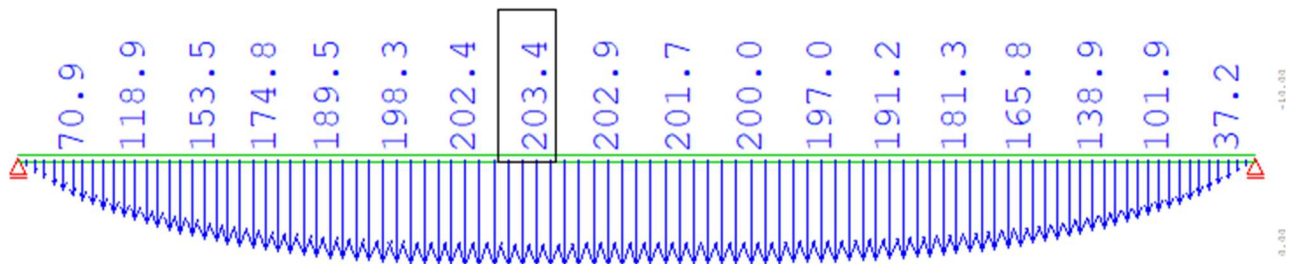
Σχήμα 6.1: Αντιβέλος εσωτερικής δοκού από φόρτιση 1.00P



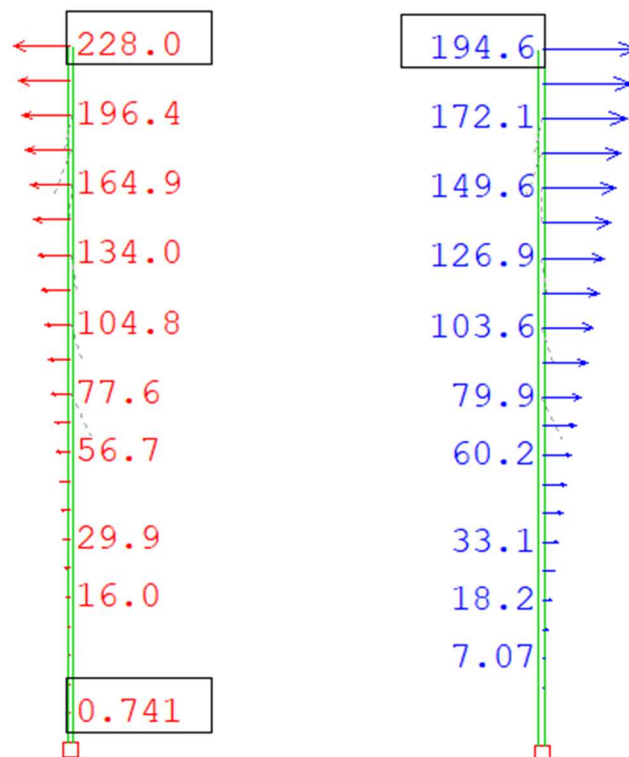
Σχήμα 6.2: Βέλος εσωτερικής δοκού από φόρτιση 1.00G+0.20Q



Σχήμα 6.3: Αντιβέλος εξωτερικής δοκού από φόρτιση 1.00P



Σχήμα 6.4: Βέλος εξωτερικής δοκού από φόρτιση 1.00G+0.20Q



Σχήμα 6.5: Αντιβέλος πυλώνα από φόρτιση 1.00P και βέλος πυλώνα από φόρτιση 1.00G+0.20Q αντίστοιχα

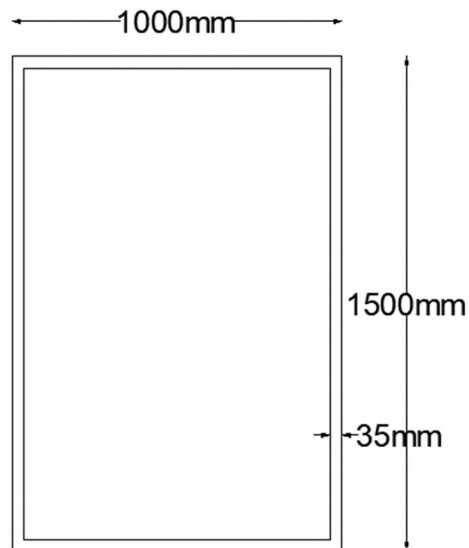
7. Διαστασιολόγηση

Μετά την προσομοίωση της γέφυρας με το λογισμικό SOFiSTiK ακολουθεί η διαστασιολόγηση των μελών του φορέα. Αρχικά, οι διαστάσεις των διατομών επιλέχθηκαν προσεγγιστικά. Στη συνέχεια, αφού έλαβαν χώρα όλοι οι έλεγχοι επιλέχθηκαν οι παρακάτω διατομές.

- Το κατάστρωμα της γέφυρας αποτελείται από:
 - Την εσωτερική δοκό, η οποία είναι συγκολλητή κοίλη ορθογωνική διατομή διαστάσεων 1500x1000x35x35. Από έλεγχο σε κάμψη και θλίψη με $\alpha=0.5$

$$\frac{c}{t} = \frac{1500 - 2 \cdot 35}{35} = 40.85 \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha} = 66.24$$

Επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.

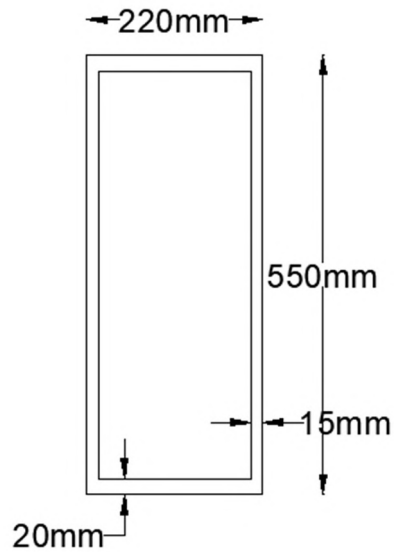


Σχήμα 7.1: Διατομή εσωτερικής δοκού

- Την εξωτερική δοκό, η οποία είναι συγκολλητή κοίλη ορθογωνική διατομή διαστάσεων 550x220x20x15. Από έλεγχο σε κάμψη και θλίψη με $\alpha=0.5$

$$\frac{c}{t} = \frac{550 - 2 \cdot 20}{15} = 34 \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{\alpha} = 66.24$$

Επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.

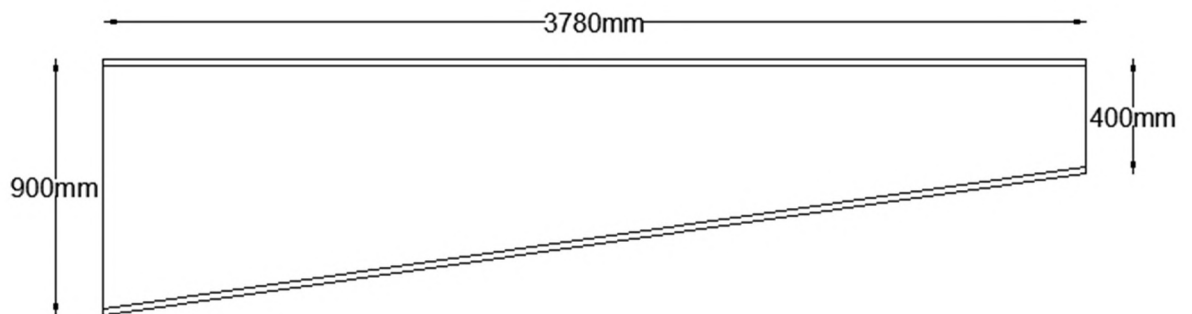


Σχήμα 7.2: Διατομή εξωτερικής δοκού

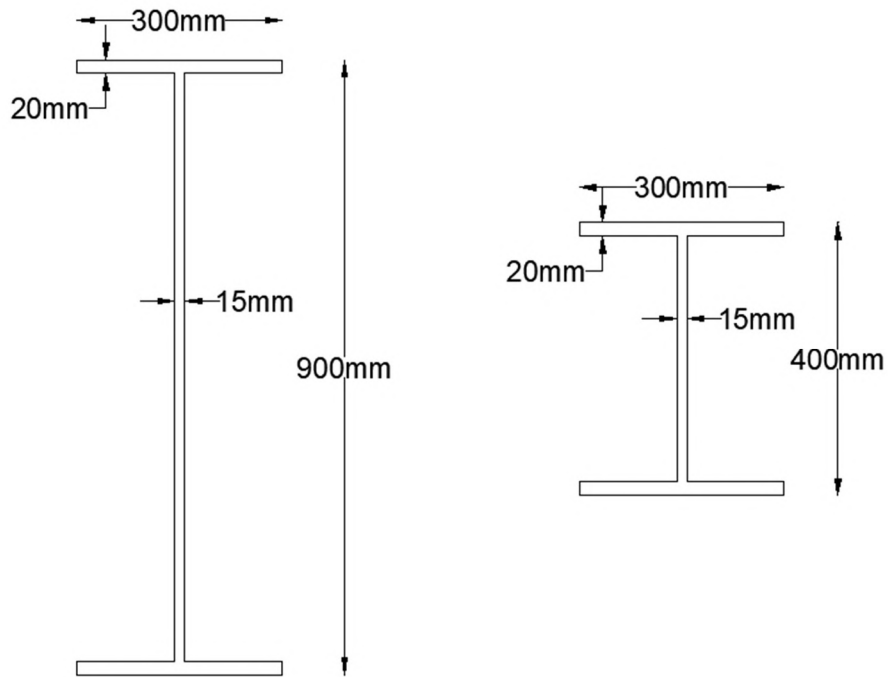
- Τις διαδοκίδες, οι οποίες είναι μεταβλητές διατομές ως προς το ύψος. Ξεκινούν από το σημείο σύνδεσης με την κύρια δοκό ως συγκολλητές διατομές διπλού T με διαστάσεις 900x300x20x15 και καταλήγουν σε συγκολλητές διατομές διπλού T με διαστάσεις 400x300x20x15. Από έλεγχο σε κάμψη για τη δυσμενέστερη ως προς τον τοπικό λυγισμό διατομή αρχής

$$\frac{c}{t} = \frac{900 - 2 \cdot 20}{15} = 57.33 \leq 72\varepsilon = 66.24$$

Επομένως ανήκουν και αυτές στην κατηγορία 1.



Σχήμα 7.3: Όψη διαδοκίδας

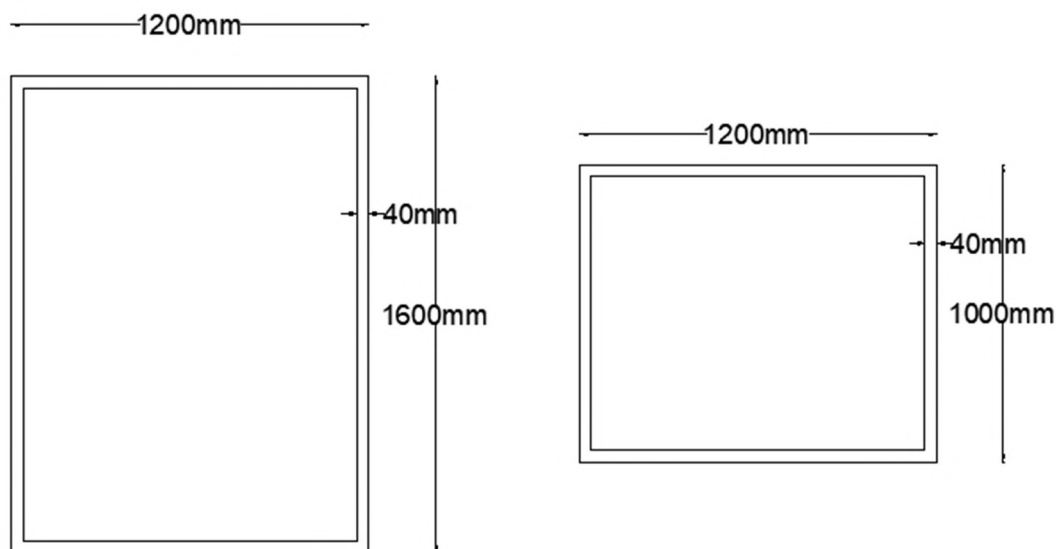


Σχήμα 7.4: Μεταβλητή διατομή διαδοκίδων

- Ο πυλώνας είναι συγκολλητή κοίλη ορθογωνική διατομή σταθερή με διαστάσεις 1600x1200x40 μέχρι το μέσον του (20m) και για τα υπόλοιπα 20 μέτρα μειώνεται γραμμικά και καταλήγει σε διαστάσεις 1000x1200x40. Από έλεγχο σε κάμψη και θλίψη με $\alpha=0.5$ για τη δυσμενέστερη ως προς τον τοπικό λυγισμό διατομή βάσης

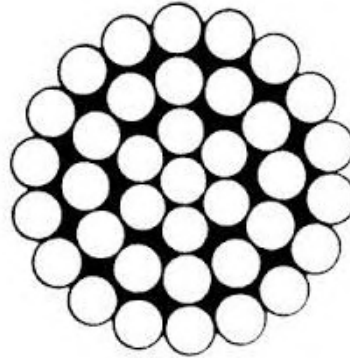
$$\frac{c}{t} = \frac{1000 - 2 \cdot 40}{40} = 23 \leq \frac{36 \cdot \varepsilon}{0.5} = 66.24$$

Επομένως ανήκει στην κατηγορία 1.



Σχήμα 7.5: Διατομή βάσης και στέψης πυλώνα αντίστοιχα

- Τα καλώδια είναι τύπου strand spiral 1x37 διατομής $d=30\text{mm}$.



Σχήμα 7.6: Spiral strand rope 1x37

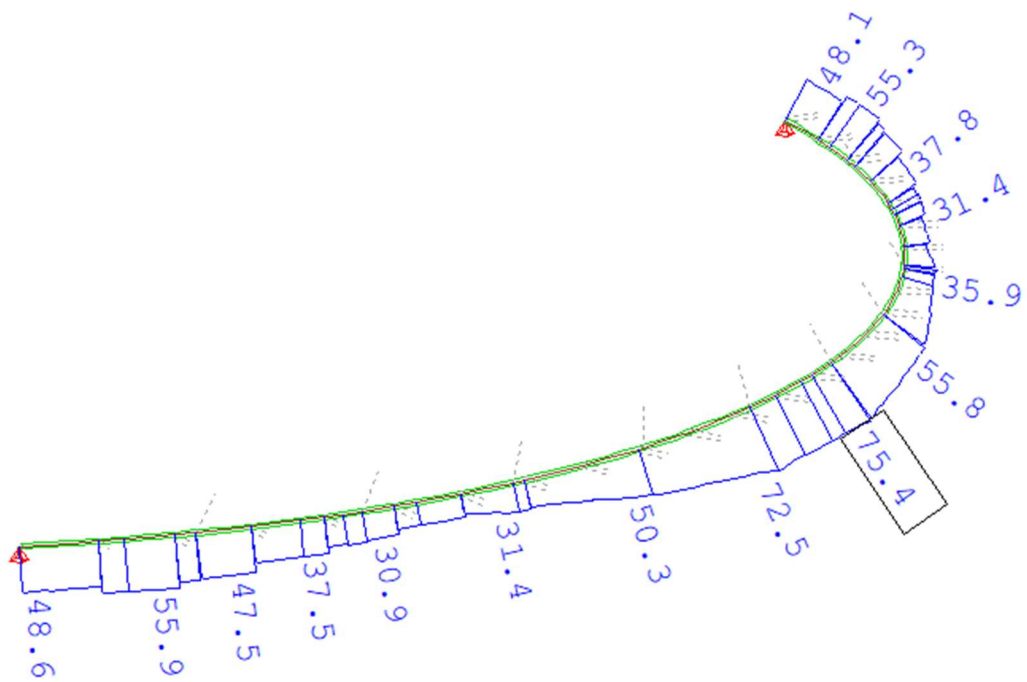
7.2 Έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

7.2.1 Έλεγχοι τάσεων

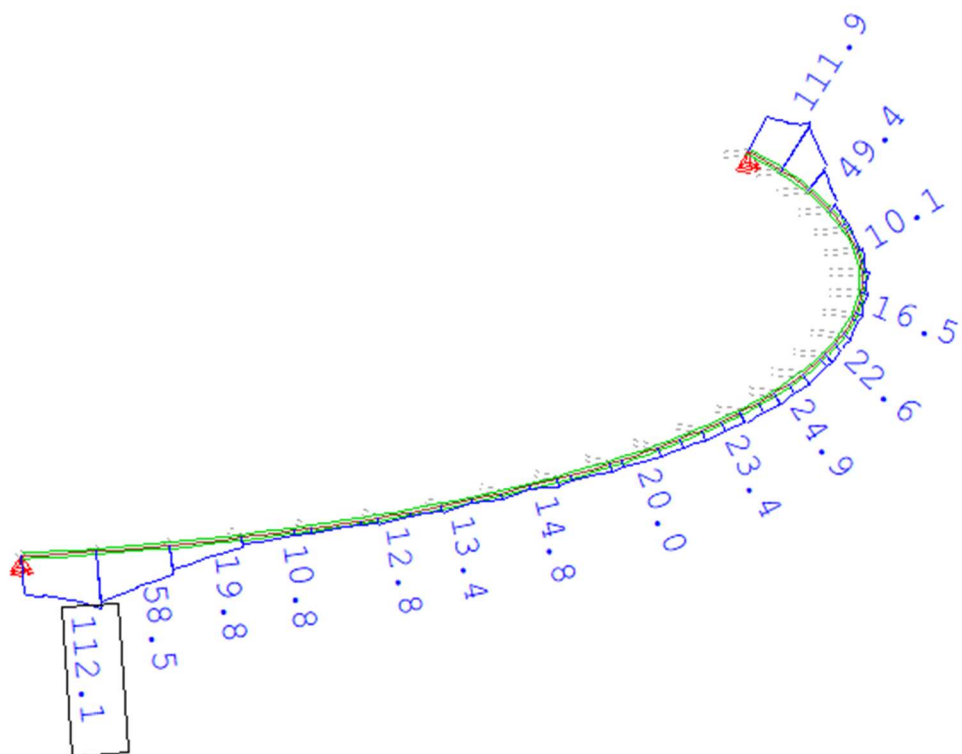
Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η μέγιστη επιτρεπόμενη τάση είναι ίση με την τάση διαρροής. Στην παρούσα μελέτη, εφόσον έχουμε κατηγορία χάλυβα S275 για όλα τα δομικά στοιχεία και κανένα ονομαστικό πάχος διατομής δεν ξεπερνάει τα 40mm, ελέγχουμε με τάση 275MPa.

Οι μέγιστες τάσεις για έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας προέκυψαν για τον πυλώνα από τον συνδυασμό μέγιστων φορτίων προς τα κάτω με κύρια μεταβλητή δράση τον άνεμο $1.35G+1.00P+1.50W+1.35\cdot 0.40Q$ και για τα υπόλοιπα στοιχεία από τον συνδυασμό μέγιστων φορτίων προς τα κάτω με κύρια μεταβλητή δράση το φορτίο κυκλοφορίας $1.35G+1.00P+1.35Q+1.50\cdot 0.30W$. Ως ανεμοφόρτιση, λήφθηκε το φορτίο του ανέμου προς τα κάτω (διεύθυνση z) και το φορτίο κατά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας (διεύθυνση y).

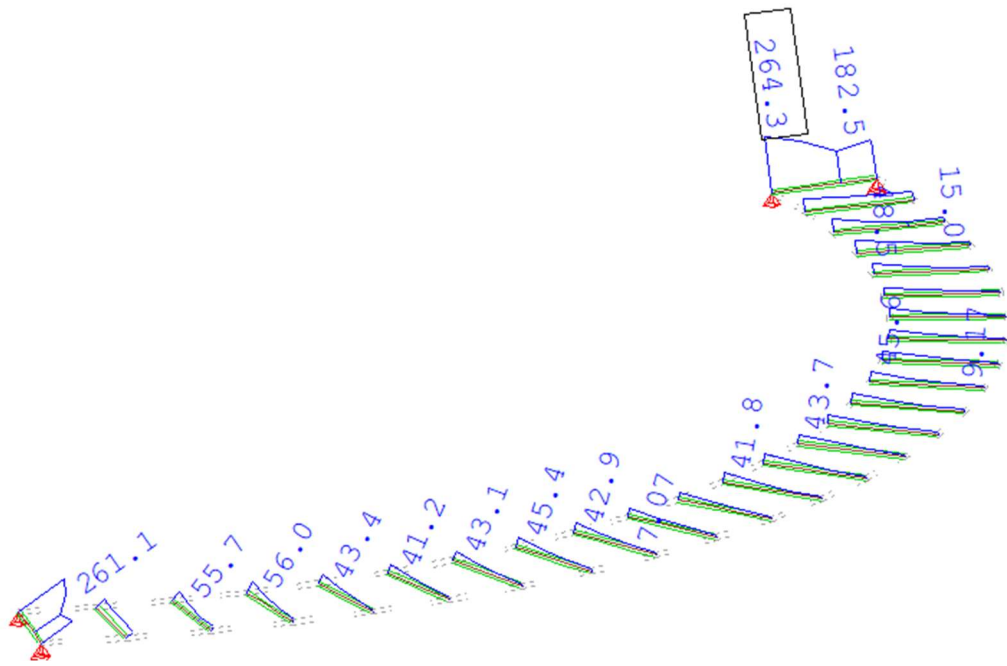
Οι τάσεις των διατομών υπολογίζονται μέσω του Design Steel Construction του SSD για κάθε περίπτωση φόρτισης ενώ με το υποπρόγραμμα WinGRAF έχουμε τη δυνατότητα να δούμε τις τάσεις από κάθε περίπτωση φόρτισης αλλά και τις περιβάλλουσες. Οι έλεγχοι θα γίνουν με βάση το κριτήριο Von Mises που συνδυάζει ορθές και διατμητικές τάσεις και φαίνονται γραφικά στα σχήματα 7.7 με 7.10.



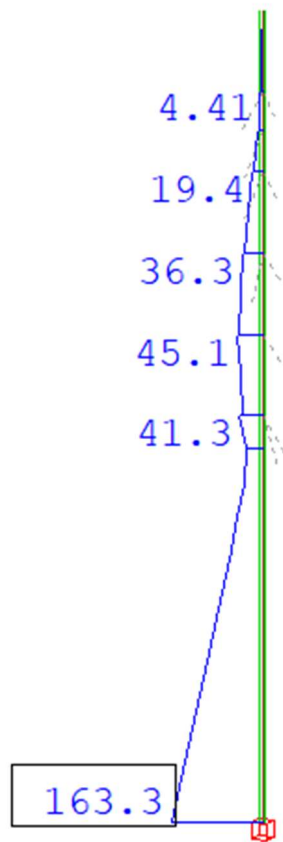
Σχήμα 7.7: Μέγιστες τάσεις Von Mises στην εσωτερική δοκό



Σχήμα 7.8: Μέγιστες τάσεις Von Mises στην εξωτερική δοκό



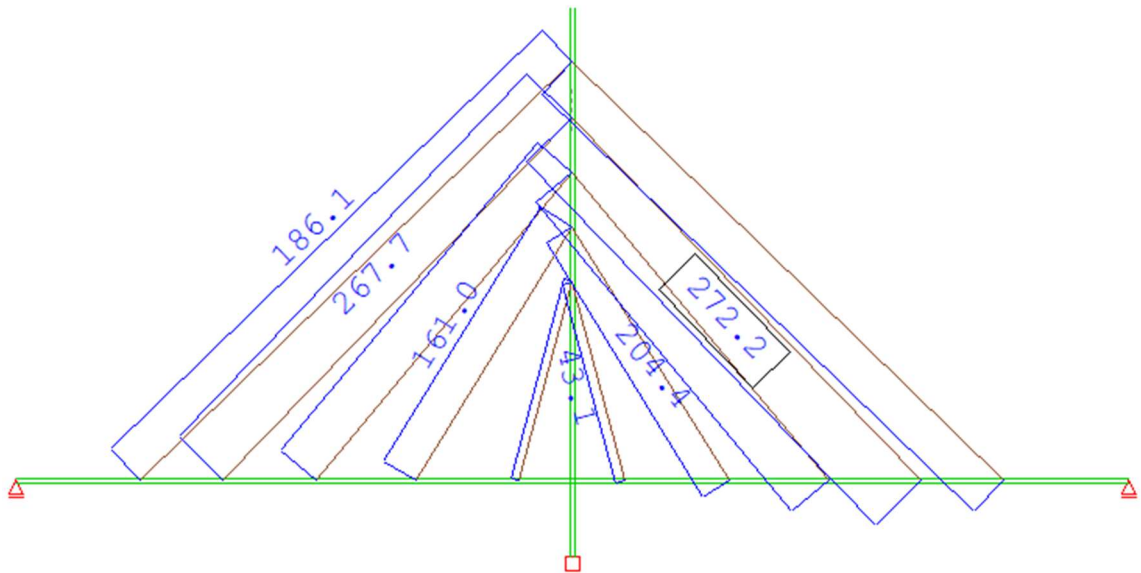
Σχήμα 7.9: Μέγιστες τάσεις Von Mises στις διαδοκίδες



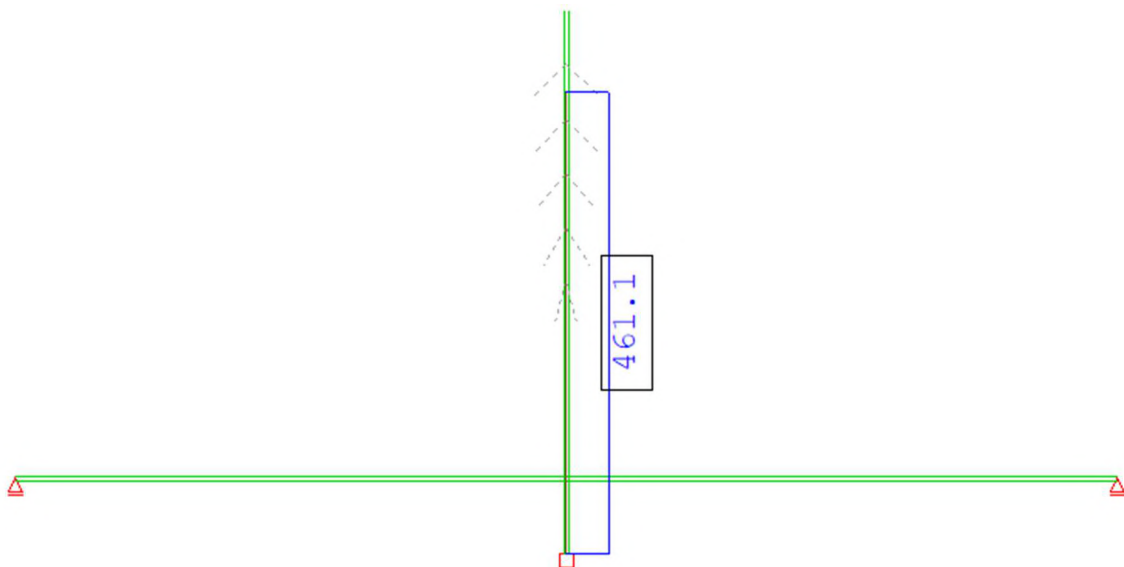
Σχήμα 7.10: Μέγιστες τάσεις Von Mises στον πυλώνα

7.2.2 Έλεγχος χαλάρωσης καλωδίων

Τα καλώδια μεταφέρουν στον πυλώνα τα φορτία του καταστρώματος μέσω αξονικού εφελκυσμού και για αυτό άλλωστε έχουν προενταθεί. Σε περίπτωση που ληφθεί ευμενής φόρτιση των μόνιμων φορτίων και δυσμενής φόρτιση του καταστρώματος από άνεμου προς τα πάνω υπάρχει περίπτωση τα καλώδια να χαλαρώσουν, να αναπτυχθεί δηλαδή σε αυτά αξονική θλίψη. Ορίζεται λοιπόν ο συνδυασμός αστοχίας $1.00G+1.00P+1.50W^{(-)}$ για να ελεγχθεί η πιθανή χαλάρωση των καλωδίων.



Σχήμα 7.11: Αξονικές δυνάμεις καλωδίων ανάρτησης για φόρτιση $1.00G+1.00P+1.50W^{(-)}$

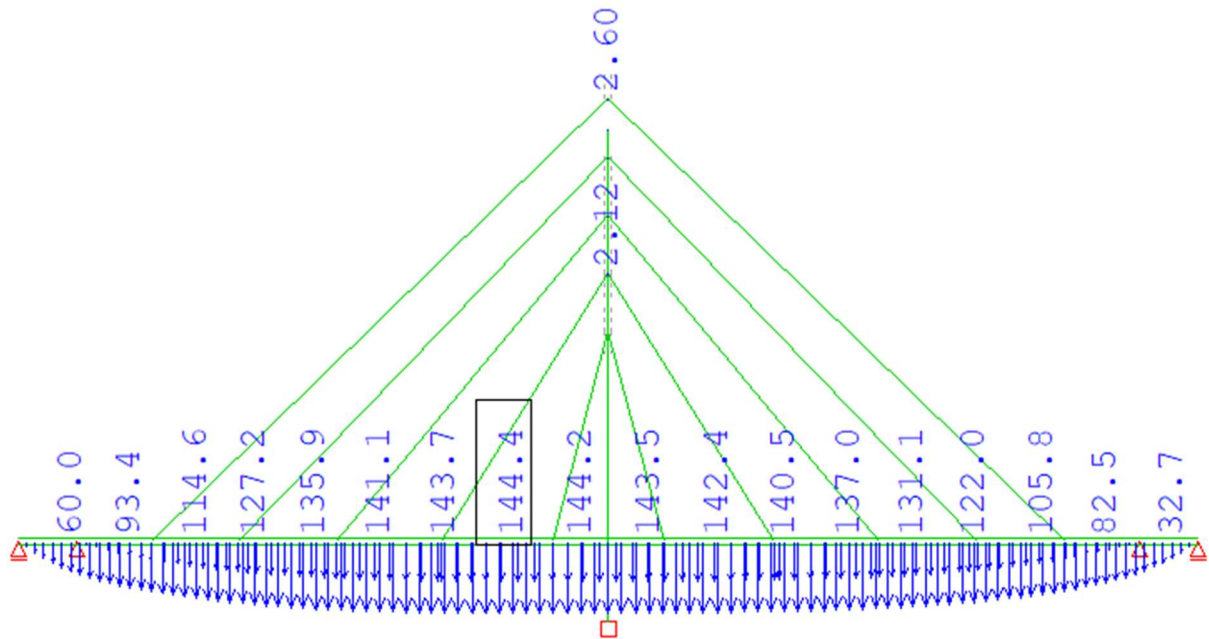


Σχήμα 7.12: Αξονική δύναμη καλωδίου αντιστήριξης από φόρτιση $1.00G+1.00P+1.50W^{(-)}$

7.3 Έλεγχοι σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

7.3.1 Μέγιστη βύθιση καταστρώματος

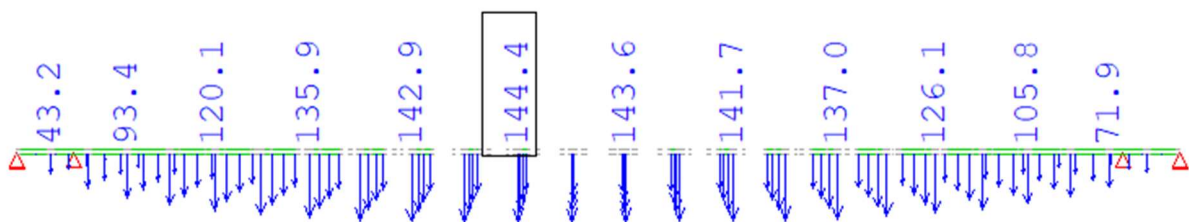
Η μέγιστη βύθιση καταστρώματος προκύπτει από το βέλος της εξωτερικής δοκού στο μέσον της για τον συνδυασμό $1.00G+1.00P+1.00Q+0.30W$ και είναι ίσο με 144.40mm, δηλαδή εκφράζεται ως $L/650$, μικρότερο από την οριακή τιμή που επιλέξαμε $L/500$.



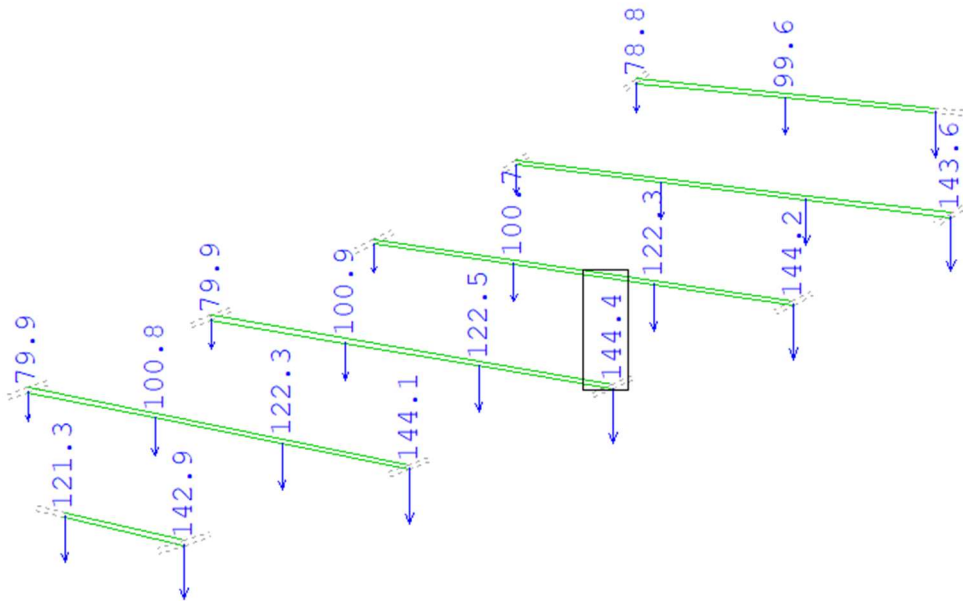
Σχήμα 7.13: Μέγιστο βέλος καταστρώματος

7.3.2 Μέγιστη βύθιση διαδοκίδων και επιλογή αντιβέλους

Για τις διαδοκίδες η μέγιστη βύθισή τους προκύπτει στα άκρα τους από τον συνδυασμό $1.00G+1.00P+1.00Q+0.30W$ λόγω της σύνδεσής τους με τις κύριες δοκούς.



Σχήμα 7.14: Όψη διαδοκίδων από βέλος φόρτισης $1.00G+1.00P+1.00Q+0.30W$

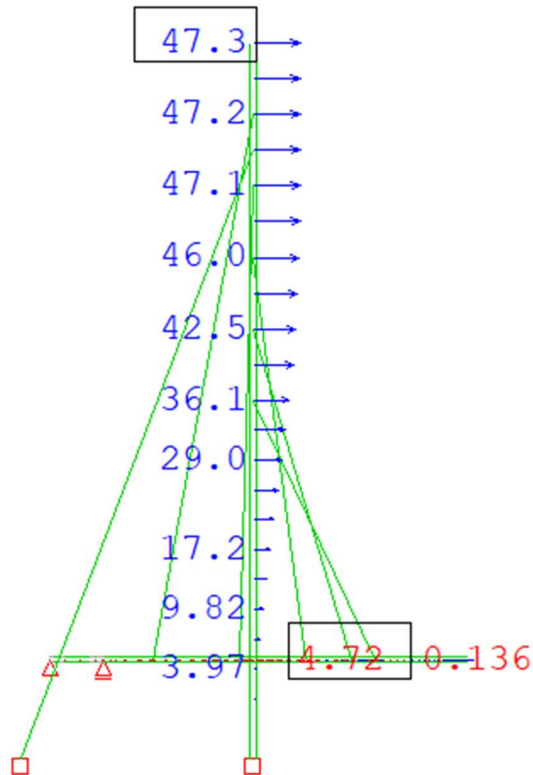


Σχήμα 7.15: Λεπτομέρεια διαδοκίδας με τη μέγιστη βύθιση

Όπως βλέπουμε και απ' την λεπτομέρεια του βέλους της δυσμενέστερης διαδοκίδας η διαφορά του βέλους στις δύο άκρες προκύπτει ίση με $144.40\text{mm} - 79.90\text{mm} = 64.50\text{mm}$. Δεδομένου ότι το συνολικό μήκος είναι 5.00mm προκύπτει κλίση του καταστρώματος $\frac{64,50}{5000} \times 100 = 1.29\%$. Επιλέγεται έτσι να δοθεί αντιβέλος στις διαδοκίδες ίσο με 60mm ώστε να μηδενιστεί η κλίση του καταστρώματος.

7.3.3 Μέγιστη μετακίνηση πυλώνα

Η μέγιστη μετακίνηση πυλώνα προκύπτει στην κορυφή του πυλώνα από τον συνδυασμό $1.00G+1.00P+1.00Q+0.30W$ και είναι ίση με 47.30mm . Η τιμή αυτή εκφράζεται ως $L/845$, αρκετά μικρή ώστε ο πυλώνας να μένει σχετικά αμετακίνητος και να μην προκαλεί αίσθημα φόβου στους χρήστες.



Σχήμα 7.16: Μέγιστη μετακίνηση πυλώνα

7.4 Έλεγχος πυλώνα έναντι λυγισμού

7.4.1 Γενικά

Το πρόβλημα του λυγισμού εμφανίζεται σε μέλη, στα οποία μια κάποια μικρή αύξηση του φορτίου οδηγεί σε απώλεια ευστάθειας (αστοχία) πριν την εξάντληση της αντοχής τους. Αυτό συμβαίνει λόγω ατελειών των μελών που δεν γίνεται ούτε να εξαλειφτούν κατά την κατασκευή τους αλλά ούτε να προβλεφθούν στην μελέτη. Στη συγκεκριμένη μελέτη, λόγω της μεταβλητότητας της διατομής του πυλώνα και λόγω πιθανών ατελειών κατά την κατασκευή, ελέγχεται με τη γενική μέθοδο η αντοχή του πυλώνα σε πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

7.4. Έλεγχος πυλώνα με τη γενική μέθοδο

Για την εφαρμογή της γενικής μεθόδου απαιτείται ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής φορτίων σχεδιασμού για να επιτευχθεί η χαρακτηριστική αντοχή της πλέον κρίσιμης διατομής a_{ult} και ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής φορτίων σχεδιασμού για να επιτευχθεί η κρίσιμη ελαστική αντοχή του πυλώνα a_{cr} .

$$a_{ult} = \frac{f_{yk}}{\sigma_{ao,Ed}} \quad (7.1)$$

όπου:

f_{yk} η χαρακτηριστική τιμή διαρροής του χάλυβα

$\sigma_{\alpha_0,Ed}$ μέγιστη τάση v.Mises πυλώνα, ισούται με 163MPa που προκύπτει από τη φόρτιση $1.35G+1.00P+1.50W+1.35\cdot 0.40Q$
Επομένως, $\alpha_{ult}=1.69$

Για να βρούμε τον συντελεστή α_{cr} εισάγουμε στο πρόγραμμα το task Buckling Eigenvalues. Ορίζουμε σε αυτό τον αριθμό των ιδιομορφών λυγισμού και την κύρια φόρτιση από την οποία προέκυψε η μέγιστη τάση v.Mises του πυλώνα. Από αυτή την ανάλυση προκύπτουν οι ιδιομορφές λυγισμού και οι αντίστοιχοι συντελεστές τους. Ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής για να επιτευχθεί η κρίσιμη ελαστική αντοχή του πυλώνα είναι ο ελάχιστος απ' αυτούς που αφορούν τον πυλώνα και στη συγκεκριμένη περίπτωση προκύπτει ότι :

$$\alpha_{cr}=30.68$$

Η καθολική ανηγμένη λυγηρότητα είναι ίση με :

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.69}{30.68}} = 0.235 \quad (7.2)$$

Ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού είναι ίσος με :

$$\chi_{op} = \min\{\chi, \chi_{LT}\} \quad (7.3)$$

όπου:

χ ο μειωτικός συντελεστής λόγω λυγισμού

χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ο πυλώνας αποτελεί κοίλη ορθογωνική διατομή, επομένως δεν κινδυνεύει από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, άρα $\chi_{LT}=1$.

Για τον υπολογισμό του χ :

$\alpha=0.21$, συντελεστής ατελειών για κοίλες ορθογωνικές διατομές

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + a \cdot (\bar{\lambda}_{op} - 0.2) + \bar{\lambda}_{op}^2] = 0.53 \quad (7.4)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} = 0.99 \quad (7.5)$$

Έλεγχος :

$$\frac{\chi_{op} \cdot a_{ult}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.99 \cdot 1.69}{1.1} = 1.52 \geq 1 \quad (7.6)$$

Επομένως, ο έλεγχος ικανοποιείται (66%).

8. Δυναμική απόκριση

8.1 Έλεγχος δυναμικής απόκρισης

Οι κατασκευές εκτός από στατικά φορτία καταπονούνται και από δυναμικά, φορτία δηλαδή που προκαλούν διέγερση των κατασκευών, ολοκληρώνονται μέσα σε σύντομο χρονικό διάστημα και προκαλούν επιταχύνσεις στις κατασκευές. Τέτοια φορτία μπορούν να αναπτυχθούν λόγω φυσικών φαινομένων, όπως σεισμοί και τυφώνες, αλλά δυναμικά φορτία από ανθρώπινες δραστηριότητες είναι πιο πιθανό να δημιουργήσουν προβλήματα λειτουργικότητας λόγω της δυσμενούς επίδρασής τους σε ανθρώπους και εξοπλισμό.

Πλέον, οι κατασκευές λόγω της χρήσης βελτιωμένων υλικών αναλαμβάνουν μεν μεγαλύτερα στατικά φορτία αλλά γίνονται ελαφρύτερες και πιο εύκαμπτες, με αποτέλεσμα να έχουν μικρότερες ιδιοσυχνότητες. Οι μικρές ιδιοσυχνότητες είναι πιθανότερο να δημιουργήσουν δυναμικά φαινόμενα.

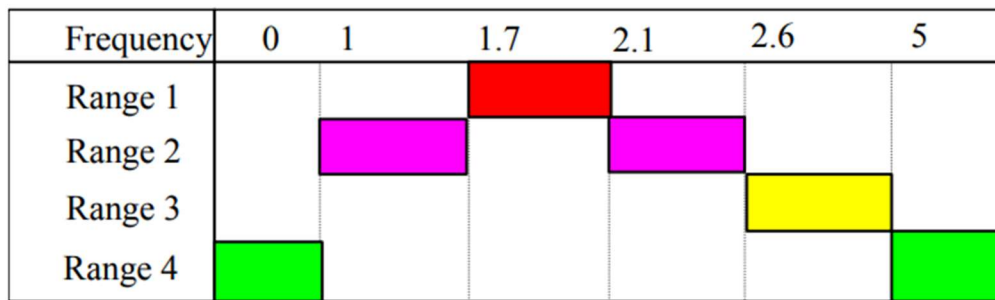
Στις πεζογέφυρες συγκεκριμένα, οι οποίες για να επιτευχθεί συνήθως ένα καλύτερο αισθητικό αποτέλεσμα έχουν μεγάλα ανοίγματα και είναι αρκετά εύκαμπτες, σε περίπτωση συγχρονισμού της κίνησης των πεζών με μία ή περισσότερες από τις φυσικές συχνότητες της πεζογέφυρας είναι δυνατόν να αναπτυχθούν μεγάλες παραμορφώσεις και εντατικά μεγέθη έως και μεγαλύτερα από αυτά των στατικών φορτίων προκαλώντας την αίσθηση φόβου και ανασφάλειας στους χρήστες της.

8.2 Μελέτη δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας

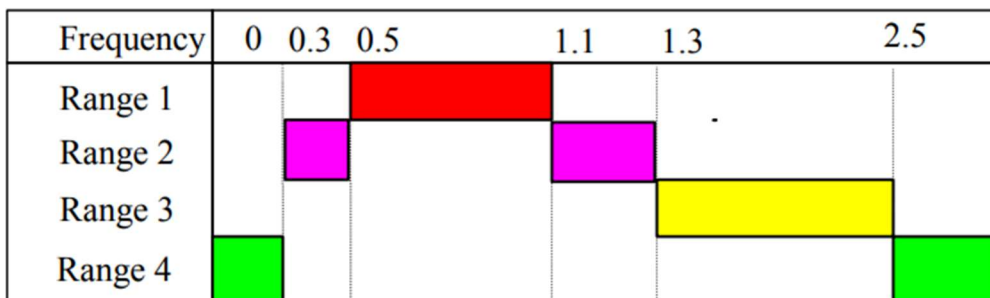
Ο φορέας ,μέσω του προγράμματος SOFiSTiK, υποβάλλεται σε δυναμικό φορτίο ώστε να ελεγχθεί η δυναμική του απόκριση. Μέσω του υποπρογράμματος Eigenvalues, λαμβάνοντας υπόψιν στον υπολογισμό των μαζών το ίδιο βάρος του φορέα και την προένταση των καλωδίων, υπολογίζονται οι έξι πρώτες ιδιομορφές. Από αυτές προκύπτει ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή είναι η 1η και είναι η οριζόντια εγκάρσια με συχνότητα $f_1=0.45\text{Hz}$, η 2η ιδιομορφή είναι η κύρια οριζόντια διαμήκης με $f_2=0.65\text{Hz}$ και η 4η ιδιομορφή είναι η κύρια κατακόρυφη με $f_4=1.25\text{Hz}$.

Γενικά για την πεζογέφυρα έχουμε ορίσει ότι ανήκει σε Class 2, δηλαδή ότι πρόκειται για πεζογέφυρα που συνδέει κατοικημένες περιοχές, υπόκειται σε έντονη κυκλοφορία και γι' αυτό μπορεί περιστασιακά να δέχεται φορτίο σε όλη την περιοχή έδρασης.

Η τιμή της κύριας οριζόντιας διαμήκουσ ιδιομορφής βρίσκεται στην ασφαλή περιοχή 4, επομένως η κατασκευή δεν κινδυνεύει από σημαντικές μετακινήσεις και επιταχύνσεις σε αυτή τη διεύθυνση.



Σχήμα 8.1: Εύρη ιδιοσυχνοτήτων για κατακόρυφες και διαμήκεις ταλαντώσεις



Σχήμα 8.2: Εύρη ιδιοσυχνοτήτων για εγκάρσιες ταλαντώσεις

Η εγκάρσια ιδιοσυχνότητα f_1 βρίσκεται στην περιοχή 2, η οποία αφορά μεσαίο επίπεδο επικινδυνότητας για συντονισμό, το ίδιο και η κατακόρυφη ιδιοσυχνότητα f_4 .

Πίνακας 14: Κατηγορία φόρτισης ανάλογα με την κατάταξη της γέφυρας και το εύρος των συχνοτήτων

		Load cases to select for acceleration checks		
Traffic	Class	Natural frequency range		
		1	2	3
Sparse	III	Case 1	Nil	Nil
Dense	II		Case 1	Case 3
Very dense	I	Case 2	Case 2	Case 3

Class	Density d of the crowd
III	0.5 pedestrians/m ²
II	0.8 pedestrians/m ²

Σχήμα 8.4: Φορτίο πεζών ανάλογα με την κατάταξη της γέφυρας

Επομένως και για τις δυο διευθύνσεις προκύπτει ότι η γέφυρα ανήκει στο Case 1 και εφόσον η γέφυρα ανήκει σε Class 2 ισχύει ότι φορτίζεται με φορτίο πεζών $p=0.8$ πεζοί/m².

Ο συνολικός αριθμός ανθρώπων που βρίσκονται πάνω στην πεζογέφυρα είναι:

$$n = d \cdot A_{κατ} = 0.8 \cdot 448.22 = 359$$

Ο λόγος απόσβεσης είναι ίσος με $\xi=2\%$.

Ο αριθμός των ισοδύναμων πεζών είναι:

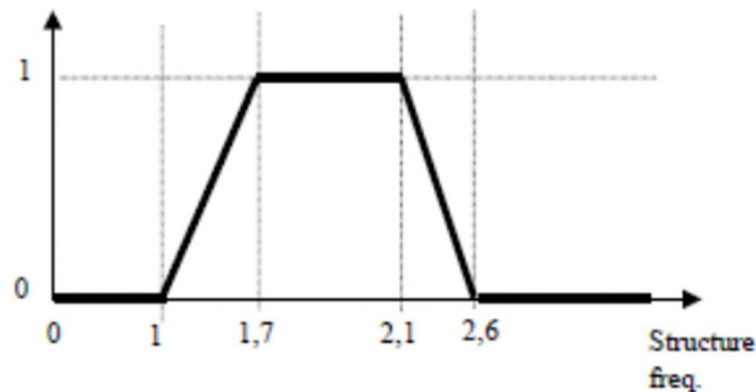
$$n_{eff} = 10.8 \cdot \sqrt{\xi \cdot n} = 29$$

Αυτό σημαίνει ότι από τους 359 πεζούς που κινούνται στη γέφυρα, οι 29 κινούνται με συχνότητα ίση με την ιδιοσυχνότητα της γέφυρας.

Θεωρούμε επομένως, για κάθε κατεύθυνση ταλάντωσης που μας ενδιαφέρει, ένα κατανεμημένο δυναμικό φορτίο.

- Για κατακόρυφη ταλάντωση:

$$p = d \cdot (280N) \cdot \cos(2\pi f_4 t) \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\frac{\xi}{n}} \cdot \psi_{vert} \quad (8.1)$$



Σχήμα 8.5: Συντελεστής ψ για κατακόρυφες ταλαντώσεις

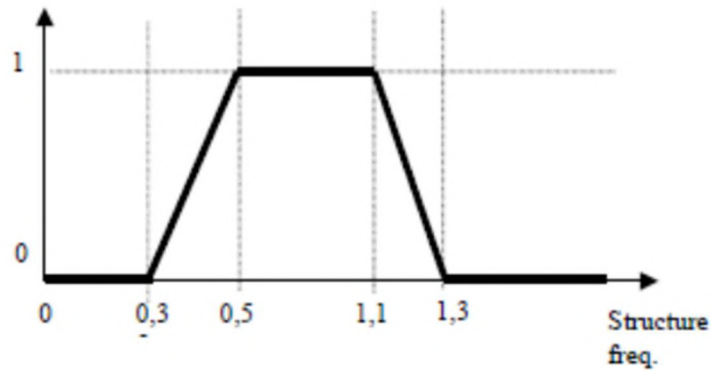
Για $f_4=1.25 \rightarrow \psi_{vert}=0.357$

Επομένως $p=0.00644\cos(2.5\pi t)$ kN/m²

$\rightarrow p_{max}=6.44N/m^2$

- Για οριζόντια εγκάρσια ταλάντωση:

$$p = d \cdot (35N) \cdot \cos(2\pi f_1 t) \cdot 10.8 \cdot \sqrt{\frac{\xi}{n}} \cdot \psi_{tran} \quad (8.2)$$



Σχήμα 8.6: Συντελεστής ψ για εγκάρσιες ταλαντώσεις

Για $f_1=0.45 \rightarrow \psi_{\text{tran}}=0.75$

Επομένως $p=0.00169\cos(0.9\pi t)$ kN/m²

$\rightarrow p_{\text{max}}=1.69\text{N/m}^2$

Η κρίσιμη απόσβεση δεν είναι εγγενές χαρακτηριστικό του υλικού που χρησιμοποιείται στη γέφυρα. Παρόλο που η μάζα και η ακαμψία των στοιχείων μπορούν να προσεγγιστούν με ακρίβεια, η απόσβεση είναι πολύ πιο δύσκολο να χαρακτηριστεί. Ο γαλλικός οργανισμός SETRA για να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα των ταλαντώσεων στις κατασκευές αλλά και για να αποφευχθεί η υποδιαστασιολόγηση ορίζει κάποιες ελάχιστες και μέσες τιμές απόσβεσης. Σύμφωνα με αυτό, για μεταλλικές γέφυρες πρέπει να λαμβάνεται μέσος συντελεστής απόσβεσης 0.4%.

Για να εισαχθούν τα δυναμικά φορτία στο πρόγραμμα και τελικά να προκύψουν οι επιταχύνσεις με τις οποίες θα γίνουν οι έλεγχοι δημιουργούνται δύο κώδικες, ένας για κάθε διεύθυνση ταλάντωσης. Ο κάθε κώδικας αποτελείται από τέσσερα υποπρογράμματα τα SOFILOAD, ASE, DYNA και DYNR. Αρχικά το υποπρόγραμμα SOFILOAD, αντιγράφοντας το φορτίο κυκλοφορίας πεζών που έχει οριστεί στο SOFIPLUS(-X), δημιουργεί ένα φορτίο με τα χαρακτηριστικά του ημιτονοειδούς φορτίου που υπολογίστηκε παραπάνω, δηλαδή με τη μέγιστη τιμή του και την περίοδο ταλάντωσής του. Σε αυτό, ορίζεται επίσης και ο χρόνος δράσης του φορτίου. Στη συνέχεια, το ASE υπολογίζει δυνάμεις και ροπές για κάθε σημείο του φορέα για τη φόρτιση που προκύπτει απ' το δυναμικό φορτίο. Έπειτα, το υποπρόγραμμα DYNA πραγματοποιεί τη δυναμική ανάλυση. Σε αυτό δηλώνονται τα Loadcases που περιέχουν τις ιδιομορφές καθώς και οι χρονικές παράμετροι, δηλαδή ο χρόνος πραγματοποίησης της ταλάντωσης και το βήμα. Τέλος, το υποπρόγραμμα DYNR δημιουργεί γραφικά τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης σε όρους επιτάχυνσης των κόμβων που έχουν επιλεχθεί.

Οι κώδικες που χρησιμοποιήθηκαν, οι χρονοϊστορίες των φορτίων και τα γραφήματα επιτάχυνσης-χρόνου παρουσιάζονται παρακάτω.

```

+PROG SOFILOAD  urs:30.1
  LC NO 17  FACT 1  TYPE NONE
  COPY NO 2  FACT 6.44/3000
  FUNC T 0.7978  F 1  T1 0.7978*3/4  TMIN 0  TMAX 120
END

+PROG ASE  urs:8  $ Linear analysis
  HEAD Calculation of forces and moments
  PAGE UNII 0
  ECHO FULL FULL $ extensive output of text lists
  CTRL OPT WARP VAL 0
  LC 17
END

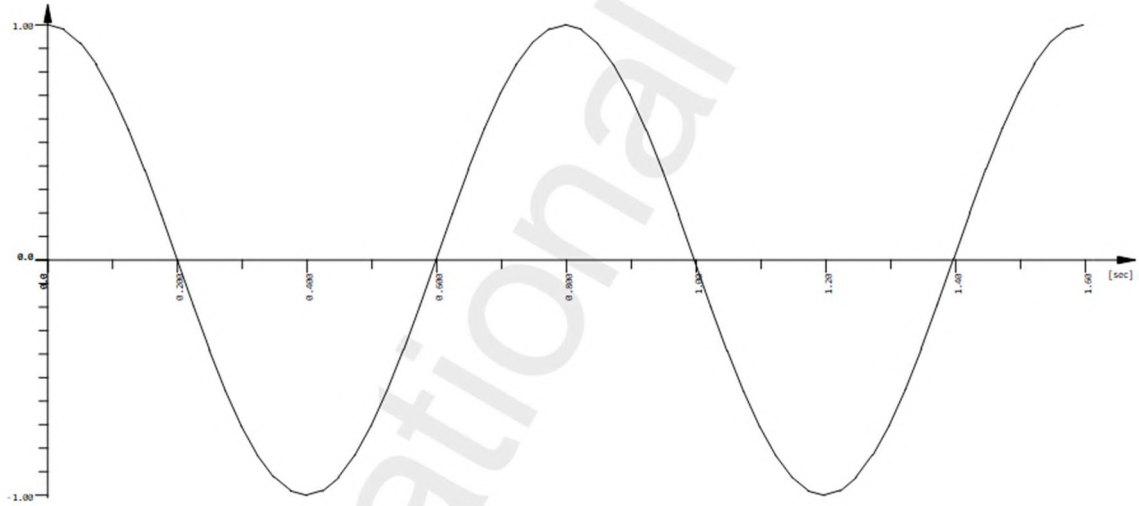
+PROG DYNA  urs:30.2
  HEAD
  ECHO OPT FULL
  CTRL OPT STYP VAL 3
  EIGE NEIG 6  TYPE REST LC 2001
  MODD D 0.004
  STEP N 120000  DT 0.001

$ KATAKORYFH
  LC NO 17  FACT 1
  HIST TYPE A-z  FROM 1210  TO 1216  INC 2  LCST 301
  HIST TYPE A-z  FROM 1233  TO 1239  INC 2  LCST 303
  HIST TYPE A-z  FROM 1150  TO 1155  INC 2  LCST 305
END

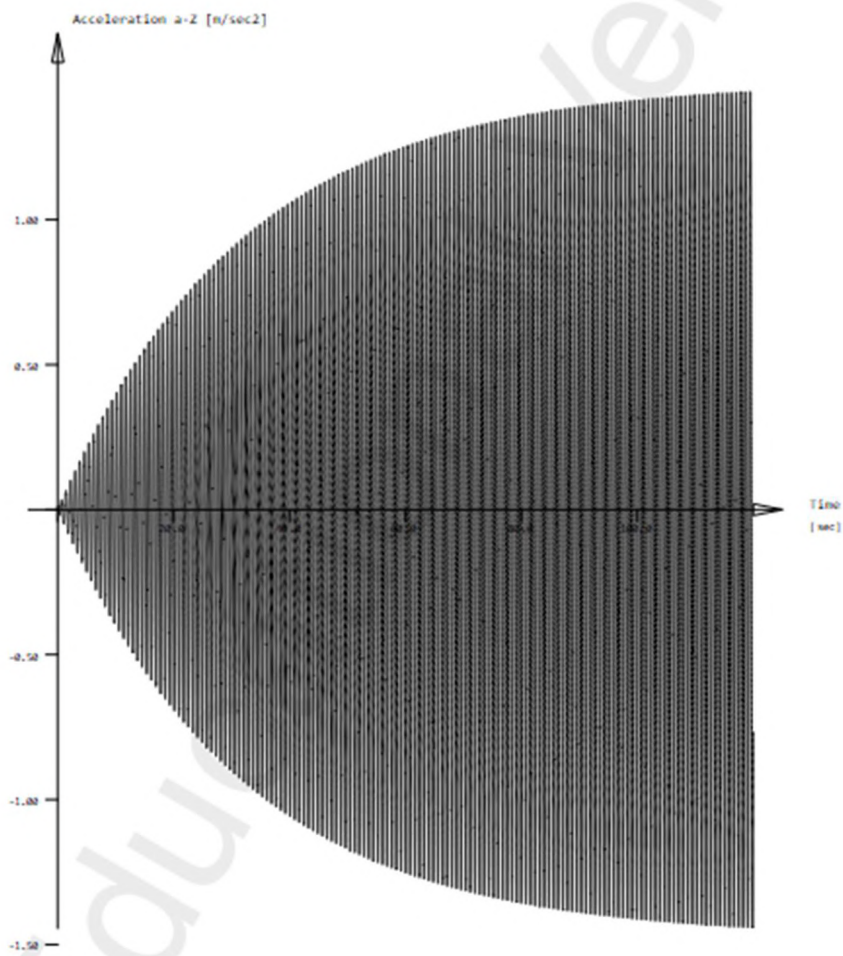
+PROG DYNR  urs:30.3
  HEAD Results
  PAGE LANC 1
  HIST LCS 301  TYPE A-z  NO1 1210
  HIST LCS 303  TYPE A-z  NO1 1233
  HIST LCS 305  TYPE A-z  NO1 1150
END

```

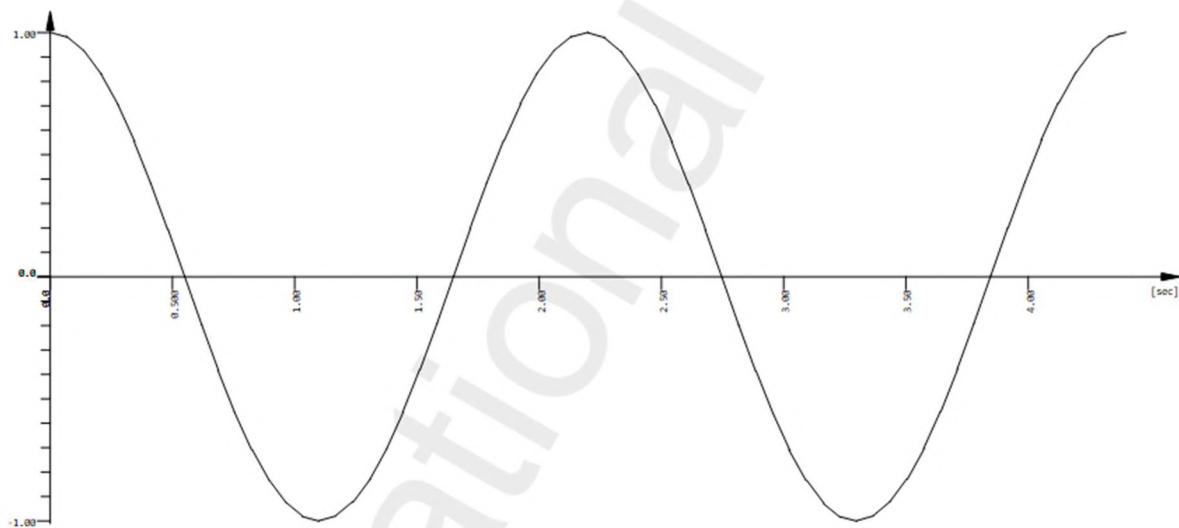
Σχήμα 8.7 :Κώδικας κατακόρυφης ταλάντωσης



Σχήμα 8.8: Χρονοϊστορία του φορτίου για κατακόρυφη ταλάντωση



Σχήμα 8.9: Κατακόρυφη επιτάχυνση για σημείο στο μέσον της εξωτερικής δοκού(σημείο 1210)



Σχήμα 8.10: Χρονοϊστορία του φορτίου για οριζόντια ταλάντωση

```

+PROG SOFILOAD urs:31.1
  LC NO 18 FACT 1 TYPE NONE
  COPY NO 2 FACT 1.69/3000
  FUNC T 2.222 F 1 T1 2.222*3/4 TMIN 0 TMAX 120
END

+PROG ASE urs:8 $ Linear analysis
  HEAD Calculation of forces and moments
  PAGE UNII 0
  ECHO FULL FULL $ extensive output of text lists
  CTRL OPT WARP VAL 0
  LC 18
END

+PROG DYNA urs:31.2
  HEAD
  ECHO OPT FULL
  CTRL OPT STYP VAL 3
  EIGE NEIG 6 TYPE REST LC 2001
  MODD D 0.004
  STEP N 120000 DT 0.001

$ ORIZONTIA
  LC NO 18 FACT 1
  HIST TYPE A-y FROM 1150 TO 1155 INC 2 LCST 311
  HIST TYPE A-y FROM 1251 TO 1253 INC 2 LCST 313
END

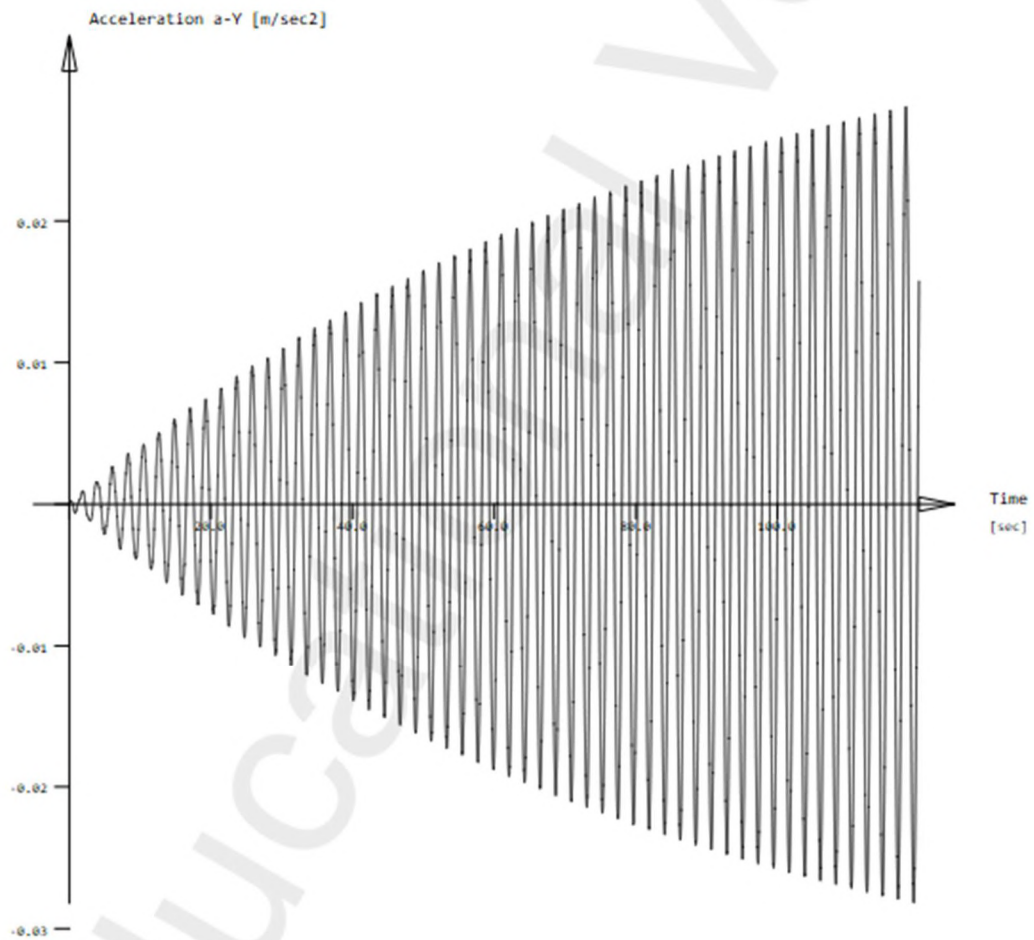
```

```

+PROG DYNR urs:31.3
  HEAD Results
  PAGE LANC 1
  HIST LCS 311 TYPE A-y NO1 1216
  HIST LCS 313 TYPE A-y NO1 1251
END

```

Σχήμα 8.11:Κώδικας οριζόντιας ταλάντωσης



Σχήμα 8.12: Οριζόντια επιτάχυνση για την κορυφή του πυλώνα (σημείο 1251)

Επιλέχθηκε να δειχθεί η επιτάχυνση της κορυφής του πυλώνα ως δυσμενέστερη.

Για τον έλεγχο των επιταχύνσεων χρησιμοποιούνται τα παρακάτω σχήματα :

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

Σχήμα 8.13: Εύρη επιταχύνσεων για κατακόρυφες ταλαντώσεις

Acceleration ranges	0	0.1	0.15	0.3	0.8
Range 1	Max				
Range 2		Mean			
Range 3			Min		
Range 4					

Σχήμα 8.14: Εύρη επιταχύνσεων για οριζόντιες ταλαντώσεις

Παρατηρούμε ότι για την περίπτωση κατακόρυφης ταλάντωσης την γέφυρας η μέγιστη επιτάχυνση που αναπτύσσεται είναι 1.5 m/sec^2 για το σημείο στο μέσον του καταστρώματος. Η τιμή αυτή βρίσκεται στο ελάχιστο επίπεδο άνεσης αλλά δεν ξεπερνάει το μη επιτρεπτό όριο επιτάχυνσης. Επομένως, η τιμή της επιτάχυνσης για την περίπτωση κατακόρυφης ταλάντωσης είναι αποδεκτή. Όσον αφορά την περίπτωση οριζόντιας ταλάντωσης, παρατηρούμε ότι η μέγιστη επιτάχυνση που αναπτύσσεται είναι 0.02 m/sec^2 στην κορυφή του πυλώνα. Η τιμή αυτή βρίσκεται στο μέγιστο επίπεδο άνεσης για το χρήστη και είναι ακόμα και μικρότερη από το όριο 0.1 m/sec^2 στο οποίο υπάρχει περίπτωση να εμφανιστεί το φαινόμενο lock-in.

9. Εφέδρανα

9.1 Γενικά

Τα εφέδρανα είναι δομικά στοιχεία τα οποία μεταφέρουν τα φορτία της ανωδομής στα βάθρα ,ενώ επιτρέπουν συγχρόνως μετατοπίσεις και στροφές που οφείλονται σε έμμεσες ή άμεσες δράσεις. Οι κατακόρυφες δυνάμεις προέρχονται κυρίως από τα ίδια βάρη και τα φορτία κυκλοφορίας, οι οριζόντιες από τη θερμοκρασία, την επιτάχυνση, τον άνεμο και το σεισμό.

Τύποι εφεδράνων:

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

Εφέδρανα:

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

Παραλαβή:

- Θλιπτικών δυνάμεων
- Θλιπτικών και εφελκυστικών δυνάμεων

9.2 Επιλογή τύπου εφεδράνων

Για τη συγκεκριμένη πεζογέφυρα επιλέγονται εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς (rot bearings) τα οποία επιτρέπουν την παραλαβή μεγάλων θλιπτικών δυνάμεων μέσω ενός άοπλου ελαστομερούς από φυσικό καουτσούκ, το οποίο τοποθετείται σε ένα κλειστό δοχείο. Το μέγεθος του εφεδράνου εξαρτάται από την αντοχή του καουτσούκ και του σκυροδέματος κάτω από το εφέδρανο. Το ελαστομερές εντός του δοχείου είναι ασυμπίεστο και συμπεριφέρεται υπό υψηλές τάσεις ως υγρό, επιτρέποντας στροφές περί όλους τους άξονες.

Τα κύρια μέρη αυτού του τύπου εφεδράνων είναι:

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

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



Σχήμα 9.1: Εφέδρανο δοχείου

9.3 Διαστασιολόγηση εφεδράνων

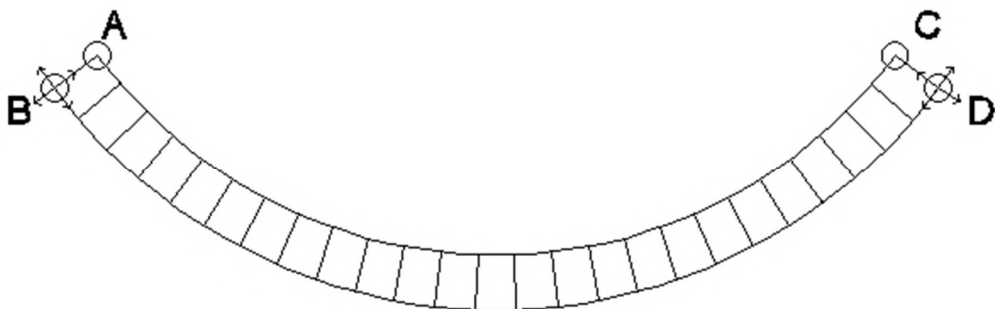
Για να επιλεγθούν οι κατάλληλες διαστάσεις εφεδράνων δοχείου χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί $1.35G+1.00P+1.50W+1.35\cdot 0.4Q$ και $1.00G+1.00P+A_{Ed}$ από τους οποίους επιλέγεται ο δυσμενέστερος. Επιλέχθηκαν εφέδρανα rot bearings από την εταιρεία TRELLEBORG και τα χαρακτηριστικά τους βρίσκονται στους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας 9.1: Τμήμα καταλόγου rot bearings τύπου Fixed

PERMISSIBLE CONCRETE PRESSURE = 26 N/mm ²					
TYPE OF BEARING	LOAD V kN	H (mm)	D _{COVER} (mm)	D _O (mm)	WEIGHT (kg)
TF - 1	1000	70	270	270	36
TF - 2	2000	80	360	360	62
TF - 3	3000	90	430	430	93
TF - 4	4000	94	490	490	119
TF - 5	5000	101	550	550	155
TF - 6	6000	106	600	600	192
TF - 7	7000	112	650	650	235
TF - 8	8000	116	690	690	269
TF - 9	9000	124	730	730	322
TF - 10	10000	131	770	770	380
TF - 11	11000	135	810	810	427
TF - 12	12000	139	840	840	468
TF - 13	13000	145	880	880	544
TF - 14	14000	150	910	910	598

Πίνακας 9.2: Τμήμα καταλόγου pot bearings τύπου Free

PERMISSIBLE CONCRETE PRESSURE = 26 N/mm ²										
TYPE OF BEARING	LOAD V (kN)	H (mm)	BU LU (mm)	BGL (mm)	ex = ±50mm		ex = ±100mm		ex = ±150mm	
					LGL (mm)	WEIGHT (kg)	LGL (mm)	WEIGHT (kg)	LGL (mm)	WEIGHT (kg)
TGa - 1	1000	100	270	320	440	85	555	96	670	106
TGa - 2	2000	107	360	410	530	130	645	143	760	156
TGa - 3	3000	113	420	470	590	168	705	186	820	204
TGa - 4	4000	120	480	530	650	212	765	238	880	264
TGa - 5	5000	129	530	580	700	264	815	296	930	328
TGa - 6	6000	133	570	620	740	308	855	344	970	380
TGa - 7	7000	138	610	660	780	358	895	399	1010	439
TGa - 8	8000	144	650	700	820	414	935	462	1050	509
TGa - 9	9000	151	680	740	850	476	965	525	1080	574
TGa - 10	10000	156	710	770	880	532	995	586	1110	639
TGa - 11	11000	162	750	810	920	615	1035	673	1150	731
TGa - 12	12000	174	790	850	960	725	1075	789	1190	852
TGa - 13	13000	175	810	880	980	768	1095	835	1210	902
TGa - 14	14000	182	840	910	1010	847	1125	922	1240	997



Σχήμα 9.2: Στηρίξεις καταστρώματος

Η στήριξη A : δεσμεύει τις μετακινήσεις κατά x, y, z

Η στήριξη B : δεσμεύει τις μετακινήσεις κατά z

Η στήριξη C : δεσμεύει τις μετακινήσεις κατά x, y, z

Η στήριξη D : δεσμεύει τις μετακινήσεις κατά z

Η επιλογή των διαστάσεων θα γίνει με βάση τις τιμές των φορτίων που ασκούνται στις στηρίξεις επιλέγοντας τις τιμές απ' το δυσμενέστερο συνδυασμό.

Συνδυασμός 1.35G+1.00P+1.35Q+1.50·0.30W

Εφέδρανο A: $N_z=331.30\text{kN}$, $N_x=316.60\text{kN}$, $N_y=422.80\text{kN}$

Εφέδρανο B: $N_z=-566.60\text{kN}$

Εφέδρανο C: $N_z=314.30\text{kN}$, $N_x=-296\text{kN}$, $N_y=+416.40\text{kN}$

Εφέδρανο D: $N_z=-604.80\text{kN}$

Συνδυασμός 1.00G+1.00P+A_{Ed}

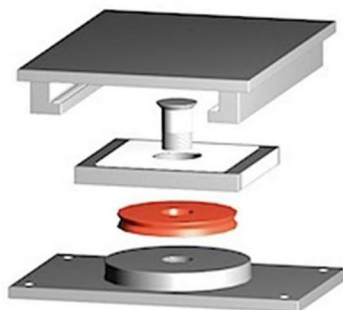
Εφέδρανο A: $N_z=111.40\text{kN}$, $N_x=41.50\text{kN}$, $N_y=159.40\text{kN}$

Εφέδρανο B: $N_z=-179.40\text{kN}$

Εφέδρανο C: $N_z=314.30\text{kN}$, $N_x=-40.7\text{kN}$, $N_y=+159.20\text{kN}$

Εφέδρανο D: $N_z=-179.10\text{kN}$

Δυσμενέστερος είναι ο συνδυασμός αστοχίας. Βάση αυτού, επιλέγονται οι διαστάσεις των εφεδράνων από τους καταλόγους των σχημάτων. Παρατηρούμε όμως ότι τα δύο εφέδρανα καλούνται να αναλάβουν εφελκυστικές δυνάμεις γεγονός μη αποδεκτό. Αυτό αποδίδεται στην καμπύλη μορφή του φορέα. Γι' αυτόν τον λόγο τα εφέδρανα A, B θα τροποποιηθούν με κατάλληλα συστήματα Uplift restraint όπως αυτό του σχήματος 9.3 .



Σχήμα 9.3: Τροποποιημένο εφέδρανο με Uplift restraint system

Επομένως μπορούν να χρησιμοποιηθούν:

- TF-5 με Uplift restraint system για τα εφέδρανα A, C
- TGa-2 για τα εφέδρανα B, D

10. Κατασκευή-Ανέγερση

10.1 Εισαγωγή

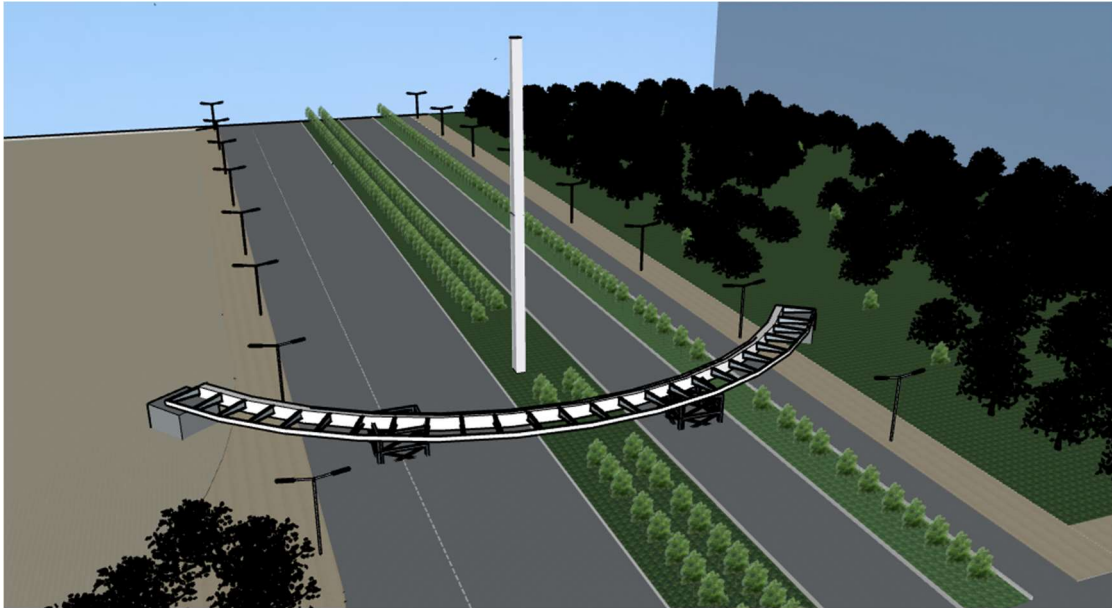
Ο τρόπος κατασκευής και ανέγερσης της γέφυρας αποτελεί πολύ σημαντικό στάδιο στη διαδικασία ολοκλήρωσης του έργου. Η κατασκευή αποτελεί τη διαδικασία κατά την οποία μορφώνεται ο φορέας σύμφωνα με τη μελέτη που έχει γίνει. Περιλαμβάνει την ανάλυση των κατασκευαστικών σχεδίων, την προμήθεια των υλικών, την κοπή, τη μόρφωση, τη συναρμολόγηση, το πακετάρισμα και τη μεταφορά στο σημείο ανέγερσης.

10.2 Μέθοδος κατασκευής-ανέγερσης

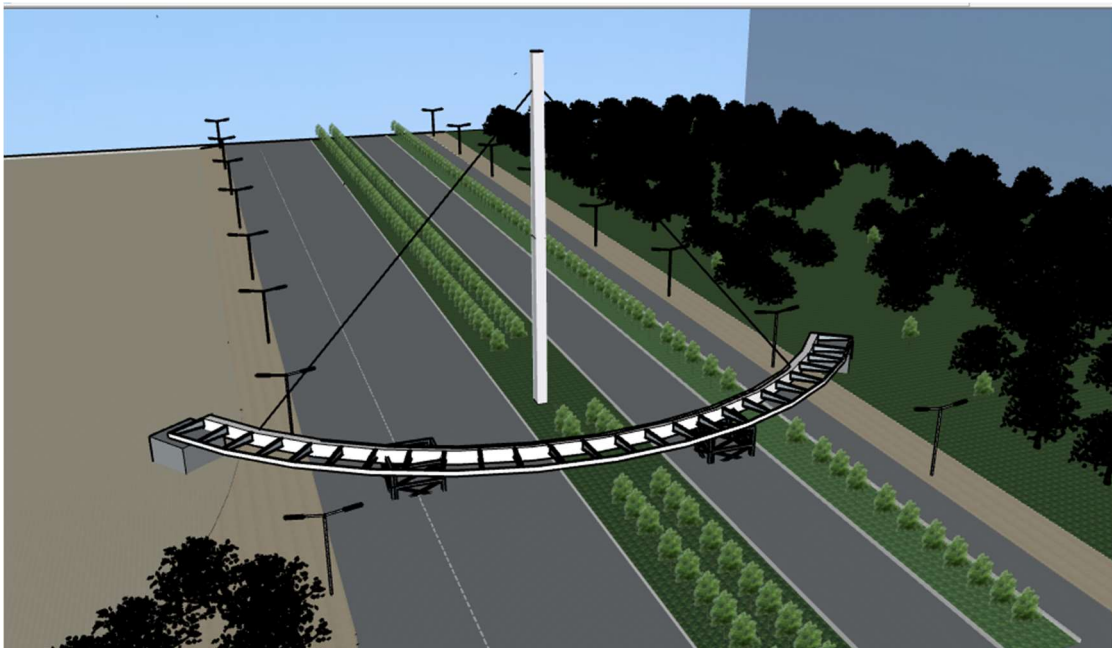
Στην παρούσα μελέτη, καθώς υπάρχει διαθέσιμος χώρος δίπλα απ' την περιοχή κατασκευής της γέφυρας πρόκειται να αξιοποιηθεί για την χωροθέτηση εργοταξίου. Τα τμήματα που πρόκειται να μεταφερθούν στο εργοτάξιο δεν πρέπει να υπερβαίνουν τα 15 m για λόγους μεταφοράς. Γι' αυτό το λόγο, επιλέγεται η εσωτερική δοκός να απαρτίζεται από τέσσερα τμήματα των 15m και δύο τμήματα των 12.50m ενώ η εξωτερική δοκός από πέντε τμήματα των 15m , ένα των 10m και ένα των 9.30m. Οι είκοσι έξι διαδοκίδες μεταφέρονται ως έχουν στο εργοτάξιο. Ο πυλώνας μεταφέρεται σε τέσσερα τμήματα, δύο σταθερής διατομής των 10m και δύο μεταβλητής διατομής των 10m επίσης. Η ένωση των μελών τόσο του καταστρώματος όσο και του πυλώνα θα γίνει στο εργοτάξιο με συγκόλληση. Ο πυλώνας πρόκειται να μεταφερθεί στο σημείο τοποθέτησής του με χρήση γερανού. Το κατάστρωμα αντίστοιχα, με τη χρήση γερανού πρόκειται να μεταφερθεί πάνω στα βάθρα. Για την υποστήριξη του καταστρώματος μέχρι να ολοκληρωθεί η τοποθέτηση και προένταση των καλωδίων θα χρησιμοποιηθούν δύο ικριώματα. Στα σχήματα 10.1 έως 10.9 παρουσιάζεται η μέθοδος ανέγερσης σε εννέα φάσεις.



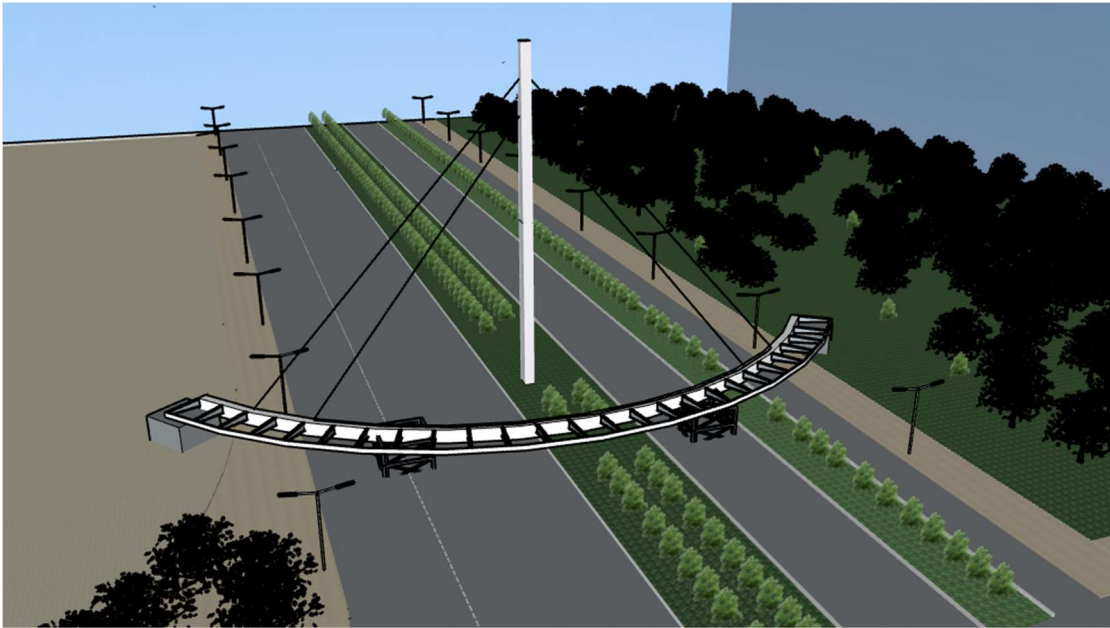
Σχήμα 10.1: 1^η φάση # Τοποθέτηση του πυλώνα με χρήση γερανού



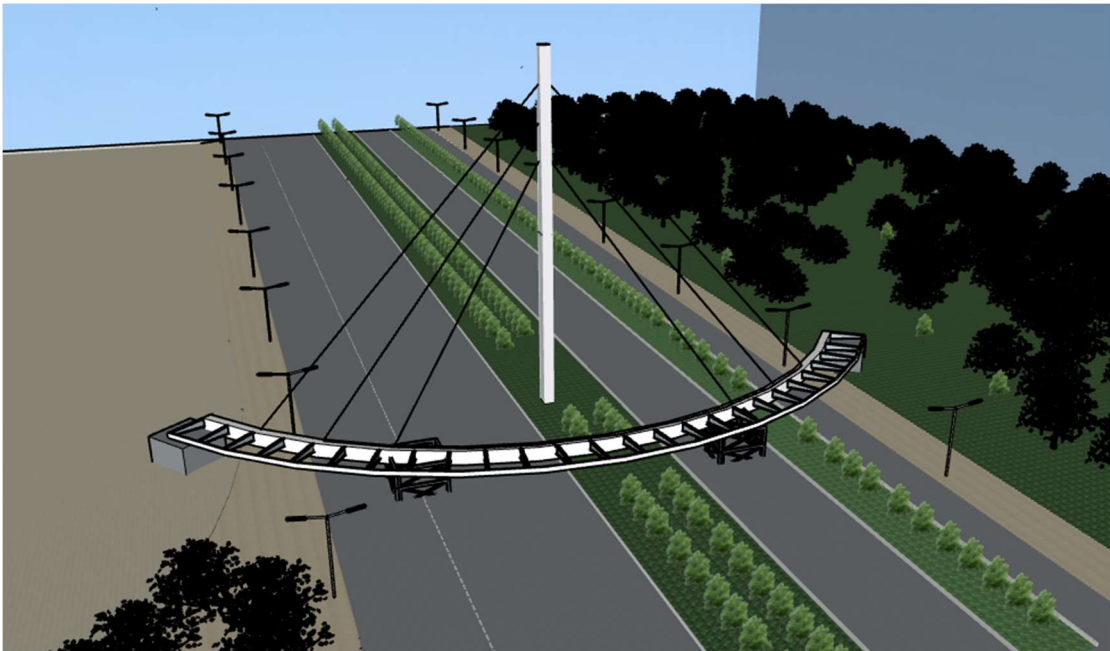
Σχήμα 10.2: 2^η φάση # Τοποθέτηση του καταστρώματος στα βάθρα με χρήση γερανού και υποστηριζόμενο από δύο ικριώματα



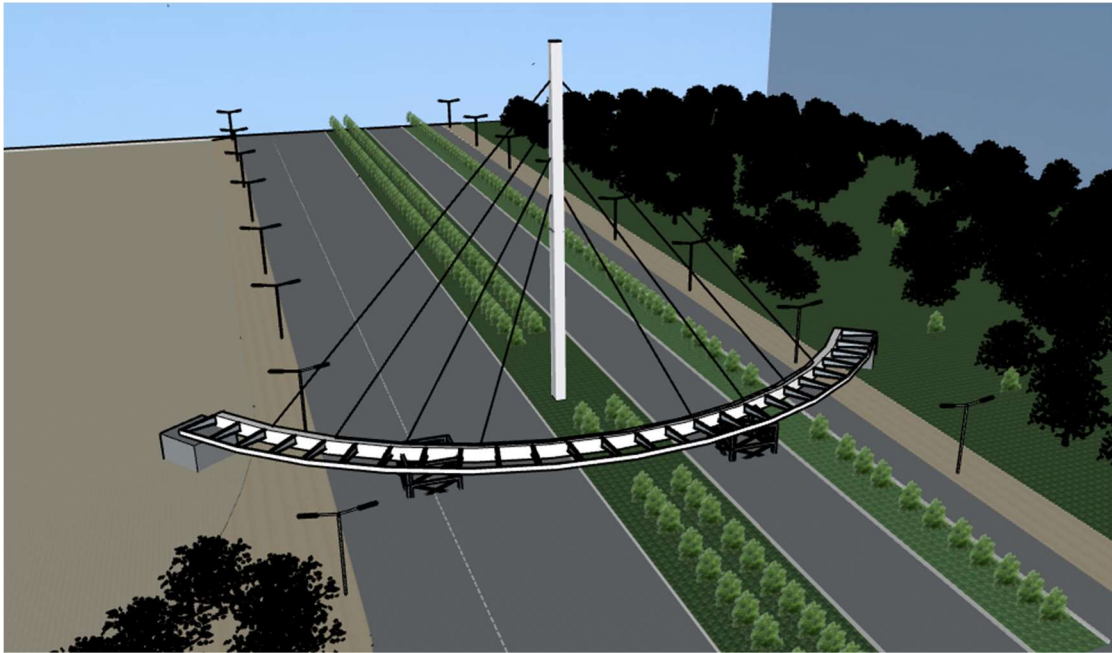
Σχήμα 10.3: 3^η φάση # Τοποθέτηση και προένταση των καλωδίων ανάρτησης 5 και 5'



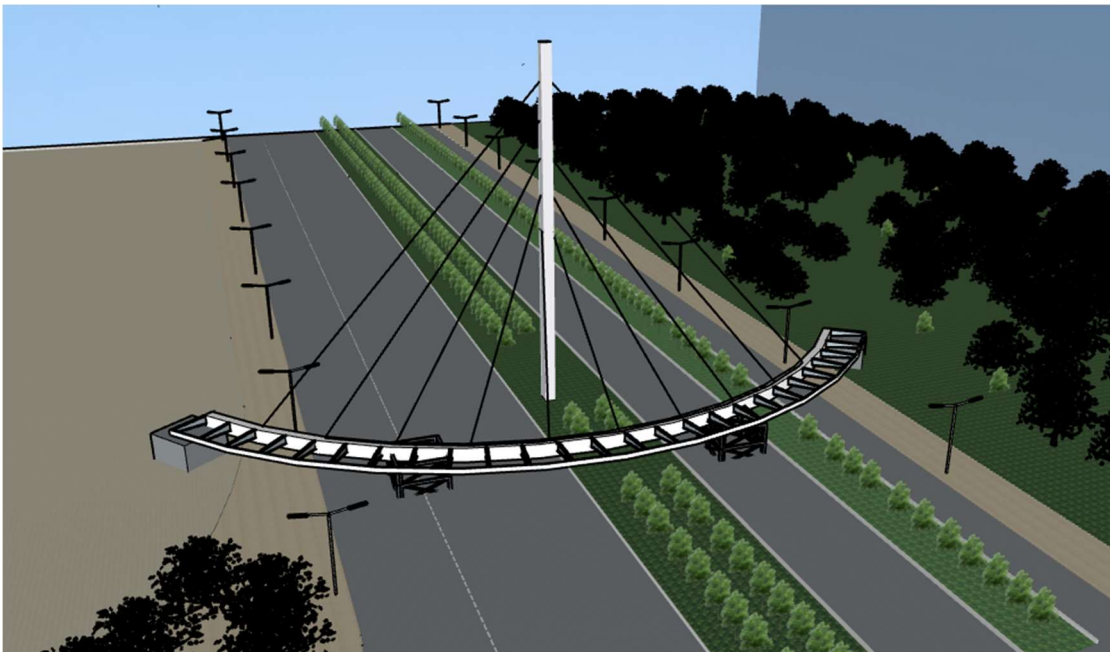
Σχήμα 10.4: 4^η φάση # Τοποθέτηση και προένταση των καλωδίων 4 ανάρτησης και 4'



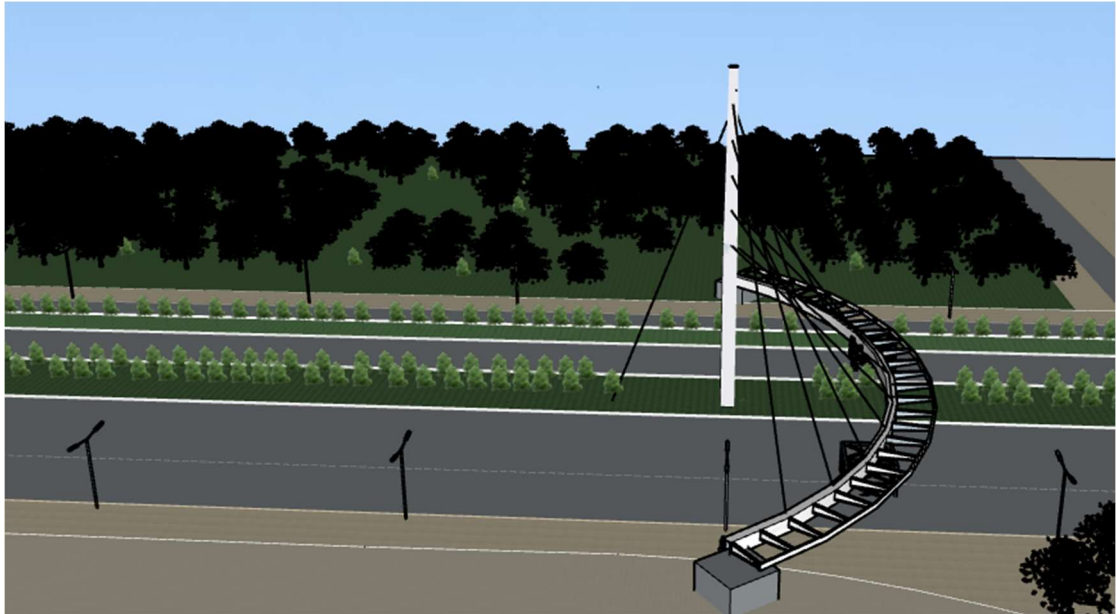
Σχήμα 10.5: 5^η φάση # Τοποθέτηση και προένταση των καλωδίων 3 ανάρτησης και 3'



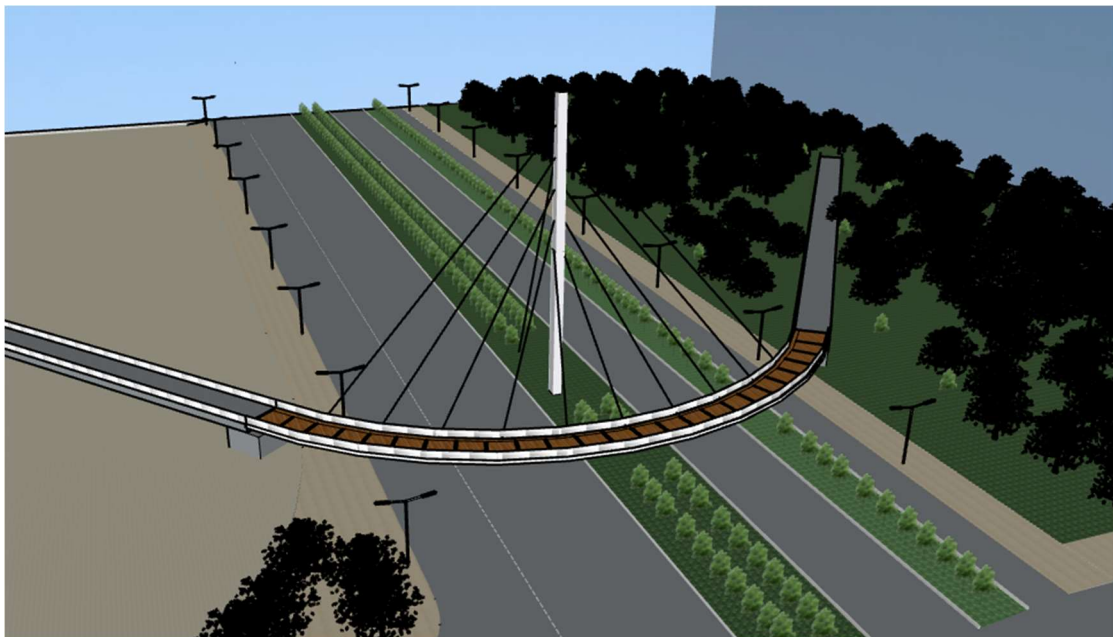
Σχήμα 10.6: 6^η φάση # Τοποθέτηση και προένταση των καλωδίων ανάρτησης 2 και 2'



Σχήμα 10.7: 7^η φάση # Τοποθέτηση και προένταση των καλωδίων ανάρτησης 1 και 1'



Σχήμα 10.8: 8^η φάση # Τοποθέτηση και προένταση του καλωδίου αντιστήριξης 6



Σχήμα 10.9: 9^η φάση # Αφαίρεση των ικριωμάτων και ολοκλήρωση της κατασκευής

11. Συνδέσεις

11.1 Εισαγωγή

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία (μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι α) η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων και β) η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων. Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα υπόλοιπα μέλη.

11.2 Συγκολλήσεις τμημάτων

Με τις συγκολλήσεις εξασφαλίζεται η μονολιθικότητα μεταξύ των συνδεόμενων τμημάτων. Πραγματοποιούνται στο εργοστάσιο όταν αφορούν δομικά στοιχεία από επιμέρους ελάσματα και στο εργοτάξιο όταν αφορούν αποκατάσταση της συνέχειας των μελών αλλά και σύνδεση των επιμέρους τμημάτων. Ανάλογα με τη διαμόρφωση ως προς τη σύνδεση των συνδεόμενων μελών οι ραφές διακρίνονται σε: εσωραφές πλήρους και μερικής διείσδυσης, εξωραφές, ραφές πλήρωσης οπής ή σχισμής και ψευδο-εσωραφές.

Στην παρούσα μελέτη, καθώς τα ελάσματα των συνδεόμενων μελών είναι πολύ μεγάλα (μέγιστο 40mm) επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν εσωραφές πλήρους διείσδυσης. Οι εσωραφές απαιτούν προετοιμασία των επιφανειών σύνδεσης, εξασφαλίζουν όμως μια κατά το δυνατόν ομοιόμορφη ροή τάσεων στη σύνδεση. Το πάχος των εσωραφών πλήρους διείσδυσης είναι ίσο με το πάχος των συνδεόμενων ελασμάτων, αφού η συγκόλληση διαπερνά πλήρως και προκαλεί τήξη του αναλώσιμου και του μητρικού μετάλλου σε όλο το πάχος της ένωσης. Για ελάσματα διαφορετικού πάχους πρέπει να γίνεται κατάλληλη προετοιμασία του παχύτερου ελάσματος, ώστε στον αρμό τα δύο ελάσματα να έχουν το ίδιο πάχος.

11.3 Σύνδεση καλωδίων

Για τη σύνδεση των καλωδίων επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν πείροι οι οποίοι αποτελούν την πλέον σαφή κατασκευαστική διαμόρφωση άρθρωσης. Οι πείροι διέρχονται μέσω ελασμάτων των ονομαζόμενων στεφανιών. Τα μέλη που συνδέονται με πείρους πρέπει να διατάσσονται με τέτοιο τρόπο ώστε να αποφεύγεται η εκκεντρότητα και πρέπει να διαθέτουν επαρκείς διαστάσεις για την ομαλή μεταφορά της έντασης από την περιοχή της οπής προς το εσωτερικό του μέλους μακριά από τον πείρο.

Επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν πείροι M57 ποιότητας 10.9 σε οπές Φ60 και ελάσματα ποιότητας S275. Η μέγιστη αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στα καλώδια σε ΟΚΑ είναι 695kN ενώ σε ΟΚΛ 580.20kN. Για να επιλεγθούν οι κατάλληλες διαστάσεις έγιναν οι παρακάτω έλεγχοι.

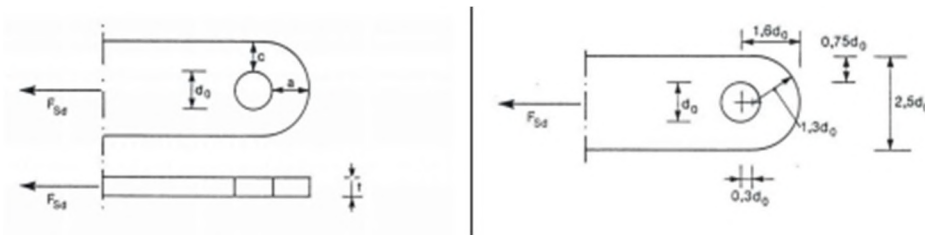
Οι ακραίες αποστάσεις προσδιορίζονται από τις σχέσεις:

$$a \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} \cdot 2 + \frac{2d_0}{3} \quad (11.1)$$

$$c \geq \frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} \cdot 2 + \frac{d_0}{3} \quad (11.2)$$

Το πάχος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$t \geq 0.7 \cdot \sqrt{\frac{F_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}} \quad (11.3)$$



Σχήμα 11.1: Διαστάσεις στοιχείων που συνδέονται με πείρους

Η διαστασιολόγηση του πείρου σε σύνθλιψη άντυγας, κάμψη, διάτμηση και συνδυασμένη καταπόνηση γίνεται με τη βοήθεια του πίνακα 11.1 .

Πίνακας 11.1: Κριτήρια σχεδιασμού για συνδέσεις μέσω πείρων

Μηχανισμός αστοχίας	Απαιτήσεις σχεδιασμού
Αντοχή σε διάτμηση του πείρου	$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot A \cdot f_{up} / \gamma_{M2} \geq F_{v,Ed}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας του ελάσματος και του πείρου	$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_y / \gamma_{M0} \geq F_{b,Ed}$
Αντοχή σε κάμψη του πείρου	$M_{Rd} = 1,5 \cdot W_{el} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0} \geq M_{Ed}$
Αντοχή σε αλληλεπίδραση διάτμησης και ροπής του πείρου	$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1,0$
<p>d η διάμετρος του πείρου</p> <p>d₀ η διάμετρος της οπής</p> <p>f_y η μικρότερη από τις αντοχές σχεδιασμού του πείρου και του ελάσματος</p> <p>f_{up} η εφελκυστική αντοχή του πείρου</p> <p>f_{yp} το όριο διαρροής του πείρου</p> <p>t το πάχος του ελάσματος</p> <p>A το εμβαδόν του πείρου</p> <p>W_{el} = π · d³ / 32 η ροπή αντίστασης του πείρου</p> <p>M_{Ed} = $\frac{F_{Ed}}{8} \cdot (b + 4 \cdot c + 2 \cdot a)$ η δρώσα καμπτική ροπή του πείρου</p>	

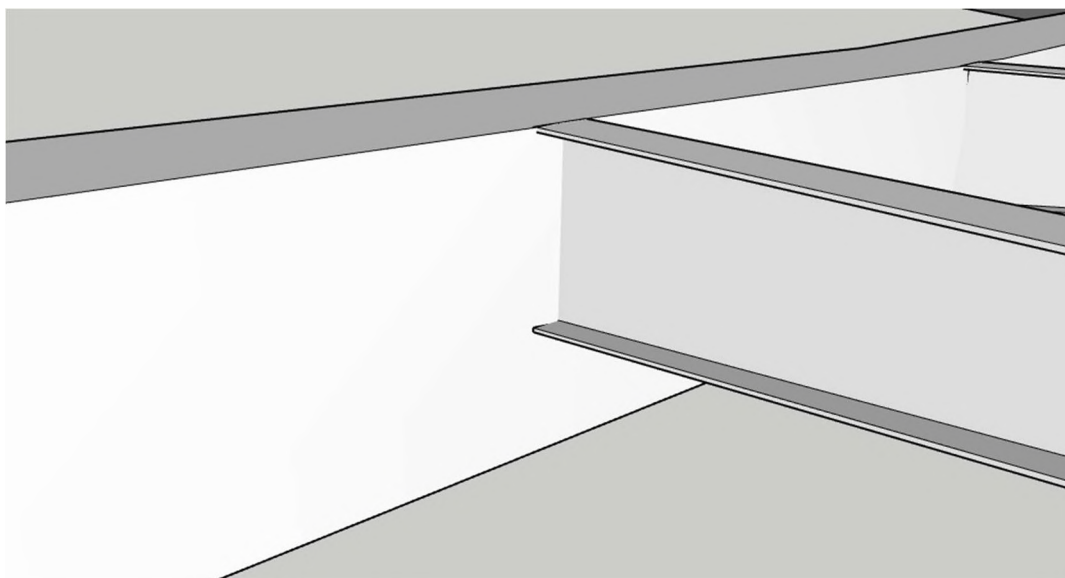
Από τους παραπάνω ελέγχους επιλέγονται :

t=30mm

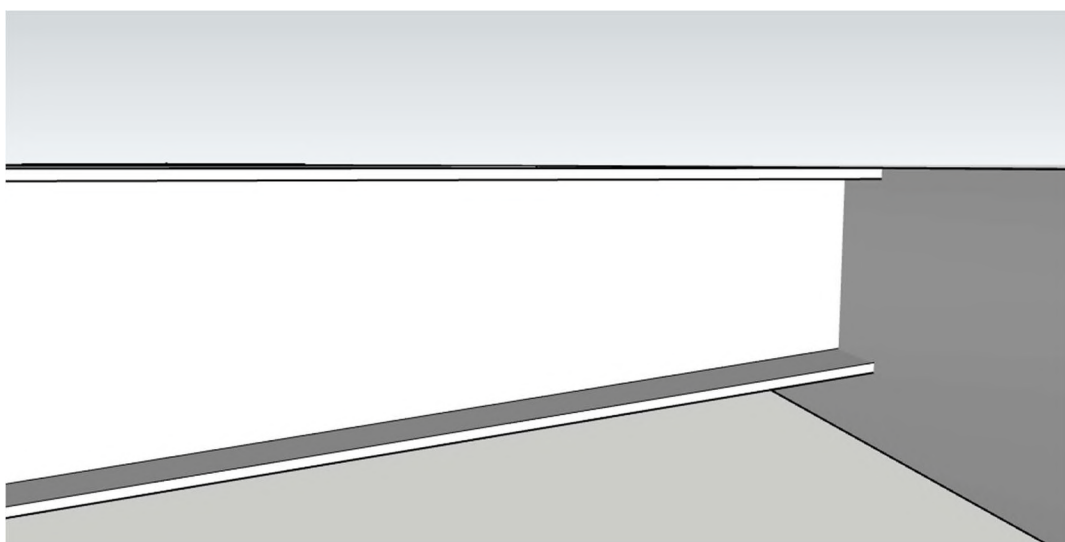
a=85mm

c=65mm

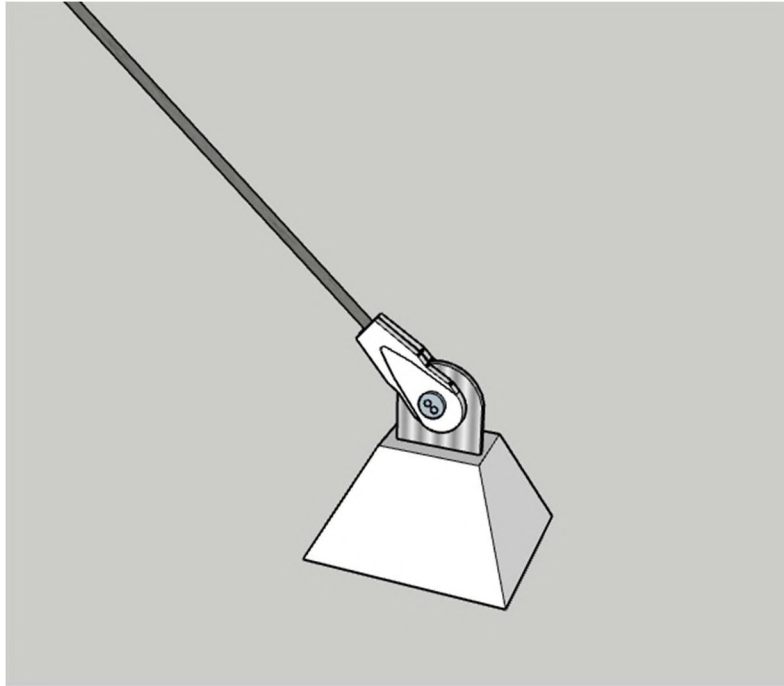
11.4 Σχέδια συνδέσεων



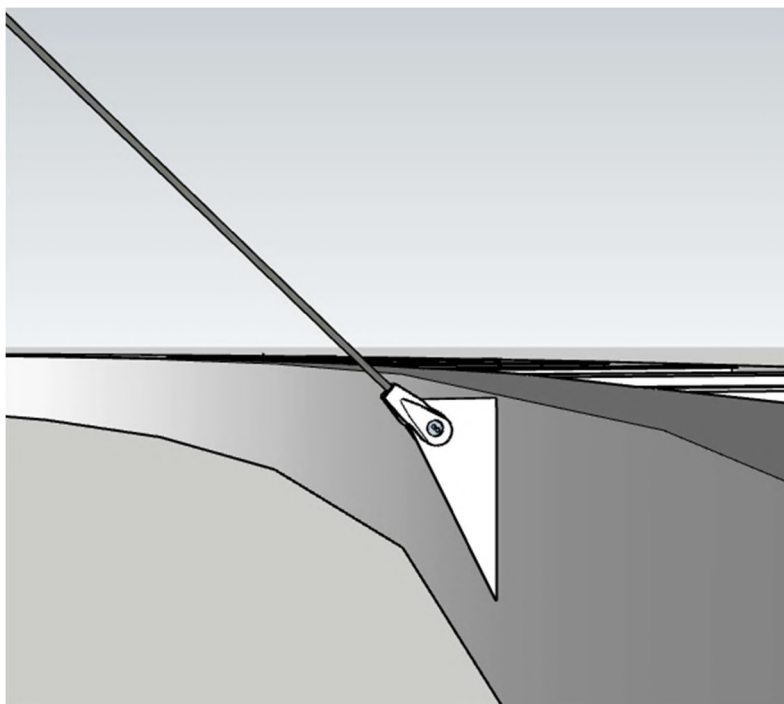
Σχήμα 11.2: Σύνδεση εσωτερικής δοκού-διαδοκίδας



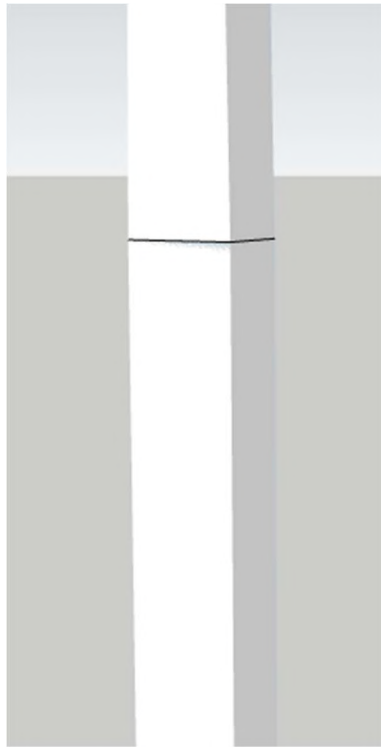
Σχήμα 11.3: Σύνδεση εξωτερικής δοκού-διαδοκίδας



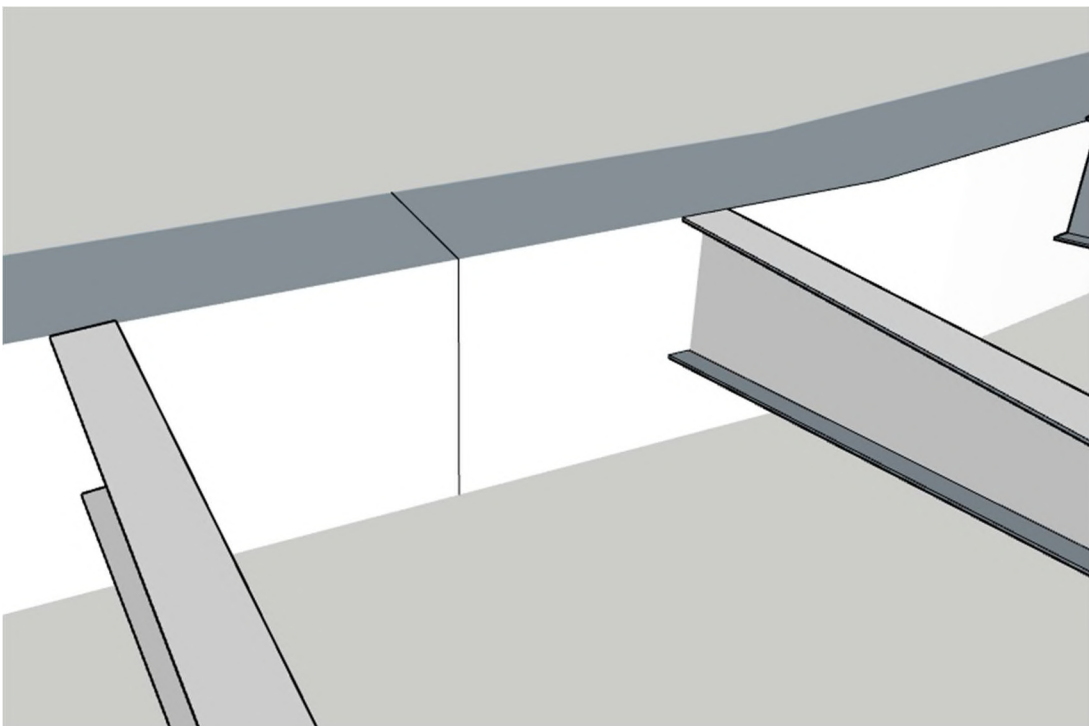
Σχήμα 11.4: Σύνδεση καλωδίου αντιστήριξης στο έδαφος



Σχήμα 11.5: Σύνδεση καλωδίων ανάρτησης με την εσωτερική δοκό



Σχήμα 11.6: Σύνδεση τμημάτων πυλώνα



Σχήμα 11.7: Αποκατάσταση συνέχειας εσωτερικής δοκού

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π. (2016). «Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. Κατσικαδέλης Ι. (2012). «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών Θεωρία και εφαρμογές». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
5. Svensson H., (2012). «CABLE-STAYED BRIDGES 40 Years of Experience Worldwide», Publisher Ernst & Sohn
6. Ortenau Pedestrian and Cycleway Bridge in Lahr, Structure magazine, February 2019
7. Τσαρπαλής Π. (2015), Διπλωματική εργασία «Σχεδιασμός καλωδιωτής πεζογέφυρας επί της λεωφόρου Ποσειδώνος» ΕΜΠ Αθήνα
8. Δημητρόπουλος Γ. (2016). Διπλωματική εργασία «Σχεδιασμός καλωδιωτής πεζογέφυρας Πειραιά» ΕΜΠ Αθήνα
9. Ιάκωβος Α. (2017), Μεταπτυχιακή εργασία «Σχεδιασμός ασύμμετρης καλωδιωτής γέφυρας με σύμμικτο κατάστρωμα» ΕΜΠ Αθήνα
10. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
11. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
12. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
13. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
14. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
15. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
16. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005.
17. Ιστοσελίδα εφεδράνων <https://www.trelleborg.com/en>