



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Καλωδιωτής Γέφυρας Πειραιά



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γεώργιος Α. Δημητρόπουλος

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

ΕΜΚ ΔΕ 2016/38

Αθήνα, Νοέμβριος 2016

Δημητρόπουλος Γ. Α. (2016).
Σχεδιασμός καλωδιωτής πεζογέφυρα Πειραιά
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/38
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Dimitropoulos G. A. (2016).
Design of a cable-stayed footbridge in Peiraeus
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/38
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 Πεζογέφυρες αναρτημένες από ευθύγραμμο καλώδια.....	16
2.Μόρφωση Γέφυρας.....	21
2.1 Εισαγωγή.....	21
2.2 Στατικό προσομοίωμα γέφυρας.....	21
2.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας.....	22
2.2.1 Κύριες δοκοί καταστρώματος.....	22
2.2.2 Διαδοκίδες.....	23
2.2.3 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας καταστρώματος.....	24
2.2.4 Χαλύβδινοι Πυλώνες.....	24
2.2.5 Πυλώνες από οπλισμένο σκυρόδεμα.....	25
2.2.6 Μεταλλικά χωροδικτυώματα.....	26
2.2.7 Συνδετήριες Δοκοί.....	26
2.2.8 Καλώδια.....	27
2.3 Παρουσίαση προσομοιώματος ανάλυσης <i>Sofistik</i>	28
2.4 Προσομοίωση πεζογέφυρας.....	30
2.4.1 Γενικά.....	30
2.4.2 Ανάλυση.....	31
2.5 Δομικά υλικά ανάλυσης.....	31
3.Δράσεις.....	33
3.1 Εισαγωγή.....	33
3.2 Μόνιμες Δράσεις.....	33
3.2.1 Ίδιο βάρος μεταλλικού φορέα (G).....	33
3.2.2 Ίδιο βάρος ξύλινου καταστρώματος (G').....	34

3.2.3 Λοιπά ίδια βάρη (G')	34
3.2.4 Προένταση καλωδίων (P).....	34
3.3 Μεταβλητές (Επιβαλλόμενες) δράσεις	34
3.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας σε πεζογέφυρες	34
3.3.1.1 Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο (qfk).....	34
3.4 Χιόνι.....	35
3.5 Δυνάμεις ανέμου.....	35
3.5.1 Γενικά για τον άνεμο	36
3.5.2 Κατάστρωμα γέφυρας.....	40
3.5.3 Καλώδια (Κυκλικοί κύλινδροι).....	45
3.5.4 Στοιχεία ορθογωνικής διατομής (πυλώνες).....	50
3.5.4.1 Χαλύβδινοι πυλώνες.....	51
3.5.5 Στοιχεία δικτυωμάτων κυκλικής διατομής.....	53
3.6 Δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.....	57
3.6.1 Ομοιόμορφη συνιστώσα της θερμοκρασίας.....	58
3.7. Τυχηματικές δράσεις.....	59
3.8 Σεισμικές δράσεις.....	60
3.8.1 Γενικά για το σεισμικό σχεδιασμό	60
3.8.2 Μέθοδος φασματικής απόκρισης.....	60
4.Συνδυασμοί δράσεων	65
4.1 Γενικά.....	65
4.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.).....	65
4.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)	67
4.4 Συνδυασμοί δράσεων για την πεζογέφυρα.....	68
4.4.1 Γενικά για πεζογέφυρες	68
4.4.2 Συνδυασμοί Ο.Κ.Α.....	69
4.4.3 Συνδυασμοί Ο.Κ.Λ.....	70
5.Προένταση Καλωδίων.....	71
5.1 Γενικά.....	71

5.2 Προένταση στο <i>Sofistik</i>	71
5.3 Υπολογισμός προεντάσεως καλωδίων ανάρτησης.....	72
5.4 Διαστασιολόγηση καλωδίων.....	74
5.5 Ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας <i>E</i> τι καλωδίων ανάρτησης	75
5.6 Έλεγχοι βελών.....	76
6. Κατασκευή – Ανέγερση.....	79
6.1 Γενικά.....	79
6.2 Μέθοδος προβολοδόμησης.....	79
6.3 Φάσεις κατασκευής πυλώνων	81
6.4 Φάσεις κατασκευής καταστρώματος και ανάρτησης καλωδίων	82
6.5 Εφαρμογή της προβολοδόμησης στην πεζογέφυρα Πειραιά	85
7. Διαστασιολόγηση-Έλεγχοι.....	87
7.1 Γενικά για τη διαστασιολόγηση του φορέα.....	87
7.2 Κατηγοριοποίηση διατομών	87
7.3 Γενικά για τους ελέγχους της πεζογέφυρας.....	91
7.4 Έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α)	91
7.4.1 Κύριες Δοκοί καταστρώματος.....	91
7.4.2 Διαδοκίδες και σύνδεσμοι δυσκαμψίας	92
7.4.3 Χαλύβδινοι πυλώνες	93
7.4.4 Πυλώνες από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.....	93
7.4.5 Μεταλλικό χωροδικτύωμα.....	94
7.4.6 Καλώδια.....	95
7.5 Έλεγχοι τάσεων στις φάσεις ανέγερσης.....	97
7.6 Έλεγχοι σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.).....	98
7.6.1 Μέγιστη βύθιση καταστρώματος	99
7.6.2 Διαφορική βύθιση καταστρώματος.....	99
7.6.3 Οριζόντια μετακίνηση πυλώνων.....	100
8. Έλεγχος δυναμικής απόκρισης πεζογέφυρας.....	101
8.2 Δυναμική απόκριση των κατασκευών	101

8.3 Μελέτη της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας.....	102
9.Εφέδρανα	111
9.1 Εισαγωγή.....	111
9.2 Επιλογή τύπου εφεδράνων.....	111
9.3 Διαστασιολόγηση εφεδράνων	113
10. Κατασκευαστικές λεπτομέρειες και συνδέσεις.....	117
10.1 Εισαγωγή	117
10.2 Συνδέσεις	117
10.2.1 Συγκολλήσεις.....	117
10.2.2 Σύνδεση καλωδίων	118
10.3 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες.....	120
11.Βιβλιογραφία.....	122

Σχεδιασμός καλωδιωτής γέφυρας Πειραιά

Δημητρόπουλος Γ.Α. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός και η μελέτη μιας καλωδιωτής πεζογέφυρας στον Πειραιά που θα συνδέει την Πλατεία Αλεξάνδρας με τη Μαρίνα Ζέας. Η ιδέα βασίστηκε σε μία χρόνια αναζήτηση λύσης από το Δήμο Πειραιά για την ζεύξη των δύο συνοικιών του, με σκοπό τη διευκόλυνση των κατοίκων στην άμεση μετάβαση τους από το ένα σημείο στο άλλο, γεφυρώνοντας το θαλάσσιο εμπόδιο που τα χωρίζει. Στόχος της διπλωματικής εργασίας είναι η ρεαλιστική προσομοίωση των προκλήσεων μιας ιδέας που βρίσκεται υπό μελέτη και θα αποτελέσει σημείο αρχιτεκτονικής αναφοράς για τον Πειραιά.

Αρχικά, γίνεται μια σύντομη εισαγωγή στις γέφυρες και μια σύντομη περιγραφή των προδιαγραφών και των απαιτήσεων χρηστότητας της μελέτης.

Στη συνέχεια περιγράφονται το στατικό της προσομοίωμα, η γεωμετρία, τα επιμέρους στοιχεία της και τα δομικά υλικά που χρησιμοποιούνται. Ύστερα περιγράφεται το λογισμικό Sofistik και τα βασικά βήματα της διαδικασίας που ακολουθήθηκε για την εισαγωγή του προσομοιώματος σε αυτό, όπως και η ανάλυση που ακολουθήθηκε.

Οι φορτίσεις και οι σεισμικές δράσεις καθορίστηκαν με βάση τους Ευρωκώδικες, και μετά παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία υπολογισμού για όλες τις δράσεις που ασκούνται στο φορέα. Παρουσιάζονται οι καταστάσεις σχεδιασμού των κανονισμών και οι συνδυασμοί των δράσεων που τελικά υλοποιήθηκαν στη μελέτη.

Έπειτα υπολογίζεται η προένταση των καλωδίων της πεζογέφυρας και γίνεται η διαστασιολόγηση τους. Οι φάσεις ανέγερσης της κατασκευής προσομοιώθηκαν με το υποπρόγραμμα CSM, το οποίο βήμα προς βήμα στήνει τη γέφυρα με τη μέθοδο της προβολοδόμησης μέσω μη γραμμικής ανάλυσης.

Κατόπιν, για τους συνδυασμούς αστοχίας και λειτουργικότητας, γίνεται ο έλεγχος των διατομών, συνολικά και σε κάθε φάση κατασκευής, και των βελών κάμψης. Ακολούθως, γίνονται πιο ιδιαίτεροι έλεγχοι δυναμικής απόκρισης, εφεδράνων και συνδέσεων και περιγράφονται στα τελευταία κεφάλαια.

Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για τη μελέτη ήταν το Sofistik 2016 (Educational Edition), ενώ η ρεαλιστική απεικόνιση των διατομών της γέφυρας και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες έγιναν με τη βοήθεια των προγραμμάτων Photoshop, Rhino και SketchUp.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2016/38

Design of a cable-stayed bridge in Peiraeus

Dimitropoulos G. A. (supervised by Vayas I.)

Abstract

Purpose of this thesis is the design and study of a cable-stayed footbridge in Piraeus , linking Alexandras Square to Marina Zea. The idea was based on a years-search for a solution by the Municipality of Piraeus to link the two neighborhoods, in order to facilitate the residents in the immediate transition from one point to another, bridging the water barrier separating them. The aim of this thesis is the realistic simulation of the challenges of an idea which is currently under study and will become a point of reference architecture for Piraeus.

First, a brief introduction to bridges generally is given among with a brief description of the specifications and probity requirements of the survey.

Then out of the static model, the geometry, the components and construction materials used is described. After this, the Sofistik software and the basic steps of the procedure followed for the introduction of the model in this are described, as the analysis followed.

The loads and seismic actions are defined according to the Eurocodes, and then a detailed calculation procedure is given for all actions carried out by the institution. The design situations and actions combinations which finally implemented in the study are presented afterwards.

Then, the prestressing forces of the cables of the footbridge firstly, and the cable dimensions initially are calculated. The construction phases of manufacturing where simulated with CSM subroutine, step by step in the bridge using the cantilever method along with non-linear analysis.

Next, for the ultimate and serviceability limit state, the cross sections stress was checked , regarding therefore the whole structure then each construction phase, plus the total deflections of the bridge.

Then, individual later chapters are dedicated to more special checks, like dynamic response, bearings and connections.

The software used for the study was the Sofistik 2016 (Educational Edition), and the realistic representation of the bridge sections and the constructional details were made using the programs Photoshop,Rhino and SketchUp.

Ευχαριστίες

Φτάνοντας στο τέλος της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην προσπάθεια αυτή.

Κατ' αρχήν θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα και καθηγητή μου κ.Βάγια για τη βοήθεια και συνεχή υποστήριξη του σε όλη τη διάρκεια της εργασίας μου. Η εμπειρία του ήταν καίρια στα θέματα που τέθηκαν για την ολοκλήρωση της μελέτης αυτής.

Τέλος ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου και στους φίλους μου, για τη διαχρονική κατανόηση και στήριξη τους ,συντελώντας στο να γίνει το διάστημα αυτό δημιουργικό και ευχάριστο.

1.Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η γέφυρα είναι μια αρχιτεκτονική ή τεχνική κατασκευή με την οποία επιτυγχάνεται η ζεύξη δύο ή περισσότερων σημείων υπεράνω εμποδίου (φυσικού ή τεχνικού).Στα συνήθη εμπόδια περιλαμβάνονται ποτάμια,γενικότερα υδάτινες επιφάνειες, χαράδρες , τεχνητές υδάτινες ροές, εδαφικές ταπεινώσεις, συγκοινωνιακοί άξονες, κλπ

Με το πέρασμα των χρόνων , και τις πρώτες γέφυρες από φυσικά υλικά (λίθος , ξύλο, πέτρα) ο άνθρωπος αναπτύχθηκε και τα υλικά κατασκευής διαφοροποιήθηκαν παράλληλα με την εξέλιξη της τεχνολογίας και γνώσης. Έτσι, αρχίζει να χρησιμοποιεί από τις αρχές του 18^{ου} αιώνα κράματα σιδήρου (χυτοσίδηρος, πολτοπαγής σίδηρος, χάλυβες υψηλής αντοχής) και από τις αρχές του 20^{ου} αιώνα μπαίνει στη ζωή του και το σκυρόδεμα, σε διάφορες μορφές, ανοίγοντας νέους ορίζοντες στη γεφυροποιία.Ο οικονομικός ανταγωνισμός των δύο υλικών (χάλυβας, σκυρόδεμα), συντέλεσε στην εξεύρεση για την καλύτερη λύση, οικονομικά και άρτια τεχνικά και αισθητικά, στο σχεδιασμό γεφυρών. Παράλληλα, η εξέλιξη της βιομηχανίας του σιδήρου δίνει συνέχεια νέες λύσεις στη μαζική παραγωγή απαραίτητου υλικού , και σε ποιότητες διαρκώς βελτιούμενες. Σταδιακά ο εμπειρισμός άρχισε να εγκαταλείπεται, και η γεφυροποιία αρχίζει να γίνεται με ασφάλεια και με ακριβές μεθόδους υπολογισμού. Αποκορύφωμα η ανάπτυξη κατά τις τελευταίες δεκαετίες της σύμμικτης κατασκευής , όπου η συνεργασία των δύο υλικών οδήγησε σε μεγάλη ποικιλία μορφών, και έδωσε τη δυνατότητα για ζεύξη μικρών αλλά και μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεση υποστύλωση. Τρανό παράδειγμα της ικανότητας ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων αποτελεί η κρεμαστή γέφυρα Akashi-Kaikyo (Ιαπωνία 1998), με ελεύθερο άνοιγμα πυλώνων τα 1998 μέτρα ,και με προοπτική μελλοντικής αύξησης του ανοίγματος που θα ξεπερνάει τα 3000 μέτρα.

Γενικά οι γέφυρες θεωρούνται από τις πλέον εντυπωσιακές κατασκευές μεταξύ των έργων του Πολιτικού Μηχανικού , έχοντας παράλληλα πολλές ιδιομορφίες στην ανάλυση , τη διαστασιολόγηση , την ανέγερση και γενικά την μελέτη τους , γεγονός που τις καθιστά απαραίτητες κάποιες ιδιαίτερες γνώσεις για την πλήρη κατανόηση του αντικειμένου τους.

Οι σιδηρές και οι σύμμικτες γέφυρες μπορούν να ταξινομηθούν σε διάφορες κατηγορίες ανάλογα τον εξεταζόμενο παράγοντα :

- Χρήση (οδικές , σιδηροδρομικές, μικτές, πεζογέφυρες ,γέφυρες αγωγών ,γερανογέφυρες)
- Στατική μορφή κυρίων δοκών γέφυρας (αμφιέρειστες , συνεχείς, αμφιπροέχουσες , πλαισιωτές ,τοξωτές, δικτυωτές , κρεμαστές , καλωδιωτές κλπ)
- Μόρφωση κυρίων δοκών (ολόσωμες πρότυπες ,σύνθετες ή κιβωτιοειδής, δικτυωτές)

- Θέση καταστρώματος (άνω, κάτω, μέσης διάβασης)
- Αριθμός καταστρωμάτων (μονώροφες , διώροφες)
- Είδος συνδέσεων (ηλωτές , κοχλιωτές ,συγκολλητές)
- Λοξότητα γέφυρας (ορθές , λοξές)
- Γεωμετρική χάραξη άξονα (ευθύγραμμες ή καμπύλες , οριζόντιες ή κεκλιμένες)
- Διάρκεια χρήσης (μόνιμες , προσωρινές , λυόμενες)
- Κινητικότητα (σταθερές και κινητές)

Είναι ευνόητο ότι, κάθε γέφυρα εντάσσεται σε όλες τις παραπάνω κατηγορίες δηλαδή μία γέφυρα μπορεί να είναι οδική, αμφιέριστη, δικτυωτή, κάτω διάβασης, διώροφη, κοχλιωτή, λοξή, ευθύγραμμης χάραξης, προσωρινή και σταθερή.

1.2 Καλωδιωτές Πεζογέφυρες αναρτημένες από ευθύγραμμα καλώδια

Οι γέφυρες της κατηγορίας αυτής, εφαρμόστηκαν από τις αρχές του 19^{ου} αιώνα, αλλά για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα σταμάτησε η κατασκευή τους, λόγω καταρρέψεων. Αιτία η ανεπαρκής γνώση της στατικής λειτουργίας του φορέα και της συμπεριφοράς των υλικών. Στην κατηγορία των καλωδιωτών γεφυρών ανήκουν οι γέφυρες, των οποίων το κατάστρωμα και οι κύριες δοκοί στηρίζονται μέσω ενός συστήματος καλωδίων. Ο φέρων οργανισμός της γέφυρας αποτελείται από τις κύριες δοκούς και το κατάστρωμα, τα καλώδια που στηρίζουν το κατάστρωμα, και τους πυλώνες, που στηρίζουν όλο το σύστημα των καλωδίων. Βάση προδιαγραφών μπορούν να καλύψουν αποστάσεις 200 με 2000 μέτρων χωρίς ενδιάμεση υποστήριξη, χωρίς να αποκλείεται η κατασκευή γεφυρών με πολλά ανοίγματα.

Οι καλωδιωτές γέφυρες χωρίζονται στις

- Κρεμαστές γέφυρες (suspension bridges)
- Γέφυρες αναρτημένες με ευθύγραμμα καλώδια (cable-stayed bridges)

Όσον αφορά τις γέφυρες αναρτημένες σε ευθύγραμμα καλώδια, σήμερα χρησιμοποιούνται ευρέως με πλεονεκτήματα την οικονομικότητα τους, την ευκολία κατασκευής-ανέγερσης-συντήρησης τους και την καλή συμπεριφορά τους σε φαινόμενα αεροδυναμικής αστάθειας. Ανάλογα με την κατά μήκος διάταξη των καλωδίων χωρίζονται σε τέσσερα συστήματα, το ακτινωτό (fan), το παράλληλο (harp), το ημιακτινωτό ή τροποποιημένο(modified fan) και το σύστημα αστέρος (star).

Πεζογέφυρα ή γέφυρα για πεζούς (footbridge or pedestrian bridge) είναι μία γέφυρα σχεδιασμένη να ικανοποιήσει τη διέλευση πεζών ή και ποδηλάτων και όχι για την κυκλοφορία οχημάτων. Ο συνδυασμός της έννοιας καλωδιωτή γέφυρα και πεζογέφυρα δημιουργεί μία πού ενδιαφέρουσα λύση, τόσο αισθητικά , όσο και οικονομικά και στατικά.

Το βασικό στοιχείο μιας καλωδιωτής πεζογέφυρας είναι τα καλώδια της , ανάρτησης ή αγκύρωσης, αναλόγως το σκοπό που εξυπηρετούν. Είναι καλώδια υψηλής αντοχής που μεταφέρουν τα φορτία του καταστρώματος στους πυλώνες μέσω αξονικού εφελκυσμού. Στις πεζογέφυρες επιτρέπεται η ασύμμετρη τοποθέτηση τους , όπου δεν υπάρχει μεγάλη στρεπτική καταπόνηση. Επίσης η σύνδεση τους με το κατάστρωμα μπορεί να γίνει εντός ή εκτός αυτού.

Στην πρώτη περίπτωση, αυτό επιτυγχάνεται μέσω προβόλων ως επέκταση των διαδοκίδων του καταστρώματος με μειονέκτημα την πρόσθετη τοπική διάτμηση και κάμψη λόγω της τοπικής ενίσχυσης , και στη δεύτερη για την πραγματοποίηση της αγκύρωσης γίνεται αύξηση του πλάτους της γέφυρας ώστε να μη δεσμευθεί τμήμα του καταστρώματος.



Σχήμα 1.1 Άποψη της πεζογέφυρας Reiman Bridge στις ΗΠΑ

1.3 Μόρφωση Καλωδιωτής Πεζογέφυρας στον Πειραιά

Η παρούσα διπλωματική ασχολείται με τη μελέτη μιας υπό εξέταση καλωδιωτής γέφυρας πεζών στην περιοχή του Πασαλιμανίου (Λιμένα Ζέας) στον Πειραιά, η οποία θα καλύπτει την θαλάσσια απόσταση που χωρίζει την Πλατεία Αλεξάνδρας από την Μαρίνα Ζέας.



Σχήμα 1.2 Η προβλήτα της Μαρίνας Ζέας

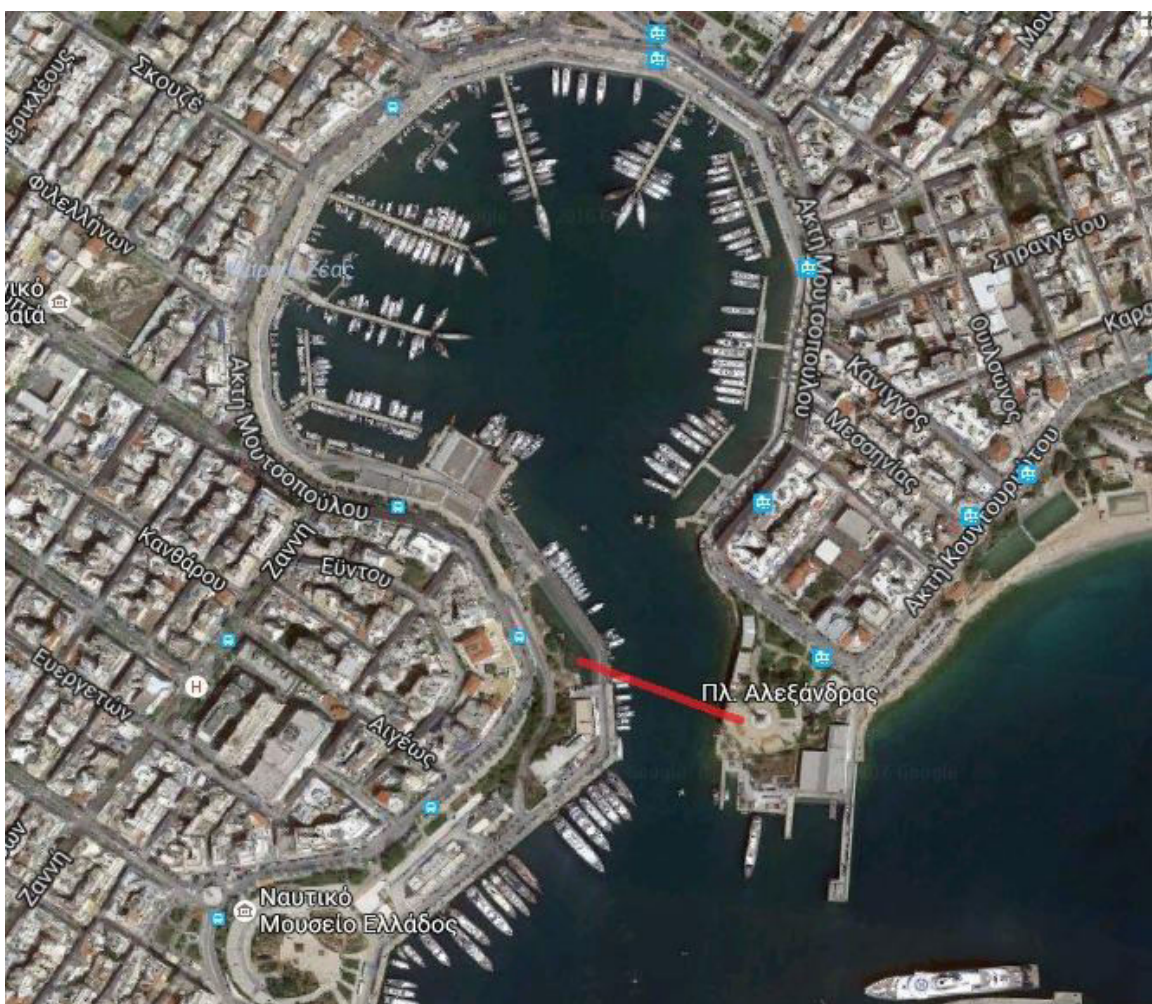


Σχήμα 1.3 Άποψη του χώρου αναψυχής της Πλατείας Αλεξάνδρας

Η ζεύξη των δύο προαναφερθέντων σημείων αποτελεί για πολλά χρόνια αντικείμενο σκέψης των κατοίκων του Πειραιά, καθώς φαινομενικά με γυμνό μάτι η απόσταση που χωρίζει τις δύο πλευρές είναι αρκετά μικρή.

Για τους πεζούς υπολογίσθηκε η χρονική απόσταση που χρειάζεται για να διανυθεί η απόσταση περιμετρικά του Λιμένα Ζέας, και ανέρχεται σε 25-30 λεπτά ανάλογα το βηματισμό. Μετά την κατασκευή της πεζογέφυρας, η απόσταση υπολογίζεται να διανέιται σε 2-3 λεπτά.

Παρακάτω στο σχήμα 1.4 παρουσιάζεται η ευρύτερη γεωγραφική θέση του Λιμένα Ζέας, και σε συναρτήσε αυτού επιλέχθηκε και η ακριβής τοποθεσία της πεζογέφυρας. Στην επιλογή της θέσης έπαιξε ρόλο αφενός ο κατάλληλος χώρος για θεμελίωση της πεζογέφυρας, χωρίς να αλλάξει ριζικά η διαμόρφωση των συνδεόμενων πλευρών, όπως και οι απαιτήσεις του έργου που παρατίθενται στη συνέχεια.



Σχήμα 1.4 Δορυφορική εικόνα της θέσης της πεζογέφυρας

Με βάση την μελέτη χρηστότητας έχουμε:

- Απαιτήση για εξασφάλιση ελάχιστου δίαυλου ναυσιπλοίας στο μέσον της απόστασης ίσο με 15 μέτρα, καθώς ο λιμένας Ζέας να μην λειτουργεί κανονικά ως λιμάνι, αλλά αποτελεί όρμο δεσίματος ιστοφόρων πλοίων.
- Σε κάθε πλευρά έγινε πρόβλεψη για ανελκυστήρες, και κυλιόμενες σκάλες διπλής κατευθύνσεως για την καλύτερη εξυπηρέτηση των πολιτών.
- Η παρέμβαση που θα γίνει στις δύο πλευρές να είναι όσο το δυνατόν η μικρότερη, γιατί και η Πλατεία Αλεξάνδρας όσο και η Μαρίνα Ζέας είναι σημεία εμπορικά και αναψυχής των πολιτών.

Οι παραπάνω απαιτήσεις καθόρισαν την τελική γεωμετρία του έργου:

- Το μήκος της γέφυρας θα είναι 144 μέτρα, και το πλάτος 4 μέτρα.
- Η γέφυρα θα αποτελείται από ένα μεσαίο τμήμα μήκους 128 μέτρων και δύο ακραία μήκους από 9 μέτρα.
- Οι πυλώνες θα έχουν ύψος 38 μέτρα από την επιφάνεια της θάλασσας, στα πρώτα 18 θα είναι κατακόρυφοι και στα υπόλοιπα κεκλιμένοι για να δίνουν αντίρροπο στη ροπή που δημιουργούν οι δυνάμεις των καλωδίων.
- Το κατάστρωμα θα τοποθετηθεί σε υψόμετρο 20 μέτρων από την επιφάνεια της θάλασσας και θα έχει μηδενική (0%) κλίση.
- Τα καλώδια ανάρτησης του καταστρώματος θα είναι ευθύγραμμα και 32 σε αριθμό, 24 στο κεντρικό τμήμα και 8 στα ακραία τμήματα του καταστρώματος.



Σχήμα 1.5 Άποψη της Μαρίνας Ζέας από την Πλατεία Αλεξάνδρας

2.Μόρφωση Γέφυρας

2.1 Εισαγωγή

Η μελέτη αφορά το σχεδιασμό καλωδιωτής πεζογέφυρας ,η οποία αποτελείται από τα εξής επιμέρους στοιχεία :

- 1.Σύμμικτο κατάστρωμα
- 2.Τριανταδύο (32) κεκλιμένα καλώδια ανάρτησης
- 3.Τέσσερις (4) μεταλλικούς πυλώνες
- 4.Τέσσερις (4) πυλώνες από Οπλισμένο σκυρόδεμα
- 5.Σύμμικτους κόμβους σύνδεσης των πυλώνων
- 6.Οκτώ (8) εφέδρανα δοχείου (pot bearings)

Το κατάστρωμα είναι μικτό, αποτελείται δηλαδή από τις 2 κύριες δοκούς στις οποίες στηρίζεται η ξύλινη πλάκα πλάτους 4 μέτρων που λειτουργεί ως μη φέροντα στοιχείο για τη γέφυρα. Τα καλώδια λειτουργούν ως αναρτήρες του καταστρώματος στους πυλώνες και τοποθετούνται ανά 9 μέτρα μήκους αντικριστά στο κατάστρωμα. Οι πυλώνες, είτε χάλυβα είτε οπλισμένου σκυροδέματος, είναι πακτωμένοι στο έδαφος και το ύψος τους φθάνει τα 38 μέτρα. Είναι κατακόρυφοι μέχρι το ύψος του καταστρώματος , και μετά κεκλιμένοι συνδυασμένης μορφής τύπου Λ και Π.

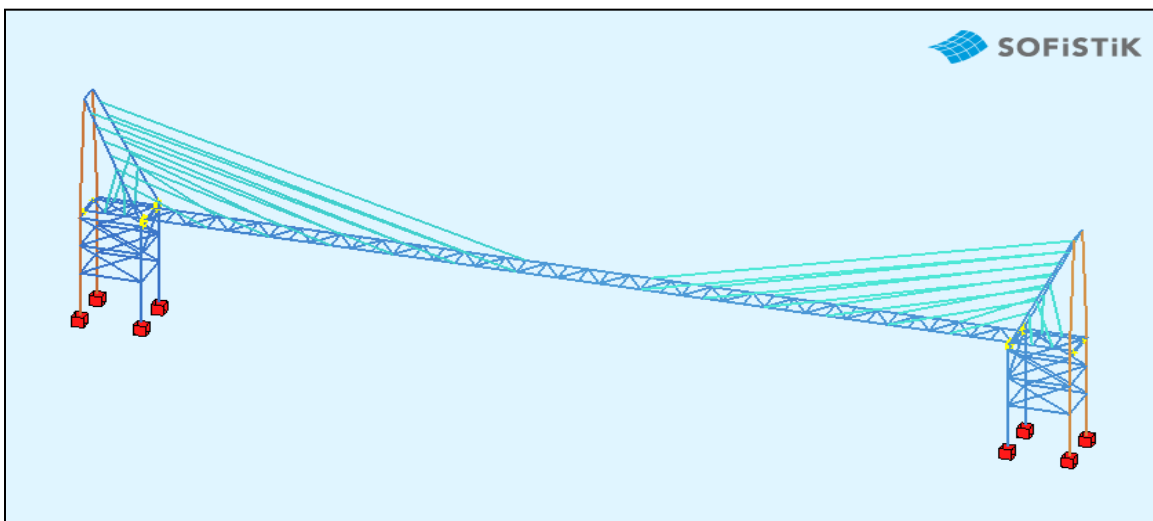
Το μήκος της πεζογέφυρας λήφθηκε ίσο με 144 μέτρα μετά από αποτύπωση της περιοχής με το τοπογραφικό όργανο total station. Τέλος , το τελικό ύψος των πυλώνων επιλέχθηκε σύμφωνα με τις ιδιαιτερότητες της περιοχής ίσο με 38 μέτρα.

2.2 Στατικό προσομοίωμα γέφυρας

Η σύνοψη του στατικού μοντέλου της πεζογέφυρας συνοψίζεται στα εξής:

- Το ξύλινο κατάστρωμα μεταβιβάζει τα φορτία μέσω των συνδέσμων δυσκαμψίας και των διαδοκίδων, στις δύο κύριες δοκούς.
- Το ίδιο βάρος των συνδέσμων δυσκαμψίας και των διαδοκίδων μεταβιβάζεται απευθείας στις δύο κύριες δοκούς.
- Τα φορτία αναλαμβάνονται μέσω κάμψης και διάτμησης από τις δύο κύριες δοκούς.

- Έπειτα τα φορτία μεταβιβάζονται αξονικά μέσω εφελκυσμού από τις δυνάμεις προέντασης των καλωδίων στις κορυφές των πυλώνων. Η οριζόντια συνιστώσα της δύναμης προέντασης δημιουργεί μια θλιπτική ένταση στις κύριες δοκούς.
- Οι δυνάμεις των καλωδίων παραλαμβάνονται από τους μεταλλικούς πυλώνες, η κατακόρυφη συνιστώσα αξονικά και η οριζόντια μέσω κάμψης. Μέσω των σύμμικτων κόμβων ένα τμήμα της έντασης μεταφέρεται στους πυλώνες από Οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Έτσι, οι μεταλλικοί πυλώνες και οι πυλώνες από οπλισμένο σκυρόδεμα μεταβιβάζουν αξονικά και καμπτικά τα φορτία στις στηρίξεις και κατά συνέπεια, στο έδαφος.



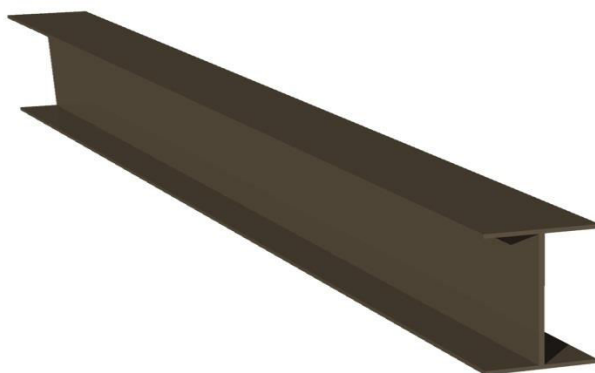
Σχήμα 2.1 Στατικό σύστημα στο Sofistik

2.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας

Οι διαστάσεις των επιμέρους στοιχείων της γέφυρας παρουσιάζονται παρακάτω

2.2.1 Κύριες δοκοί καταστρώματος

Οι κύριες δοκοί αποτελούν τα διαμήκη ραβδόμορφα στοιχεία του προσομοιώματος της εσχάρας και αποτελούν το κύριο μέσο ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων που ασκούνται στο κατάστρωμα. Είναι συγκολλητής διατομής διαστάσεων για τα πέλματα 400X30 mm και 900X20mm για τον κορμό.



Σχήμα 2.2 Προοπτικό κυρίας δοκού καταστρώματος

2.2.2 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες αποτελούν τα εγκάρσια ραβδόμορφα στοιχεία της εσχάρας. Διατάσσονται σε αποστάσεις των 3 μέτρων μεταξύ τους και αποτελούν πλευρική εξασφάλιση για τις κυρίες δοκούς. Είναι ελατής διατομής IPE400 και δημιουργούν κόμβους που κατανέμουν αντίστοιχα την ένταση μέσω συγκόλλησης σε διαγώνιους συνδέσμους και κύριες δοκούς.



Σχήμα 2.3 Προοπτικό διαδοκίδων

2.2.3 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας καταστρώματος

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούν τα διαγώνια ραβδόμορφα στοιχεία του προσομοιώματος της εσχάρας. Είναι κοίλες κυκλικές διατομές ψυχρής έλασης. Κύριος ρόλος τους η παραλαβή των φορτίων του καταστρώματος αλλά και η παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων ανέμου που φορτίζει την πεζογέφυρα.

- Στα ακραία ανοίγματα χρησιμοποιήσαμε COLD 355.6 X 16
- Στο κεντρικό άνοιγμα χρησιμοποιήσαμε COLD 323.9 X 8



Σχήμα 2.4 Προοπτικό συνδέσμων δυσκαμψίας

2.2.4 Χαλύβδινοι Πυλώνες

Η πεζογέφυρα αποτελείται από 4 μεταλλικούς πυλώνες σύνθετης μορφής Λ και Π, και ο κάθε πυλώνας χωρίζεται σε δύο τμήματα ανάλογα την κλίση του. Το ένα τμήμα του κάθε πυλώνα που είναι κατακόρυφο, είναι διατομής κοίλης τετραγωνικής με διαστάσεις 1250X1250X40, ενώ το τμήμα που είναι κεκλιμένο είναι μεταβλητής διατομής και καταλήγει στο άνω άκρο τους σε διατομή διαστάσεων 650X650X40. Στη βάση του ο πυλώνας είναι μονολιθικά συνδεδεμένος με το έδαφος (πάκτωση) μέσω κοχλίωσης, ενώ στο μεταβλητό τμήμα του αγκυρώνονται καθ' ύψος τα καλώδια αναρτήσεως.



Σχήμα 2.5 Προοπτικό άνω τμήματος χαλύβδινων πυλώνων μεταβλητής διατομής

2.2.5 Πυλώνες από οπλισμένο σκυρόδεμα

Όπως και για τους χαλύβδινους πυλώνες, χωρίστηκαν σε δύο τμήματα ανάλογα με την κλίση τους. Στο κατακόρυφο τμήμα, είναι σταθερής κοίλης τετραγωνικής διατομής με διαστάσεις 1800X1800 και πάχος τοιχωμάτων $t=550\text{mm}$. Στο άνω τμήμα των πυλώνων (κεκλιμένο) η διατομή του είναι μεταβλητής διατομής, συγκεκριμένα μεταβάλλεται από τη σταθερή διατομή του κάτω τμήματος σε κοίλη τετραγωνική διατομή διαστάσεων 1200X1200 και πάχος τοιχωμάτων $t=350\text{mm}$.



Σχήμα 2.6 Προοπτικό άνω τμήματος πυλώνων από σκυρόδεμα μεταβλητής διατομής

2.2.6 Μεταλλικά χωροδικτυώματα

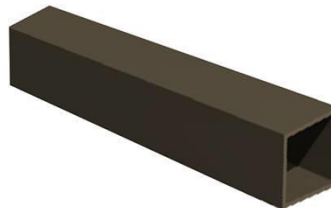
Αποτελούν το κύριο αντίβαρο μετά τους πυλώνες για την ανακούφιση των εντάσεων που προκαλούν οι φορτίσεις στο κατάστρωμα. Περιμετρικά οι συνδετήριες δοκοί των πυλώνων και κύριες του χωροδικτυώματος είναι διατομής ΗΕΑ650 , και οι διαγώνιοι χιαστί σύνδεσμοι είναι κοίλης κυκλικής διατομής ψυχρής έλασης COLD 610 X 25.



Σχήμα 2.7 Προοπτικό διατομών χωροδικτυώματος

2.2.7 Συνδετήριες Δοκοί

Οι συνδετήριες δοκοί αποτελούν τον έμμεσο τρόπο παραλαβής της μεγάλης τέμνουσας στις στηρίξεις , και για αυτό έγιναν κοίλης τετραγωνικής διατομής , με αυξημένο πάχος τοιχωμάτων κατά την κατακόρυφη έννοια, ώστε να παραληφθούν με ασφάλεια οι μεγάλες κατακόρυφες



Σχήμα 2.8 Προοπτικό συνδετήριας δοκού

2.2.8 Καλώδια

Τα καλώδια θεωρούνται αμφιαρθρωτά και υποβάλλονται μόνο σε εφελκυστικές εντάσεις. Η διατομή τους είναι τύπου Full-Locked Wire Rope, και στην ανάλυση προσομοιώνονται με cable elements τύπου PV της εταιρείας Pfeifer.



Σχήμα 2.9 Τυπική διατομή τύπου PV των καλωδίων

Vollverschlossenes Seil – GALFAN Full Locked Cable – GALFAN

Zulassungsnummer
Approval-Number
Z-14.7-413

PV

VVS-1



VVS-2



VVS-3



Technische Daten

Material:
unlegierter Qualitätsstahl

Elastizitätsmodul:
 $160 \pm 10 \text{ kN/mm}^2$

Toleranz d_s :
+ 3%

Korrosionsschutz:
Innere Lagen: feuerverzinkt
mit Innenverfüllung
äußere Lagen: GALFAN verzinkt
ohne Innenverfüllung

Technical Data

Material:
unalloyed quality steel

Modulus of Elasticity:
 $160 \pm 10 \text{ kN/mm}^2$

Tolerance d_s :
+ 3%

Corrosion Protection:
inner layers: hot dip galvanized
with inner filling
outer layers: GALFAN coated
without inner filling



Σχήμα 2.10 Προδιαγραφές καλωδίων τύπου PV από τον κατάλογο προϊόντων της Pfeifer

2.3 Παρουσίαση προσομοιώματος ανάλυσης *Sofistik*

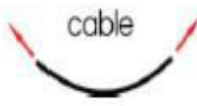



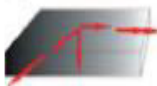

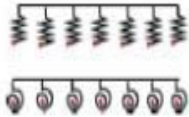
Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK είναι ένα δυναμικό και αξιόπιστο πακέτο ανάλυσης και διαστασιολόγησης, γερμανικής προέλευσης, στηρίζεται στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και διατίθεται στην ελληνική αγορά από το 1990. Λόγω της αξιοπιστίας του και των δυνατοτήτων του είναι πλέον ευρέως γνωστό στους Έλληνες μηχανικούς. Σήμερα μεγάλο μέρος των μελετών εφαρμογής προεντεταμένων γεφυρών στην Ελλάδα έχει γίνει με το πρόγραμμα SOFiSTiK. Παρέχονται απεριόριστες δυνατότητες για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που συναντά ο μελετητής στο μεγαλύτερο φάσμα εφαρμογών και ειδικά στην γεφυροποιία. Πρόκειται για μια σειρά προγραμμάτων που συνεργάζονται όλα μεταξύ τους κάτω από μια κοινή βάση δεδομένων.

Υπάρχουν προγράμματα γραφικής επεξεργασίας και εισαγωγής δεδομένων (pre-processing), προγράμματα γραφικής αξιολόγησης αποτελεσμάτων και διαχείρισης εκτυπώσεων (post-processing) και προγράμματα σχεδίασης κατασκευαστικών σχεδίων (εφαρμογές σε περιβάλλον AutoCAD). Στης περίπτωσης μας η εισαγωγή του φορέα έγινε μέσω του AutoCAD.

Στο πρόγραμμα υπάρχει βιβλιοθήκη υλικών σκυροδέματος, χάλυβα και ξύλου, σύμφωνα με πολλούς κανονισμούς: παλιούς γερμανικούς (DIN 1045,4227) νέους (DIN 1045-1, Fachberichte), ευρωκώδικες (EC2), ελβετικούς, αυστριακούς, βρετανικούς, γαλλικούς, ισπανικούς, ιταλικούς, ινδικούς, αμερικανικούς κ.α. Τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών μπορούν να είναι διαφορετικά για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας και να εξαρτώνται από τη θερμοκρασία. Δεν υπάρχει περιορισμός στον αριθμό των υλικών σε ένα φορέα ή στην ίδια διατομή. Μη γραμμικές ιδιότητες υλικών μπορούν να ληφθούν κατ' ευθείαν από τους κανονισμούς ή να δοθούν ιδιαίτερες από τον χρήστη. Περιλαμβάνονται τυπικές διατομές, όπως ορθογωνικές, πλακοδοκοί, κυκλικές καθώς και κιβωτοειδείς, σύμμικτες, λεπτότοιχες. Υπολογίζονται ελαστικά και πλαστικά μεγέθη της διατομής, καθώς και μεγέθη για τον υπολογισμό των αξονικών και διατμητικών τάσεων. Πρακτικά δεν υπάρχει κανένας περιορισμός στον αριθμό των διατομών που δέχεται το πρόγραμμα. Γενικά, για την ανάλυση γεφυρών, χρησιμοποιούνται τα συστήματα:

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

Για τη μόρφωση των πιο πάνω συστημάτων, παρέχονται από το πρόγραμμα διάφορα είδη στοιχείων, τα οποία παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα:

 <p style="text-align: center;">cable</p> <p>Στοιχείο σχοινού (καλώδιο) με εσωτερική κρέμαση. Σε μη γραμμική ανάλυση είναι στοιχείο που δέχεται μόνο εφελκυσμό.</p>	 <p style="text-align: center;">truss bar</p> <p>Στοιχείο ράβδου δικτυώματος με δυνατότητα αξονικής καταπόνησης.</p>	 <p style="text-align: center;">beam element</p> <p>Ραβδωτό στοιχείο μεταβλητής και έκκεντρης διατομής με δυνατότητα προέντασης. Μπορεί να παράλαβει στρέβλωση. Μπορεί να εδράζεται ελαστικά και να αποτελείται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες.</p>
 <p style="text-align: center;">pile element</p> <p>Στοιχείο πασσάλου με μεταβλητή έδραση κατά τη περίμετρο και καθ' ύψος. Δυνατότητα περιγραφής διαφόρων εδαφικών προφίλ. Μπορεί να ληφθεί υπόψη μαζί με την ανωδομή.</p>	 <p style="text-align: center;">quad element</p> <p>Επιφανειακό πεπερασμένο στοιχείο τρίκομβο ή τετράκομβο. Πρόκειται για στοιχείο δισκου, πλάκας ή κελύφους. Μπορεί να έχει μεταβλητό πάχος, να εδράζεται ελαστικά, να αποτελείται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες και διαφορετικές στρώσεις, να φέρει προένταση και να έχει ορθότροπη συμπεριφορά.</p>	 <p style="text-align: center;">brick element</p> <p>Χωρικό πεπερασμένο στοιχείο. Μπορεί να είναι από τετράκομβο έως οκτάκομβο. Μπορεί να αποτελείται από υλικό με μη γραμμικές ιδιότητες ή να έχει ορθότροπη συμπεριφορά.</p>
 <p style="text-align: center;">springs</p>	<p>Ελαστικές εδράσεις σε τυχαίες διευθύνσεις με μη γραμμικές ιδιότητες.</p>	<p>Καθορισμός συνθηκών εξαρτήσεων κόμβων για την δημιουργία διαφόρων στηρίξεων, συνθηκών συμμετρίας, αντισυμμετρίας και κινηματικών εξαρτήσεων.</p>

Πίνακας 2.1: Είδη στοιχείων που υποστηρίζει το Sofistik

2.4 Προσομοίωση πεζογέφυρας

2.4.1 Γενικά

Ο φορέας προσομοιώνεται σε γραφικό περιβάλλον *AutoCAD*, μέσω ενός από τα μέσα εισόδου δεδομένων (plugin) του *Sofistik*, που λέγεται *Sofiplus-X*. Στα επιμέρους ραβδωτά στοιχεία (beam elements) ορίζονται διατομές γραφικά ή μέσω των τυποποιημένων και οι απαραίτητες συντομικές συνθήκες. Στη συνέχεια εφαρμόζονται οι συνθήκες στήριξης και τα φορτία. Αφού ολοκληρωθούν αυτά, ο φορέας εισάγεται στο πρόγραμμα *SSD* (*Sofistik Structural Desktop*), στο οποίο γίνονται οι αναλύσεις και προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη της πεζογέφυρας.

Για την προσομοίωση των συνδέσμων δυσκαμψίας, των διαδοκίδων, των δικτυωμάτων και των πυλώνων χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά δομικά στοιχεία (structural elements). Η προσομοίωση των καλωδίων έγινε με στοιχεία τύπου cable.

Το κατάστρωμα αποτελείται από τους συνδέσμους δυσκαμψίας, τις διαδοκίδες που είναι διατεταγμένες ανά 3 μέτρα και την ξύλινη πλάκα που θεωρείται μη φέρων στοιχείο για την πεζογέφυρα. Τα καλώδια είναι τοποθετημένα ανά δύο σε αποστάσεις 9,18,27,36,45 και 56 μέτρων από τους πυλώνες και αγκυρώνονται στις διαδοκίδες του καταστρώματος.

Το κατάστρωμα της πεζογέφυρας στηρίζεται σε οκτώ εφέδρανα δοχείου, τα οποία προσομοιώνονται στο πρόγραμμα απλοποιητικά με δύσκαμπτα στοιχεία (rigid elements). Ουσιαστικά έχει δεσμευτεί η εγκάρσια και η κατακόρυφη μετακίνηση και επιτρέπεται μόνο η διαμήκης κίνηση του καταστρώματος. Η τοποθέτηση αρμού διαστολής για τις θερμοκρασιακές μεταβολές έτσι δεν κρίνεται απαραίτητη καθώς τα εφέδρανα έχουν την δυνατότητα παραμόρφωσης σε αντίθεση με τις απλές στηρίξεις.

Τα εφέδρανα τοποθετούνται ανά δύο στα άκρα του καταστρώματος και στις θέσεις των πυλώνων. Στις θέσεις των πυλώνων λόγω μεγάλης κάμψης και διάτμησης, στηρίζονται σε συνδετήριες δοκούς ενώ στα άκρα που δεν υπάρχουν οι ίδιες εντάσεις, στις οριζόντιες δοκούς των δικτυωμάτων της πεζογέφυρας.

Για την ανάλυση του καταστρώματος χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της εσχάρας (grillage method), η οποία είναι πολύ διαδεδομένη σε φορείς συμμίκτων και μικτών γεφυρών. Γίνεται προσομοίωση του καταστρώματος σαν ένα δίκτυο εγκάρσιων, διαγώνιων και διαμήκων ραβδόμορφων στοιχείων, που συγκεντρώνουν όλες τις ιδιότητες του καταστρώματος. Από την ανάλυση του προσομοιώματος προκύπτουν εύκολα οι παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη. Η πυκνότητα των στοιχείων (mesh density) ορίστηκε στο μισό μέτρο. Τέλος, για τους σκοπούς της παρούσας διπλωματικής εργασίας, θεωρήσαμε ότι το έδαφος είναι μαλακό στις παρειές του Λιμένα Ζέας λόγω υψηλής στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα. Απλοποιητικά λοιπόν οι πυλώνες θα θεωρηθούν ότι είναι πακτωμένοι στο έδαφος.

2.4.2 Ανάλυση

Η ανάλυση του φορέα έγινε με ένα αναλυτικό προσομοίωμα υπολογισμού, με τη δυνατότητα ενεργοποίησης των δομικών στοιχείων ανάλογα τη φάση κατασκευής και τη φόρτιση. Αυτό πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος CSM (Construction Stage Manager), που βοηθά στην εύκολη διαχείριση των φάσεων κατασκευής. Με τη χρήση του λαμβάνονται υπόψη η αλληλουχία των φάσεων κατασκευής όπως και όλες οι πιθανές ανακατανομές τάσεων και οδηγούμαστε σε εύκολο και απλό έλεγχο τάσεων κάθε φάσης κατασκευής και ανέγερσης του φορέα.

Σε κάθε φάση της ανάλυσης, αλλά και μετά την ολοκλήρωση του φορέα, στο συνολό του, έγιναν μη γραμμικές αναλύσεις 3^{ης} τάξης, ώστε να ληφθεί υπόψη η μη γραμμικότητα των καλωδίων και 2^{ης} τάξης για τα υπόλοιπα ραβδωτά στοιχεία με λυγισμό.

2.5 Δομικά υλικά ανάλυσης

Ο φορέας αποτελείται, στο μεγαλύτερο ποσοστό του, από μεταλλικά στοιχεία και από στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το δάπεδο του καταστρώματος διαμορφώνεται από ξυλεία αλλά δεν συμμετέχει στο στατικό σύστημα της μελέτης της γέφυρας.

Τα υλικά βάση των οποίων διαστασιολογείται η γέφυρα είναι:

- Σκυρόδεμα C30/37:

Μέτρο ελαστικότητας: $E=33 \text{ GPa}$

Σταθερά Poisson: $\nu=0.2$

Ειδικό βάρος: $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$

Αντοχή θραύσης κύβου: $f_{ck}=30 \text{ MPa}$

- Δομικός χάλυβας S355:

Μέτρο ελαστικότητας: $E=210 \text{ GPa}$

Σταθερά Poisson: $\nu=0.3$

Ειδικό βάρος: $\gamma=78.5 \text{ kN/m}^3$

Όριο διαρροής: $t \leq 40 \text{ mm} \rightarrow f_y=355 \text{ MPa}$

$$t > 40 \text{ mm} \rightarrow f_y = 510 \text{ MPa}$$

Αντοχή θραύσης: $t \leq 40 \text{ mm} \rightarrow f_u = 335 \text{ MPa}$

$$t > 40 \text{ mm} \rightarrow f_u = 470 \text{ MPa}$$

- Χάλυβας προέντασης Y1570C:

Μέτρο ελαστικότητας: $E = 160 \text{ GPa}$

Σταθερά Poisson: $\nu = 0.3$

Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Όριο διαρροής: $f_y = 1300 \text{ MPa}$

Αντοχή θραύσης: $f_u = 1570 \text{ MPa}$

3. Δράσεις

3.1 Εισαγωγή

Ένας φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται σε όλη τη διάρκεια αυτή.

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή ενός έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες θα γίνει η μελέτη του. Οι τιμές για τις διάφορες δράσεις έχουν προκύψει από συστηματικές μετρήσεις και με τη λογική μικρής, προκαθορισμένης πιθανότητας υπέρβασής τους κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Οι τιμές για μερικές από αυτές τις δράσεις όπως και η μεθοδολογία εύρεσής τους ορίζεται από το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1991 (Ευρωκώδικας 1). Ιδιαίτερα για τα φορτία γεφυρών, οδικών, σιδηροδρομικών και πεζογεφυρών, ορίζεται το EN1991-Μέρος 2.

3.2 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο αυτό, θεωρούνται όλες οι δράσεις οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν για μια περίοδο αναφοράς, κατά τη διάρκεια της οποίας δεν αναμένεται να έχουν σημαντικές μεταβολές. Σε αυτές κατατάσσονται φορτία όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, επιστρώσεις δαπέδων), οι δυνάμεις προέντασης, και οι καθιζήσεις. Στη παρούσα μελέτη μόνιμες δράσεις αποτελούν τα ίδια βάρη του μεταλλικού φορέα, του ξύλινου καταστρώματος και των στηθαίων ασφαλείας, όπως και οι δυνάμεις προέντασης των καλωδίων.

3.2.1 Ίδιο βάρος μεταλλικού φορέα (G)

Το ίδιο βάρος του φορέα μπορεί να υπολογιστεί απευθείας από το λογισμικό, αφού πρώτα ορίσουμε υλικά (Materials) και διατομές (Cross Sections) σε κάθε δομικό στοιχείο. Στο λογισμικό θα οριστεί ως συντελεστής του ίδιου βάρους κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (Dead Load Z-Direction) το 1.10, σύμφωνα με την απαίτηση του Ευρωκώδικα 1. Έτσι, πρακτικά προσαιξάνεται το ίδιο βάρος του φορέα κατά 1.10, για να ληφθούν υπόψη τα ίδια βάρη των κομβοελασμάτων και των μέσων σύνδεσης στους κόμβους.

3.2.2 Ίδιο βάρος ξύλινου καταστρώματος (G')

Από πίνακες της εταιρείας EUROCO A.E. επιλέχθηκε ξύλινο δάπεδο εξωτερικού χώρου πάχους 20 εκατοστών. Ειδικό βάρος ξυλείας 7 kN/m^3

3.2.3 Λοιπά ίδια βάρη (G')

Στα λοιπά ίδια βάρη συμπεριλαμβάνονται το ίδιο βάρη στηθαίων ασφαλείας, κιγκλιδωμάτων, ηλεκτρολογικών εγκαταστάσεων, φωτισμού κλπ. Επιλέχθηκε να τοποθετηθεί γυάλινο στηθαίο ασφαλείας πάχους 20 mm. Λαμβάνεται συνολικά λόγω των δράσεων αυτών ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 0.50 kN/m^2 .

3.2.4 Προένταση καλωδίων (P)

Η διαδικασία υπολογισμού της προέντασης περιγράφεται αναλυτικά σε επόμενο κεφάλαιο.

3.3 Μεταβλητές (Επιβαλλόμενες) δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις ανήκουν τα φορτία που επιβάλλονται στη γέφυρα τόσο από ανθρώπινες δραστηριότητες (κυκλοφορία πεζών, οχημάτων κλπ.), όσο και από φυσικά φαινόμενα (άνεμο, χιόνι κλπ.). Λόγω της φύσης αυτών των φορτίων είναι αδύνατο να υπολογιστούν επακριβώς τα μεγέθη τους και τα σημεία εφαρμογής τους. Έτσι οι χαρακτηριστικές τιμές τους προσδιορίζονται στατιστικά και αντιστοιχούν σε ανώτερες/κατώτερες τιμές με προσδοκώμενη πιθανότητα μη υπέρβασης/επίτευξης τους κατά τη διάρκεια κάποιας συγκεκριμένης περιόδου αναφοράς. Σε περιπτώσεις που δεν υπάρχει γνωστή στατιστική κατανομή, ορίζεται μία ονομαστική (χαρακτηριστική) τιμή. Πολλές από τις τιμές αυτές δίνονται σε διάφορα μέρη του EN 1991.

3.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας σε πεζογέφυρες

Στο EN 1991-2 ορίζονται τα προσομοιώματα φόρτισης για πραγματοποίηση των ελέγχων ως εξής:

3.3.1.1 Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο (q_{fk})

Μπορεί να καλύπτει τα στατικά εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από παρουσία συνεχούς μάζας πυκνού πλήθους πάνω στο κατάστρωμα (ανθρωποσυνωστισμός). Η χαρακτηριστική τιμή του κατακόρυφου φορτίου είναι ίση με $q_{fk}=5 \text{ kN/m}^2$ στα ακραία ανοίγματα, και

$q_{fk}=2.77 \text{ kN/m}^2$ στο μεσαίο άνοιγμα.

3.3.1.2 Συγκεντρωμένο φορτίο (Q_{fwk})

Τοποθετείται ένα συγκεντρωμένο φορτίο, με χαρακτηριστική τιμή $Q_{fwk}=10\text{ kN}$, να δρα σε μία επιφάνεια $0.10\times 0.10\text{ m}^2$, κυρίως για τη πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων. Στα πλαίσια της παρούσας μελέτης δεν λαμβάνεται υπόψη.

3.3.1.3 Όχημα εξυπηρέτησης (Q_{serv})

Στην είσοδο της πεζογέφυρας θα υπάρχουν μόνιμα εμπόδια για παρεμπόδιση της κυκλοφορίας οχημάτων στο κατάστρωμα. Επομένως το φορτίο αυτό δεν χρησιμοποιείται στη παρούσα μελέτη.

3.3.1.4 Οριζόντιο φορτίο (Q_{flk})

Στις πεζογέφυρες λαμβάνεται υπόψη μία οριζόντια δύναμη η οποία δρα κατά μήκος του καταστρώματος, στη στάθμη του οδοστρώματος. Η χαρακτηριστική τιμή της οριζόντιας δύναμης θα πρέπει να λαμβάνεται ίση με τη μεγαλύτερη των ακόλουθων δύο τιμών:

- 10% του συνολικού ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου.
- 60% του συνολικού βάρους του οχήματος εξυπηρέτησης.

Επομένως: $Q_{flk}=0,10\cdot q_{fk}$

Η οριζόντια δύναμη θα πρέπει να θεωρείται ότι δρα ταυτόχρονα με το αντίστοιχο κατακόρυφο φορτίο, και σε καμία περίπτωση με το συγκεντρωμένο φορτίο Q_{fwk} . Παρακάτω στον **πίνακα 3.1** φαίνονται οι ομάδες φορτίων.

3.4 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.

3.5 Δυνάμεις ανέμου

Το μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1 (EN1991) περιγράφει αναλυτικά τις μεθόδους και τους κανόνες υπολογισμού των φορτίων ανέμου για γέφυρες και τα επιμέρους στοιχεία τους, για ανοίγματα έως 200 m. Για την περίπτωση καλωδιωτών γεφυρών απαιτείται ο αναλυτικός υπολογισμός των φορτίων των επιμέρους στοιχείων ξεχωριστά και στη συνέχεια η επαλληλία τους, για κάθε διεύθυνση. Τα στοιχεία αυτά, στην περίπτωσή μας, χωρίζονται σε τρεις κύριες κατηγορίες:

- Κατάστρωμα γέφυρας
- Κυκλικά κυλινδρικά μέρη (καλώδια)
- Στοιχεία ορθογωνικής διατομής (πυλώνες)
- Στοιχεία δικτυωμάτων κυκλικής διατομής

Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις. Στη πράξη λόγω των πολλών μεταβλητών που υπεισέρχονται στον υπολογισμό των δυνάμεων λόγω ανέμων που τελικά ασκούνται στις κατασκευές (τοπογραφία, ταχύτητα ανέμου, σχήμα κατασκευής, κλίση προσβολής, διεύθυνση ανέμου κλπ.), η ακριβής προσομοίωση των φορτίων ανέμου είναι μια πολύπλοκη διαδικασία. Επίσης οι δράσεις ανέμου είναι δυνατό να προκαλέσουν ταλαντώσεις σε εύκαμπτες κατασκευές, οπότε και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά. Για το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών αυτή η δεύτερη είναι συνήθως μικρή και μπορεί να αγνοηθεί, οπότε ο υπολογισμός γίνεται μόνο βάσει της πρώτης, μέσω της απλοποιημένης μεθόδου που προτείνεται στο μέρος 1-4 και συμπληρωματικά στο παράρτημα prEN1991-1-4 του EN1991.

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής, δεν εξετάστηκαν τυχόν δυναμικές επιρροές (εκτός των καλωδίων) λόγω ανέμου στη γέφυρα και ακολουθήθηκε η απλή διαδικασία. Παρακάτω περιγράφεται η μεθοδολογία υπολογισμού των δυνάμεων ανέμου στα επιμέρους στοιχεία της γέφυρας.

3.5.1 Γενικά για τον άνεμο

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z από την επιφάνεια του εδάφους, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία, καθώς και από την βασική ταχύτητα του ανέμου v_b . Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot V_b \quad (3.1)$$

Όπου:

$c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

v_b η βασική ταχύτητα του ανέμου

Όταν, για τη βασική ταχύτητα του ανέμου, λαμβάνεται υπόψη το ανάγλυφο του εδάφους, η προτεινόμενη τιμή για το c_o είναι 1.0.

Έτσι για τη βασική ταχύτητα ανέμου θα έχουμε:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,o} \quad (3.2)$$

Όπου:

$V_{b,o}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

C_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης

C_{season} ο συντελεστής εποχής

Οι προτεινόμενες τιμές για τα C_{dir} και C_{season} είναι 1.00 και $V_{b,o}=33 \text{ m/s}^2$

Ο συντελεστής τραχύτητας είναι μια παράμετρος που λαμβάνει υπόψη τη μεταβολή της μέσης ταχύτητας του ανέμου στην περιοχή που βρίσκεται μια κατασκευή και επηρεάζεται από την τραχύτητα του εδάφους, η οποία με την σειρά της, εξαρτάται από το ύψος και την πυκνότητα των εμποδίων γύρω από τη εξεταζόμενη περιοχή (π.χ. δέντρα, κτίρια κλπ). Η προτεινόμενη διαδικασία για τον προσδιορισμό του συντελεστή τραχύτητας $C_r(z)$ σε ύψος z δίνεται από την ακόλουθη εξίσωση και βασίζεται σε μια λογαριθμική κατανομή της ταχύτητας.

$$\text{για } Z_{min} \leq Z \leq Z_{max}: C_r(z) = k_r(z) \cdot \ln(z/z_o) \quad (3.3)$$

$$\text{για } Z \leq Z_{min}: C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad (3.4)$$

Όπου:

Z_o το μήκος τραχύτητας

k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας Z_o και υπολογίζεται με βάση τη σχέση

$$k_r = 0.19 \cdot \ln(Z_o/Z_{o,II})^{0.07} \quad (3.5)$$

Όπου:

$Z_{o,II} = 0,05 \text{ m}$ (κατηγορία εδάφους II , βλέπε πίνακα 3.1)

Z_{min} το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον πίνακα 3.1

Z_{max} πρέπει να λαμβάνεται 200 m, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα.

Z_0, Z_{min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους.

Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον πίνακα 3.1 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θαλάσσια ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,3	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 15 m.	1,0	10

Πίνακας 3.1: Κατηγορία εδάφους και παράμετροι

Τέλος, η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , που περιλαμβάνει διακυμάνσεις ταχύτητας του ανέμου μικρής διάρκειας, υπολογίζεται από την σχέση :

$$q_p(z) = [1+7 \cdot \ell_v(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v_m(z) = C_e(z) \cdot q_b \quad (3.6)$$

όπου:

ρ = η πυκνότητα του αέρα. Εξαρτάται από την θερμοκρασία, το υψόμετρο και την βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε κάποια περιοχή κατά την

διάρκεια ανεμοθύελλας και ισούται με $1,25 \text{ kg/m}^3$.

$\ell_v(z)$ = η ένταση στροβιλισμού σε ύψος z .

$C_e(z)$ = ο συντελεστής έκθεσης που ισούται με $[q_p(z)/q_b]$

q_b = η βασική πίεση που ισούται με $[\frac{1}{2} * \rho * v_b^2]$

Η ένταση στροβιλισμού $\ell_v(z)$ σε ύψος z πάνω από το έδαφος, υπολογίζεται

από τις σχέσεις:

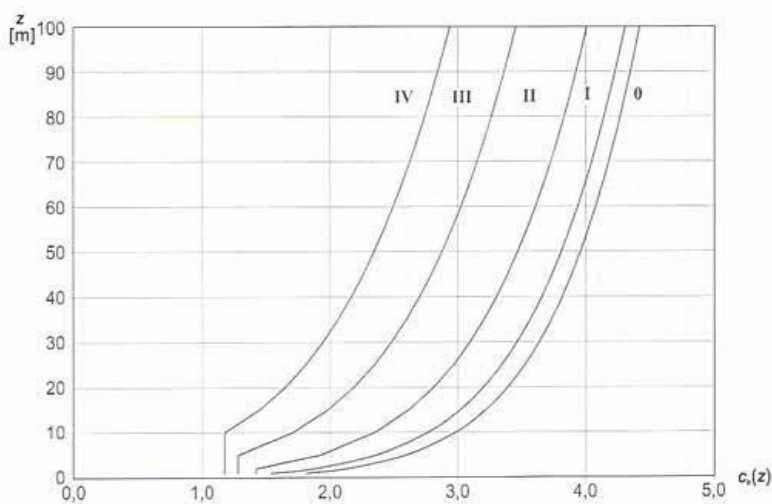
για $Z_{min} \leq Z \leq Z_{max}$, $\ell_v(z) = k_i / [C_o(z) * \ln(Z/Z_o)]$

για $Z < Z_{min}$, $\ell_v(z) = \ell_v(Z_{min})$

όπου:

k_i = ο συντελεστής στροβιλισμού που ισούται με 1,00

Για επίπεδο έδαφος όπου $C_o(z)=1,00$ ο συντελεστής έκθεσης $C_e(z)$ δίνεται στο διάγραμμα που ακολουθεί, συναρτήσει του ύψους z πάνω από το έδαφος αλλά και της κατηγορίας εδάφους.

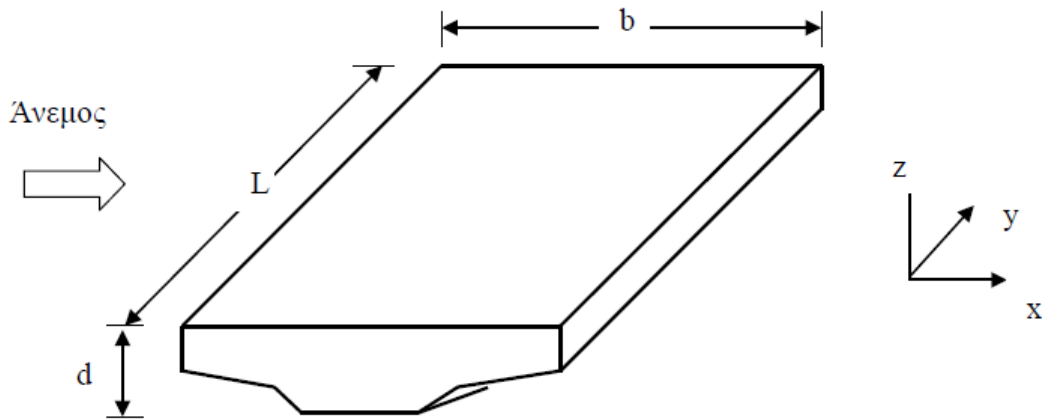


Σχήμα 3.2 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_o=1$ & $k_i=1$

3.5.2 Κατάστρωμα γέφυρας

Οι δράσεις ανέμου σε γέφυρες δημιουργούν δυνάμεις στις διευθύνσεις x, y και z όπως φαίνεται στο σχήμα 3.3 όπου:

- x-διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος, κάθετα προς το άνοιγμα
- y-διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το άνοιγμα
- z-διεύθυνση είναι η διεύθυνση κάθετα προς το κατάστρωμα



Σχήμα 3.3 Διευθύνσεις πνοής ανέμου σε γέφυρες

Οι δυνάμεις που προκαλούνται στις διευθύνσεις x και y οφείλονται σε άνεμο που πνέει σε διαφορετικές διευθύνσεις και κανονικά δεν είναι ταυτόχρονες. Οι δυνάμεις που προκαλούνται στη διεύθυνση z μπορούν να προκύψουν από την πνοή του ανέμου σε πολλές διευθύνσεις. Εάν είναι δυσμενείς και σημαντικές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ως ταυτόχρονες με τις δυνάμεις που προκαλούνται σε κάθε άλλη διεύθυνση.

- Η συνολική δύναμη, F_w , η οποία επενεργεί επί μίας κατασκευής ή τμήμα κατασκευής μπορεί να προσδιορίζεται από την εξίσωση:

$$F_w = C_s C_d \cdot C_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3.7)$$

όπου :

- a) $C_s C_d$ είναι ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής
- b) $q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος αναφοράς Z_e
- c) C_f είναι ο συντελεστής δύναμης για την κατασκευή ή το στοιχείο κατασκευής
- d) A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς της κατασκευής ή στοιχείου της κατασκευής

Διαδικασία επίλυσης :

a) $C_s C_d$

Εφόσον δεν μελετάται η δυναμική επίδραση του ανέμου, ο συντελεστής $C_s C_d$ λαμβάνεται ίσος με 1.

b) $q_p(z_e)$

Καταρχάς ορίζεται κατηγορία εδάφους από τον πίνακα 3.1, όπως συνιστούν οι κανονισμοί. Εδώ επιλέχθηκε κατηγορία 0, λόγω της έκθεσης της γέφυρας σε θαλάσσια περιοχή. Ύψος αναφοράς λήφθηκε το ύψος του καταστρώματος πάνω από τη στάθμη του εδάφους, ίσο με 20 μέτρα.

Άρα:

$$q_p(z_e) = q_p(20) = C_e(20) \cdot q_b = C_e(20) \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot V_{b,0}^2 = C_e(20) \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}^2$$

Από το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991-1-4 έχουμε ότι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητα ανέμου $V_{b,0}$ των παράλιων περιοχών μέχρι 10km από τη ακτή και των νησιών, ορίζεται ίση με $V_{b,0} = 33 \text{ m/sec}$

Ο συντελεστής έκθεσης προκύπτει από το σχήμα 3.2 για ύψος αναφοράς 20 μέτρα, και κατηγορία εδάφους 0, ίσος με 3,40.

$$q_p(20) = 3,40 \cdot 0,50 \cdot 1,25 \cdot 33^2 = 2,314 \text{ KN/m}^2$$

c) C_f (συντελεστής δύναμης)

(i) Διεύθυνση y (εγκάρσια διεύθυνση)

Υπολογίζεται ο συντελεστής δύναμης για την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας χωρίς ροή ελευθέρων άκρων από τη σχέση:

$$C_{f,x} = C_{f_x,0}$$

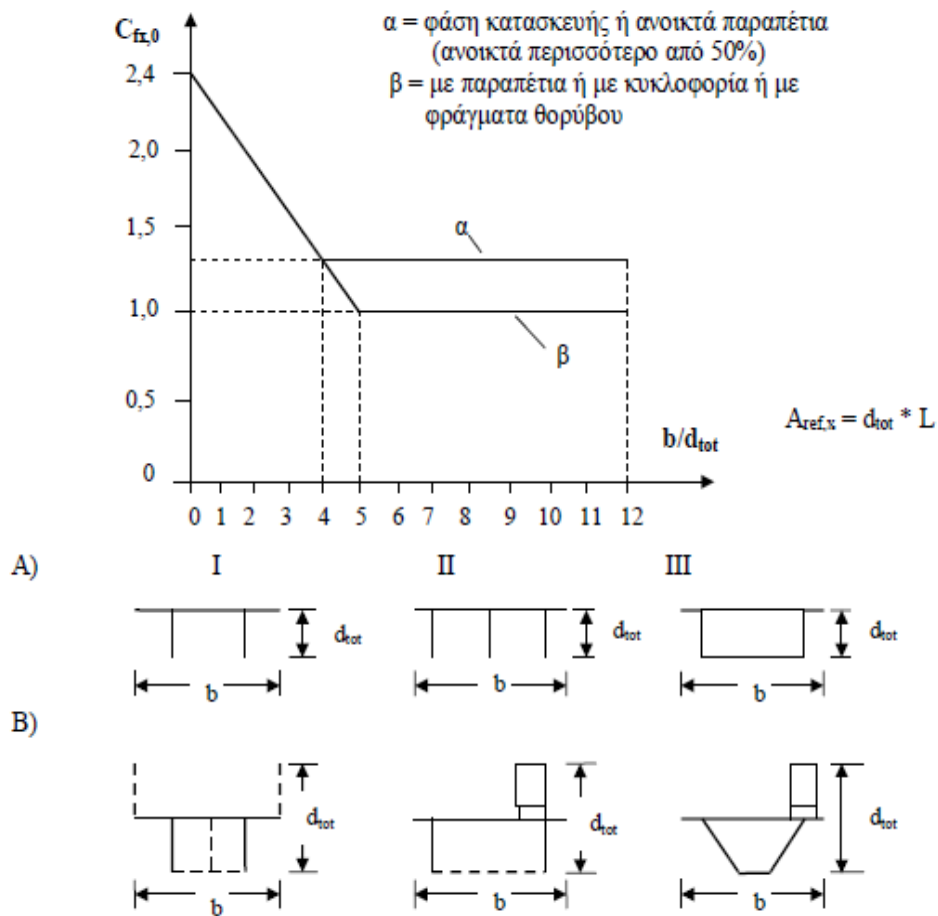
όπου:

$C_{f_x,0}$ ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων γιατί στις γέφυρες

η ροή παρεκκλίνει μόνο κατά μήκος δυο πλευρών (πάνω και κάτω από το

κατάστρωμα της γέφυρας) και υπολογίζεται από το σχήμα 3.4

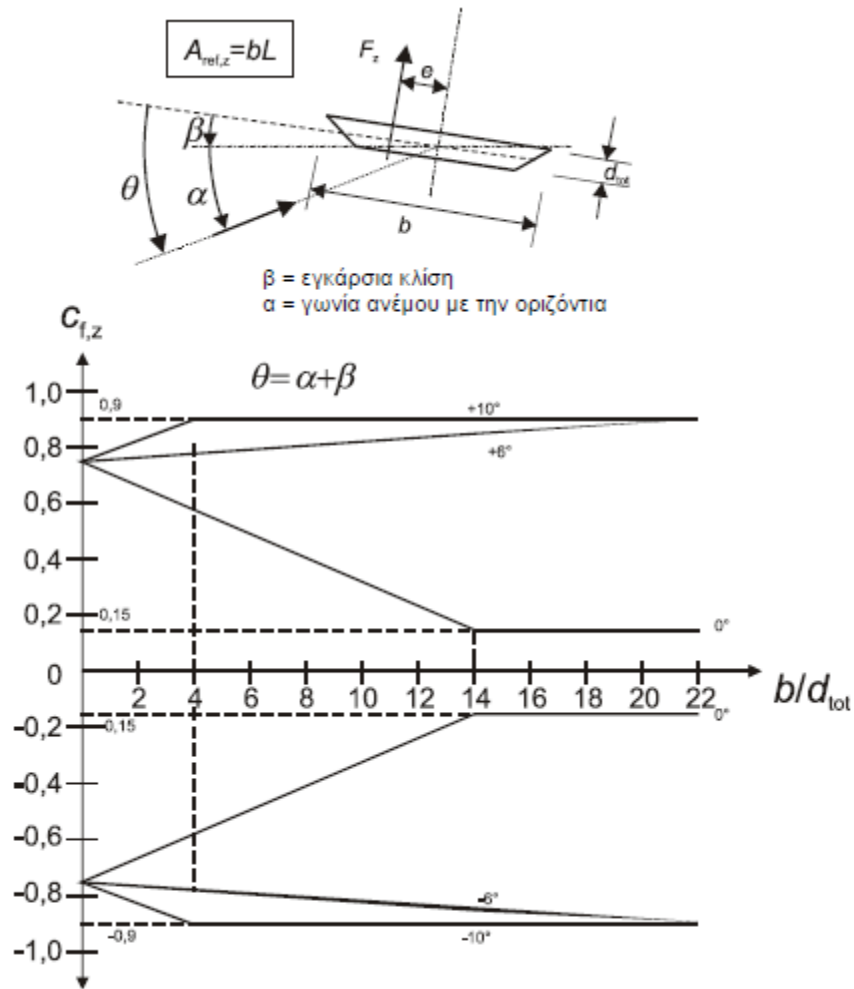
$C_{f,x} = C_{f,x,0} = 1,38$ αφού $b/d_{tot}=4/1.10=3.64$



Σχήμα 3.4: Συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελεύθερων άκρων

(ii) Διεύθυνση z (κατακόρυφη διεύθυνση)

Ο συντελεστής δύναμης κατά τη διεύθυνση z υπολογίζεται από το σχήμα 3.5. Προκύπτει $C_{f,z} = \pm 0.90$ απλοποιητικά, καθώς δεν γίνονται δοκιμές σε αεροδυναμική σήραγγα, συμπεριλαμβάνοντας τις διάφορες γωνίες της διεύθυνσης του ανέμου λόγω στροβιλισμού. Τελικώς όμως, από το σχήμα 3.5 είναι $C_{f,z} = \pm 0.78$



Σχήμα 3.5: Συντελεστής δύναμης για γέφυρες κατά τη διεύθυνση z

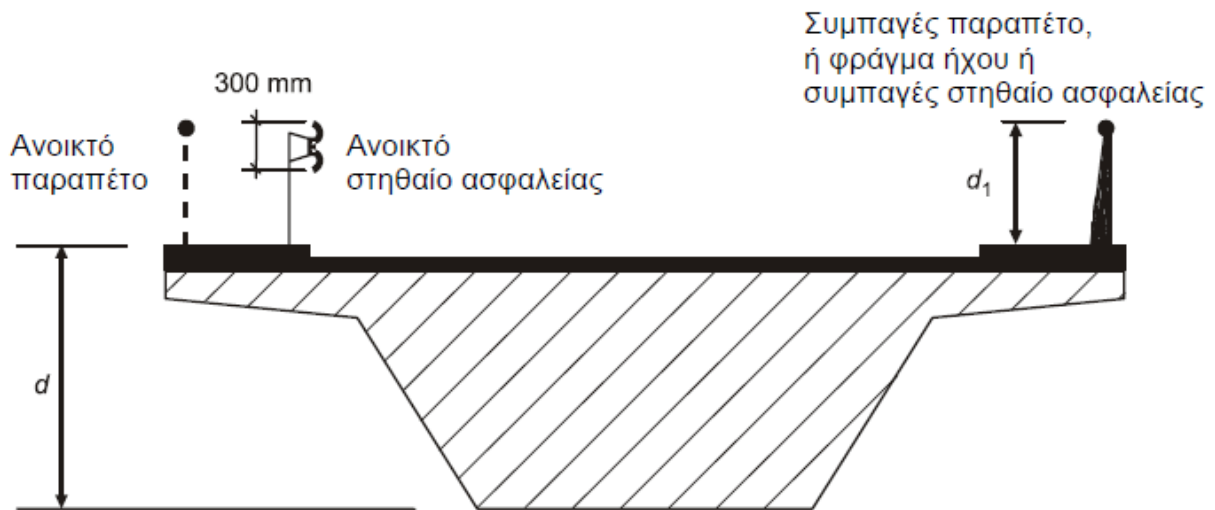
d) A_{ref}

(i) Διεύθυνση y (εγκάρσια διεύθυνση)

Το ύψος h που χρησιμοποιείται για την A_{ref} λαμβάνεται με τη καθοδήγηση του σχήματος 3.6 και του πίνακα 3.2. Στη συγκεκριμένη περίπτωση στην πεζογέφυρα έχουμε συμπαγές γυάλινο στηθαίο ύψους 1.10 μέτρων για λόγους ασφαλείας.

$$h = d + 2 \cdot d_1 = 0.96 + 2 \cdot 1.1 = 3.16 \text{ m}$$

$$A_{ref} = h \cdot L = 3.16 \cdot L \text{ m}^2$$



Σχήμα 3.6: Ύψος που χρησιμοποιείται για την επιφάνεια αναφοράς

Σύστημα στηθαίων ασφαλείας	σε μια πλευρά	και στις δύο πλευρές
Ανοικτό παραπέτο ή ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Συμπαγές παραπέτο ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Πίνακας 3.2: Ύψος που χρησιμοποιείται για την επιφάνεια αναφοράς

(ii) Διεύθυνση z (κατακόρυφη διεύθυνση)

Η $A_{ref,z}$ για άνεμο κατά τη διεύθυνση z ορίζεται ως η επιφάνεια του καταστρώματος.

$$A_{ref,z} = b \cdot L = 4 \cdot L \text{ m}^2$$

- Έτσι, οι τελικές δυνάμεις ανέμου κατά τις διευθύνσεις x, y και z διαμορφώνονται ως εξής:

$$F_{w,y} = 1.00 \cdot 1.80 \cdot 2.314 \cdot 3.16L = 4.165 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{w,z} = 1.00 \cdot 0.78 \cdot 2.314 \cdot 4L = 1.805 \text{ KN/m}^2$$

Όσον αφορά τις δυνάμεις λόγω ανέμου κατά τη διαμήκη διεύθυνση x , ο κανονισμός ορίζει ότι: για γέφυρες με ολόσωμες δοκούς, 25% των δυνάμεων του ανέμου στη εγκάρσια διεύθυνση, για δικτυωτές γέφυρες, 50% των δυνάμεων του ανέμου στην εγκάρσια διεύθυνση

Στη συγκεκριμένη περίπτωση, η γέφυρα που μελετάται αποτελείται από δύο κύριες ολόσωμες δοκούς ελατής διατομής. Οπότε έχουμε: $F_{w,x} = 0.25 \cdot 2.888 = 0.588 \text{ KN/m}^2$

3.5.3 Καλώδια (Κυκλικοί κύλινδροι)

Τα καλώδια προσομοιώνονται για τις δράσεις του ανέμου ως κυκλικοί κύλινδροι πεπερασμένου μήκους. Για τα καλώδια, θα μελετηθεί και η δυναμική επιρροή του ανέμου, καθώς οι στροβιλισμοί δημιουργούν συνεχείς ταλαντώσεις σε αυτά.

- Συγκεκριμένα, η κατανεμημένη δύναμη του ανέμου στα καλώδια βρίσκεται από τη σχέση:

$$W = q_p(z_e) \cdot C_f \cdot C_s C_d \cdot b \quad \text{σε (KN/m)}$$

Η ταχύτητα αιχμής του ανέμου $q_p(z_e)$ προκύπτει από τη σχέση (3.6)

Εξαρτάται μόνο από το συντελεστή έκθεσης, κατά βάση δηλαδή από το ύψος του κάθε καλωδίου από την επιφάνεια του εδάφους. Να σημειωθεί ότι για κάθε καλώδιο λήφθηκε σαν ύψος αναφοράς το δυσμενέστερο, το άνω σημείο αγκύρωσης του καλωδίου στον πυλώνα.

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

$$Re = b \cdot v(z_e) / \nu \quad (3.7)$$

Όπου:

b η διάμετρος του κυλίνδρου

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

$V(z_e)$ η ταχύτητα αιχμής του ανέμου

Η ταχύτητα αιχμής του ανέμου $V(z_e)$ υπολογίζεται ως:

$$V(z_e) = \sqrt{2q_p(z_e)} / \rho$$

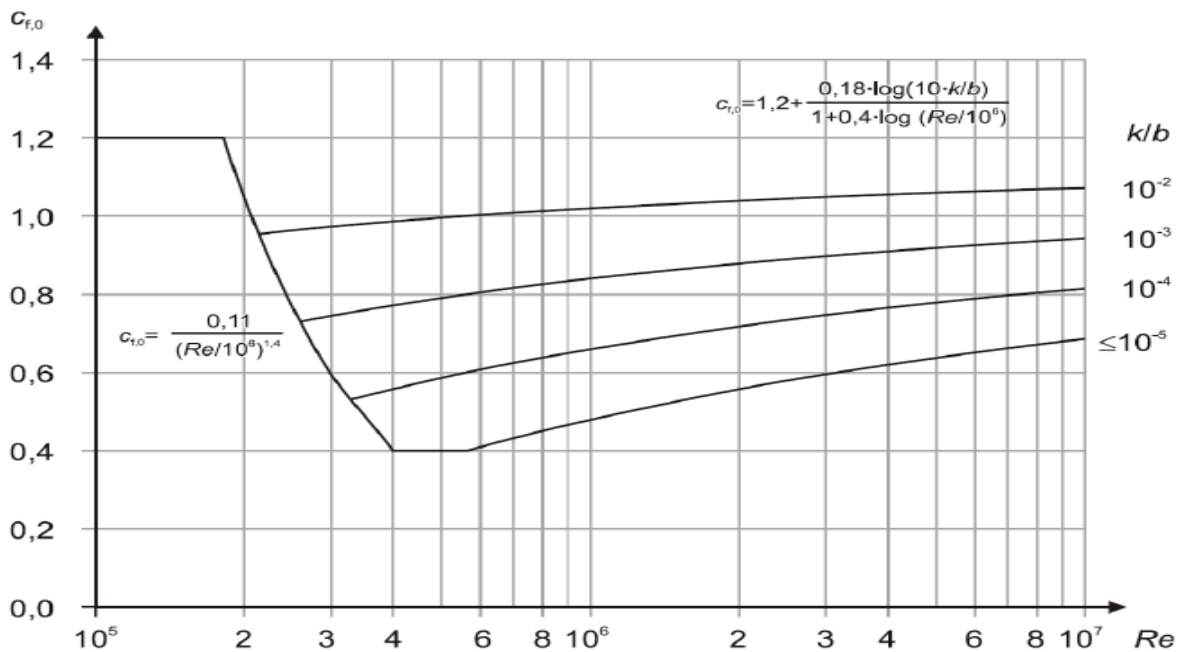
Ο συντελεστής δύναμης C_f για ένα κυκλικό κύλινδρο πεπερασμένου μήκους θα προσδιορίζεται από την εξίσωση :

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_l \quad (3.8)$$

Όπου:

$C_{f,0}$ συντελεστής δύναμης πεπερασμένων κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων (βλέπε σχήμα 3.7)

ψ_l ο συντελεστής επίδρασης άκρων (βλέπε σχήμα 3.8)



Σχήμα 3.7: Συντελεστής δύναμης $C_{f,0}$ για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελευθέρων άκρων και για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες k/b

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 ψεκασμό	0,02	τραχύ πριονισμένο ξύλο	2,0
στιλπνός χάλυβας	0,05	Σκουριά	2,0
χυτοσίδηρος	0,2	Τούβλα	3,0
γαλβανισμένος χάλυβας	0,2		

Πίνακας 3.3: Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας k

Επιλέγεται αρχικά τιμή ισοδύναμης τραχύτητας επιφάνειας $k=0.002\text{mm}$ θεωρώντας την επιφάνεια διάβρωσης των καλωδίων ως στιλβωμένο μέταλλο.

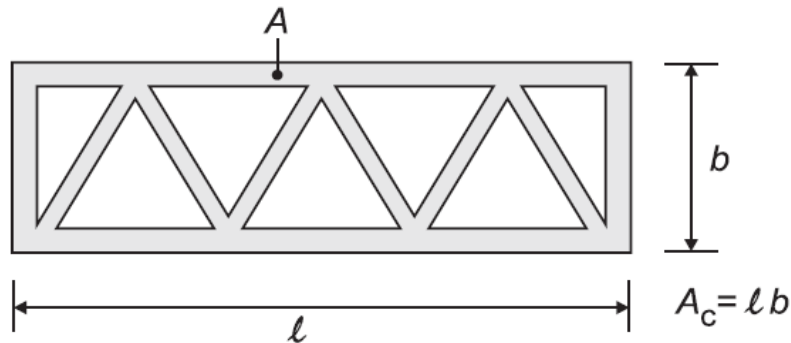
Με τη καθοδήγηση του πίνακα 3.4, υπολογίζεται η ενεργός λυγηρότητα λ και από την εξίσωση (3.11), ο συντελεστής πλήρωσης φ , για να υπολογίσουμε το συντελεστή επίδρασης άκρων $\Psi\lambda$.

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

Πίνακας 3.4: Προτεινόμενες τιμές λυγηρότητας

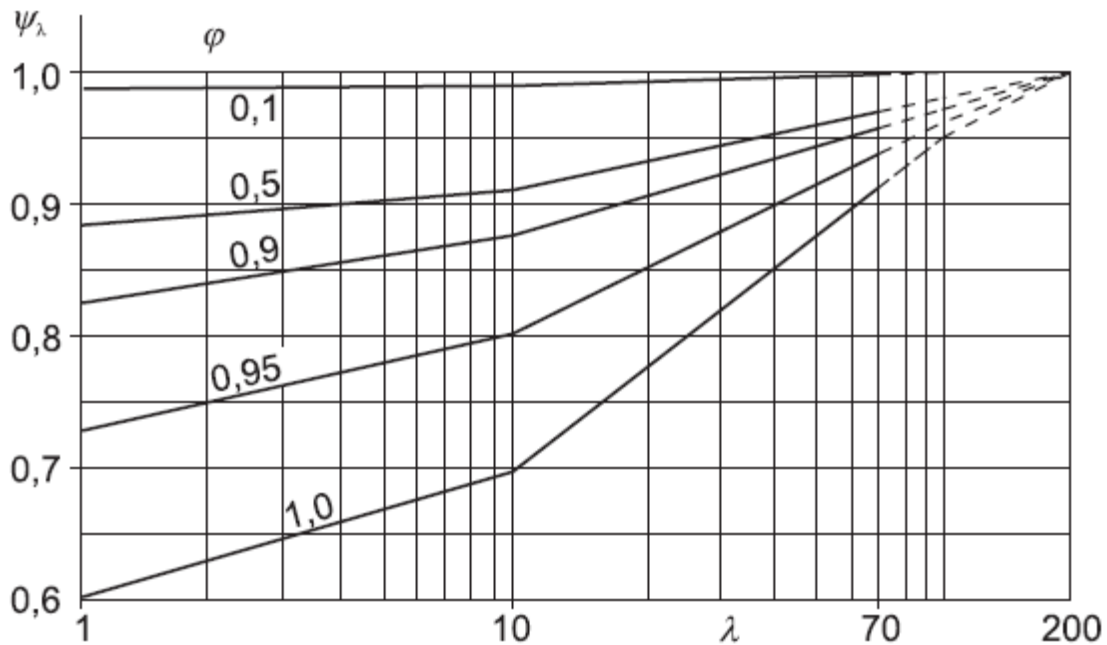
Έτσι, ενδεικτικά για τα καλώδια της πεζογέφυρας είναι $\lambda=70$. Καθώς το $\min(\lambda/b)$ των καλωδίων είναι $(13.5155/0.045)=300.34$

$\varphi = A/A_c = 1.00$ (3.9) όπου A , A_c βλέπε σχήμα 3.8



Σχήμα 3.8 Ορισμός A και A_c

Από το σχήμα 3.9 και συναρτήσεις των λ και φ , υπολογίζεται ο συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ . Προκύπτει $\psi_\lambda = 0,92$.



Σχήμα 3.9 Υπολογισμός συντελεστή επίδρασης άκρων ψ_λ

Τέλος, ο δυναμικός συντελεστής $C_s C_d$ για κάθε καλώδιο υπολογίστηκε μέσω του παραρτήματος Β και ΣΤ του EN1991-1-4. Η διαδικασία υπολογισμού του ήταν αρκετά σύνθετη και χρονοβόρα, για αυτό παρατίθεται μόνο για κάθε καλώδιο ο τελικός συντελεστής.

Τα αποτελέσματα παρατίθενται σε φύλλο Excel αναλυτικά:

Καλώδια	Διάμετρος b (mm)	Ύψος Z_e (m)	$V(z_e)$ (m/s)	Αριθμός Reynolds (Re)	$C_{f,o}$	C_f	$C_s C_d$	w(KN/m)
1	26	26.35	62.17	87038	1.2	1.104	1.163	0.065
2	21	28.82	62.61	108524	1.2	1.104	1.171	0.082
3	35	26.35	62.17	186510	1.154	1.062	1.150	0.132
4	35	28.82	62.61	187830	1.143	1.052	1.164	0.135
5	35	30.98	63.05	189150	1.132	1.041	1.154	0.134
6	35	32.85	63.39	190170	1.124	1.034	1.168	0.136
7	35	35.85	63.64	190920	1.117	1.028	1.169	0.137
8	40	37.77	64.16	192480	1.105	1.107	1.170	0.150

3.5.4 Στοιχεία ορθογωνικής διατομής (πυλώνες)

Για τον υπολογισμό του συντελεστή δύναμης για δομικά στοιχεία με ορθογωνική διατομή και θεωρώντας ότι ο άνεμος δρα κάθετα σε μία από τις όψεις τους, χρησιμοποιείται η σχέση:

$$C_f = C_{f,o} \cdot \psi_l \cdot \psi_r$$

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

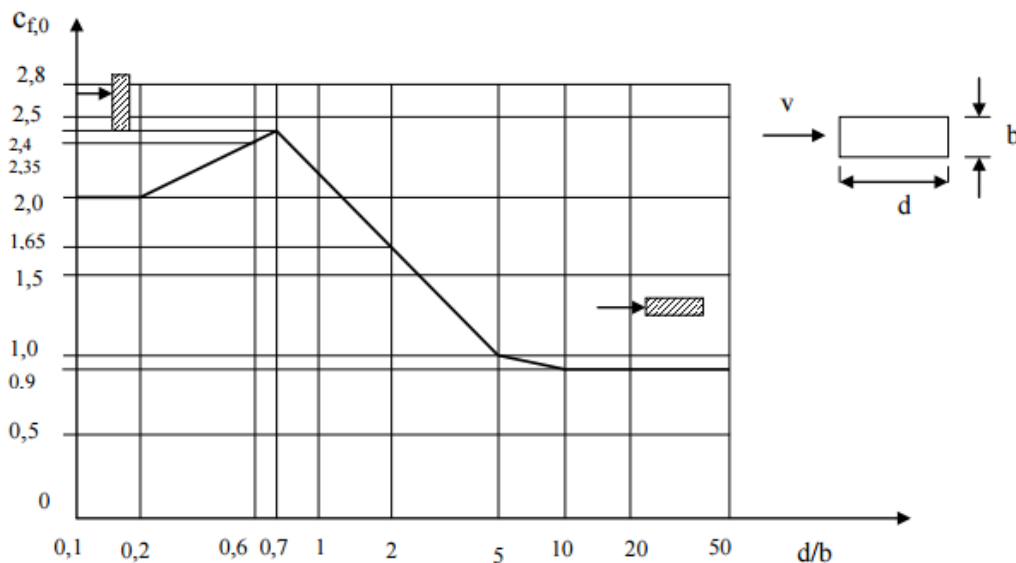
ψ_l = μειωτικός συντελεστής για στοιχεία με πεπερασμένο λόγο λυγηρότητας λ .

Το ύψος αναφοράς Z_e ισούται με το μέγιστο ύψος της διατομής πάνω από το έδαφος και η επιφάνεια αναφοράς ισούται με:

$$A_{ref} = b \cdot l \quad \text{Όπου:}$$

l το μήκος του στοιχείου, b το πλάτος του στοιχείου

Η δυναμική επιρροή του ανέμου στους πυλώνες θεωρείται αμελητέα, γι' αυτό και ο συντελεστής $C_s C_d$ λαμβάνεται ίσος με μονάδα.



Σχήμα 3.10: Συντελεστές δύναμης c ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές άκρες και χωρίς ροή ελευθέρων άκρων.

3.5.4.1 Χαλύβδινοι πυλώνες

- **Διεύθυνση Χ – Διεύθυνση Υ (Τετραγωνική διατομή)**

α) Στο κατακόρυφο τμήμα ύψους 17.50 μέτρων οι πυλώνες έχουν διατομή κοίλη τετραγωνική 1200X1200 με πάχος 40 χιλιοστά.

Η ταχύτητα αιχμής του ανέμου υπολογίστηκε με βάση το κέντρο βάρους του πυλώνα ως ύψος αναφοράς $17.5/2=8.75$ μέτρα. Οπότε είναι:

$$q_p(8.75)=C_e(8.75) \cdot q_b=2.9 \cdot 0.680625 \text{ KN/m}^2 =1.974 \text{ KN/m}^2$$

Ο συντελεστής δύναμης από το σχήμα 3.10 ισούται με 2.35 καθώς $d/b=1.00$

Οι συντελεστές επίδρασης άκρων και αιχμηρών γωνιών ισούνται:

Για $l=18m$, από γραμμική παρεμβολή έχουμε $\lambda=\min(27.70,70)=27.70$

Έτσι από το σχήμα 3.9 και για $\varphi=1$ είναι $\psi_l=0.83$

Για $r=0$ (χωρίς ακτίνα) $\psi_r=1.00$

➤ Η κατανεμημένη δύναμη του ανέμου καθ ύψος λοιπόν θα είναι:

$$W= q_p(9) \cdot C_f \cdot C_s C_d \cdot b= 1.95 \cdot 1.88 \cdot 1.0 \cdot 1.20= 4.400 \text{ KN/m}$$

β) Στο κεκλιμένο τμήμα των πυλώνων , μήκους 22 μέτρων, έχει επιλεγθεί τετραγωνική κοίλη διατομή μεταβλητής διατομής. Στη βάση του κεκλιμένου τμήματος έχουμε διατομή 1200X1200 με πάχος 40 χιλιοστά και στην κορυφή του πυλώνα 600X600 με πάχος 40 χιλιοστά.

Η ταχύτητα αιχμής του ανέμου υπολογίστηκε με βάση το μέσο ύψος του πυλώνα σαν ύψος αναφοράς οπότε θα είναι:

$$q_p(28.50)=C_e(28.50) \cdot q_b= 3.63 \cdot 0.680625=2.471 \text{ KN/m}^2$$

Ο συντελεστής δύναμης ισούται από το σχήμα 3.10 με 2.35 καθώς $d/b=1.00$

Οι συντελεστές επίδρασης άκρων και αιχμηρών γωνιών ισούνται:

Για $l=22m$, από γραμμική παρεμβολή έχουμε $\lambda=\min(44,70)=44$

Έτσι από το σχήμα 3.8 και για $\varphi=1$ είναι $\psi_\lambda=0.86$

Για $r=0$ (χωρίς ακτίνα) $\psi_r=1.00$

- Η κατανεμημένη δύναμη του ανέμου καθ ύψος λοιπόν θα είναι: (Με θεώρηση μέσου πλάτους διατομής 900 χιλιοστά)

$$W=q_p(29) \cdot C_f \cdot C_s C_d \cdot b = 2.471 \cdot 2.021 \cdot 1.00 \cdot 0.900 = 4.495 \text{ KN/m}$$

3.5.4.2 Πυλώνες από Οπλισμένο σκυρόδεμα

α) Στο κατακόρυφο τμήμα ύψους 18 μέτρων οι πυλώνες αποτελούνται από διατομή 1800X1800 με πάχος 500 χιλιοστά.

Η ταχύτητα αιχμής του ανέμου υπολογίστηκε με βάση το κέντρο βάρους του πυλώνα ως ύψος αναφοράς $18/2=9$ μέτρα. Οπότε είναι:

$$q_p(9)=C_e(9) \cdot q_b=2.9 \cdot 0.680625 \text{ KN/m}^2 = 1.974 \text{ KN/m}^2$$

Ο συντελεστής δύναμης από το σχήμα 3.10 ισούται με 2.35 καθώς $d/b=1.00$

Οι συντελεστές επίδρασης άκρων και αιχμηρών γωνιών ισούνται:

Για $l=18m$, από γραμμική παρεμβολή έχουμε $\lambda=\min(19,70)=19$

Έτσι από το σχήμα 3.8 και για $\varphi=1$ είναι $\psi_\lambda=0.77$

Για $r=0$ (χωρίς ακτίνα) $\psi_r=1.00$

- Η κατανεμημένη δύναμη του ανέμου καθ ύψος λοιπόν θα είναι:

$$W=q_p(9) \cdot C_f \cdot C_s C_d \cdot b = 1.974 \cdot 1.810 \cdot 1.00 \cdot 1.80 = 6.431 \text{ KN/m}$$

b) Στο κεκλιμένο τμήμα των πυλώνων , μήκους 20.60 μέτρων, έχει επιλεγθεί τετραγωνική κοίλη διατομή μεταβλητής διατομής. Στη βάση του κεκλιμένου τμήματος έχουμε διατομή 1800X1800 με πάχος 550 χιλιοστά και στην κορυφή του πυλώνα 1200X1200 με πάχος 350 χιλιοστά.

Η ταχύτητα αιχμής του ανέμου υπολογίστηκε με βάση το μέσο ύψος του πυλώνα σαν ύψος αναφοράς οπότε θα είναι:

$$q_p(29.6) = C_e(29.6) q_b = 3.6 \cdot 0.680625 = 2.450 \text{ KN/m}^2$$

Ο συντελεστής δύναμης ισούται από το σχήμα 3.10 με 2.35 καθώς $d/b=1.00$

Οι συντελεστές επίδρασης άκρων και αιχμηρών γωνιών ισούνται:

Για $l=20.59m$, και $b=1800mm$ από γραμμική παρεμβολή έχουμε $\lambda = \min(21.74, 70) = 21.74$

Για $l=20.59m$, και $b=1200mm$ από γραμμική παρεμβολή έχουμε $\lambda = \min(32.60, 70) = 32.60$

Έτσι από το σχήμα τάδε και για $\varphi=1$ είναι για $b=1800mm \rightarrow \psi_\lambda=0.79$, για $b=1200mm \rightarrow \psi_\lambda=0.83$

Για $r=0$ (χωρίς ακτίνα) $\psi_r=1.00$

➤ Η κατανεμημένη δύναμη του ανέμου καθ ύψος λοιπόν θα είναι:

$$W_{bot} = q_p(29.6) \cdot C_{f,bot} \cdot C_s C_d \cdot b = 2.450 \cdot 1.857 \cdot 1.00 \cdot 1.80 = 8.189 \text{ KN/m}$$

$$W_{top} = q_p(29.6) \cdot C_{f,top} \cdot C_s C_d \cdot b = 2.450 \cdot 1.951 \cdot 1.00 \cdot 1.20 = 5.374 \text{ KN/m}$$

3.5.5 Στοιχεία δικτυωμάτων κυκλικής διατομής

Τα χιαστί δικτυώματα που περιμετρικά συνδέονται με τους πυλώνες της κατασκευής είναι διατομής πρότυπης κυκλικής διατομής ψυχρής έλασης διαστάσεων 610.0 με πάχος 20 χιλιοστών.

Για τον υπολογισμό του συντελεστή δύναμης C_f για την περίπτωση των δικτυωτών κατασκευών, χρησιμοποιείται η σχέση:

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_\lambda$$

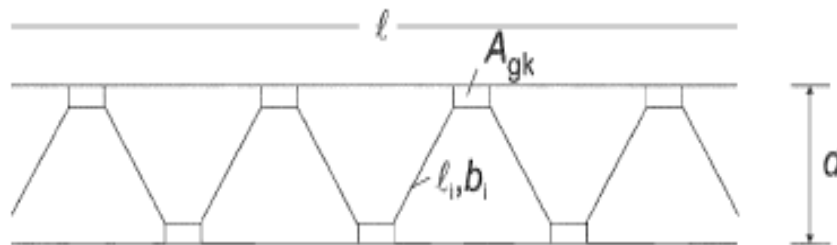
όπου:

$C_{f,0}$ = ο συντελεστής δύναμης χωρίς επίδραση άκρων

ψ_λ = ο συντελεστής επίδρασης άκρων συναρτήσεως της λυγηρότητας λ της κατασκευής με:

$\lambda = \ell / b$ όπου: ℓ = μήκος, b = πλάτος

Ο συντελεστής δύναμης για δικτυώματα εξαρτάται από τον λόγο πληρότητας φ και από τον αριθμό Reynolds και δίνεται στο σχήμα 3.11



Σχήμα 3.11 Στοιχεία και διαστάσεις δικτυωμάτων

Ο λόγος πληρότητας ισούται με : $\varphi = A/A_c$

Όπου:

A = το άθροισμα της προβολής της επιφάνειας των μελών και των κομβοελασμάτων κάθετα προς την όψη:

$$A = \sum b_i \ell_i + \sum A_{gk}$$

ℓ_i το μήκος του μεμονωμένου μέλους προβαλλόμενου κάθετα στην όψη

b_i το πλάτος του μεμονωμένου μέλους προβαλλόμενου κάθετα στην όψη

A_{gk} η επιφάνεια του κομβοελάσματος k

A_c η επιφάνεια που περικλείεται μεταξύ των ακραίων στοιχείων,

προβαλλόμενα κάθετα προς την όψη:

και $A_c = d \cdot \ell$

Όπου:

ℓ το μήκος του δικτυώματος, d το πλάτος του δικτυώματος

Οι διαστάσεις των δικτυωμάτων της παρούσας πεζογέφυρας είναι :

$$A = \sum b_i \ell_i = 2 \cdot 0.4064 \cdot 10.3 = 8.372 \text{ m}^2$$

$$A_c = d \cdot \ell = 9 \cdot 5 = 45 \text{ m}^2$$

Υπολογίζεται επίσης η ύπαρξη κομβοελασμάτων σε κάθε γωνία του δικτυώματος, διατομής 700X700 δηλαδή συνολικά προβαλλόμενη επιφάνεια $A_{gk} = 0.7 \cdot 0.7 \cdot 4 = 1.96 \text{ m}^2$

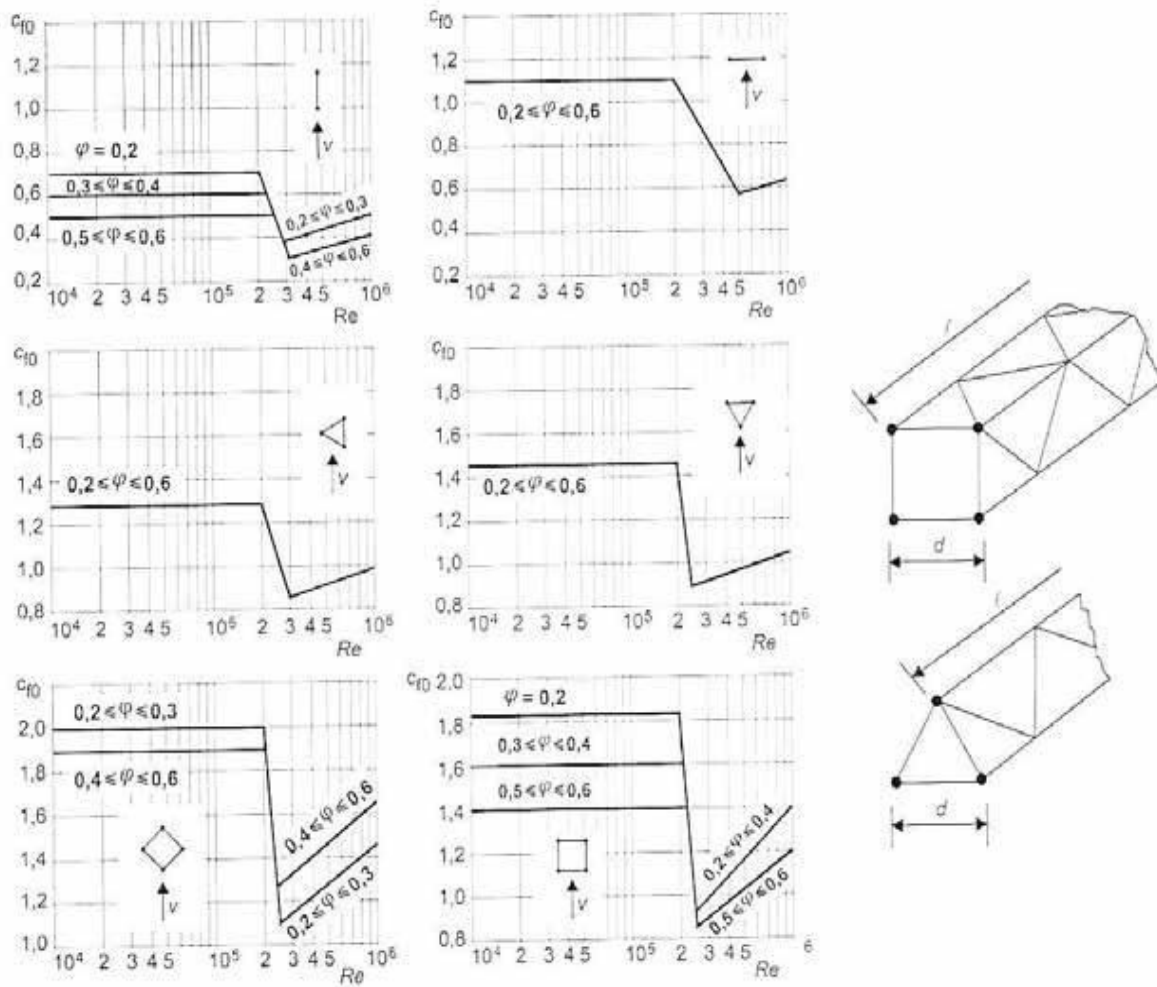
Έτσι ο συντελεστής πληρότητας θα είναι $\varphi = A/A_c = (8.372 + 1.96)/45 = 10.332/45 = 0.230$

Τελικά, ο αριθμός Reynolds θα είναι :

Για τα δικτυώματα ύψους αναφοράς 10 μέτρα , έχουμε $V_m(10) = 41.75 \text{ m/s}$ και $Re = 1.13 \cdot 10^6$

Για τα δικτυώματα ύψους αναφοράς 15 μέτρα, έχουμε $V_m(15) = 43.84 \text{ m/s}$ και $Re = 1.19 \cdot 10^6$

Με το παρακάτω σχήμα συναρτήσει και όλων των προηγούμενων, υπολογίζουμε το συντελεστή δύναμης για τα δικτυώματα κυκλικής διατομής της γέφυρας:



Σχήμα 3.12 Συντελεστής δύναμης $C_{f,0}$ για επίπεδες και χωρικές δικτυωτές κατασκευές μέλη κυκλικής διατομής.

Για όλα τα δικτυώματα της κατασκευής ισχύει $C_{f,0}=1.82$

Ο συντελεστής επίδρασης άκρων βρίσκεται έχοντας λυγηρότητα $\lambda=10.3/0.4064=25.34$, έτσι από το σχήμα 3.5 είναι $\Psi\lambda=0.95$

Και ο συντελεστής δύναμης $C_f=1.82 \cdot 0.95=1.729$

Να σημειωθεί πως η δυναμική επιρροή του ανέμου στα δικτυώματα του φορέα θεωρείται αμελητέα. ($C_s C_d=1.00$)

➤ Η κατανομημένη δύναμη του ανέμου καθ' ύψος λοιπόν θα είναι:

Για δικτυώματα ύψους 10 μέτρων ,

$$w=q_p(10) C_f C_s C_d b = 3.00 \cdot 0.680625 \cdot 1.729 \cdot 1.00 \cdot 0.4064 = 1.435 \text{ KN/m}$$

Για δικτυώματα ύψους 15 μέτρων,

$$W=q_p(15) C_f C_s C_d b = 3.2 \cdot 0.680625 \cdot 1.729 \cdot 1.00 \cdot 0.4064 = 1.530 \text{ KN/m}$$

3.6 Δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1.5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες (indirect) και κατατάσσονται στις μεταβλητές (variable), ελεύθερες (free) δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον EC1. Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα σε μία διατομή ενός στοιχείου οδηγεί στην παραμόρφωση του στοιχείου και η παρεμπόδιση της παραμόρφωσης αυτής (με οποιοδήποτε τρόπο) οδηγεί στην ανάπτυξη τάσεων που πρέπει να ληφθούν υπόψη για καταστάσεις διάρκειας (persistent) και παροδικές (transient) (π.χ. φάση ανέγερσης).

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

Οι συνιστώσες της θερμοκρασιακής κατανομής σε μια διατομή μπορεί να είναι : α) ομοιόμορφη, β) γραμμική περί τον z-z, γ) γραμμική περί τον y-y, δ) μη γραμμική

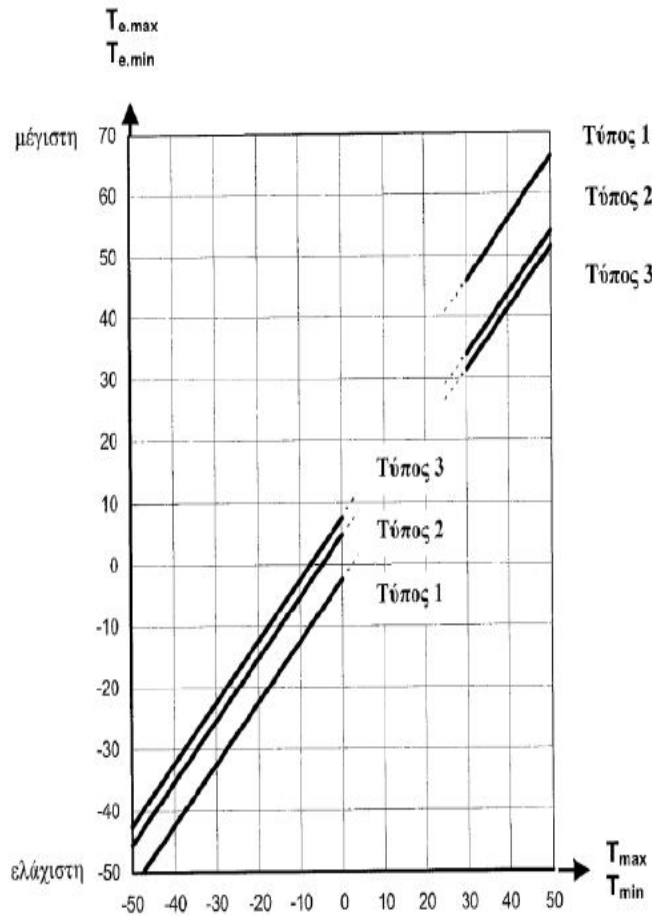
Ο έλεγχος γίνεται μόνο για την ομοιόμορφη κατανομή της θερμοκρασίας.

Ο έλεγχος για γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας δεν χρειάζεται στην παρούσα μελέτη, καθώς το κατάστρωμα της πεζογέφυρας δεν συμμετέχει στο φέροντα οργανισμό και δεν αναπτύσσει εντάσεις.

3.6.1 Ομοιόμορφη συνιστώσα της θερμοκρασίας

Στην ομοιόμορφη συνιστώσα προσδιορίζονται από εθνικούς ισοθερμικούς χάρτες η ελάχιστη (T_{min}) και η μέγιστη (T_{max}) θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά.

Στη συνέχεια, προσδιορίζονται η ελάχιστη ($T_{e,min}$) και η μέγιστη ($T_{e,max}$) ενεργός θερμοκρασία της γέφυρας ανάλογα με την ομάδα στην οποία ανήκει το κατάστρωμα.



Σχήμα 3.13: Σχέση μεταξύ $T_{e,min}$, $T_{e,max}$ και T_{min} , T_{max}

Οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της αρνητικής (ΔTN_{neg}) και της θετικής (ΔTN_{pos}) ενεργού θερμοκρασίας της γέφυρας δίνονται από τις σχέσεις:

$$\Delta TN_{neg} = T_{e,min} - T_o$$

$$\Delta TN_{pos} = T_{e,max} - T_o$$

όπου $T_o = 15^\circ\text{C}$ η θερμοκρασία συναρμολόγησης της γέφυρας

Τα δεδομένα για τη γέφυρα λήφθηκαν σύμφωνα με τους εθνικούς ισοθερμικούς χάρτες για την ευρύτερη περιοχή του Πειραιά.

- $T_{min} = -15^{\circ}C$
- $T_{max} = 45^{\circ}C$

Από το σχήμα 3.13 έχουμε λοιπόν

$$T_{e,min} = T_{min} + 5 = -10^{\circ}C$$

$$T_{e,max} = T_{max} + 5 = 50^{\circ}C$$

Τελικά, οι χαρακτηριστικές τιμές της μέγιστης διακύμανσης της θερμοκρασίας θα είναι:

$$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_o = -10 - 15 = -25^{\circ}C$$

$$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_o = 50 - 15 = 35^{\circ}C$$

Οι τιμές αυτές θα ισχύουν για κάθε δομικό στοιχείο της γέφυρας, πλην των εφεδράνων, καθώς η ομοιόμορφη συνιστώσα έχει άμεση σχέση με την θερμοκρασία του περιβάλλοντος που εκτίθεται όλη η γέφυρα.

Για το σχεδιασμό των εφεδράνων, στις παραπάνω σχέσεις η θερμοκρασία θα είναι $20^{\circ}C$ αντί για $10^{\circ}C$, δηλαδή θα έχουμε:

$$\Delta T_{N,neg}^{εφεδρ} = T_{e,min} - T_o = -10 - 20 = -30^{\circ}C$$

$$\Delta T_{N,pos}^{εφεδρ} = T_{e,max} - T_o = 50 - 20 = 30^{\circ}C$$

3.7. Τυχηματικές δράσεις

Οι τυχηματικές δράσεις μπορεί να οφείλονται είτε σε πρόσκρουση σκάφους στο κατάστρωμα της γέφυρας είτε σε τυχηματική παρουσία βαρέου οχήματος πάνω στη γέφυρα, είτε σε περίπτωση έκρηξης. Στην παρούσα μελέτη ο κίνδυνος για την πρόσκρουση ιστιοφόρου σκάφους με το κατάστρωμα της γέφυρας έχει καλυφθεί με την εξασφάλιση δίαυλου ναυσιπλοίας ύψους 18 μέτρων. Η παρουσία βαρέου οχήματος πάνω στην πεζογέφυρα αποκλείεται καθώς δεν υπάρχει τρόπος ανάβασης σε αυτήν. Η πρόβλεψη για έκρηξη αναφέρεται μόνο σε περίπτωση κλειστής γέφυρας, οπότε οι τυχηματικές δράσεις αμελούνται.

3.8 Σεισμικές δράσεις

3.8.1 Γενικά για το σεισμικό σχεδιασμό

Στο σχεδιασμό γεφυρών, συνήθως, λαμβάνονται υπόψη μόνον οι τρεις μεταφορικές συνιστώσες των σεισμικών αποτελεσμάτων. Όταν εφαρμόζεται η μέθοδος Φασματικής Απόκρισης, όπως και σε αυτή τη μελέτη, η γέφυρα μπορεί να αναλυθεί ξεχωριστά για σεισμό στη διαμήκη, εγκάρσια και κατακόρυφη διεύθυνση. Στην περίπτωση αυτή η σεισμική δράση εκφράζεται με τρεις δράσεις, μία ανά διεύθυνση τα αποτελέσματα των οποίων συνδυάζονται στη συνέχεια με τη μέθοδο SRSS.

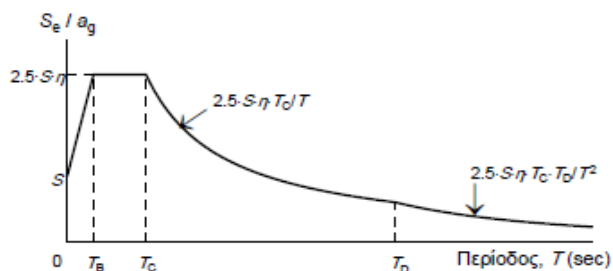
Αυτή η σεισμική δράση αναφοράς (για συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_i=1,00$), συνήθως, αντανakλά ένα σεισμικό γεγονός με περίοδο επαναφοράς αναφοράς, *TNCR*, 475 έτη. Ένα τέτοιο γεγονός έχει πιθανότητα υπέρβασης που κυμαίνεται μεταξύ 0,10 και 0,19 για ζωή σχεδιασμού μεταξύ 50 και 100 ετών αντίστοιχα. Το επίπεδο αυτό δράσης σχεδιασμού είναι εφαρμόσιμο στην πλειονότητα των γεφυρών που θεωρούνται τυπικής σπουδαιότητας όπως και στη παρούσα.

3.8.2 Μέθοδος φασματικής απόκρισης

Τόσο η εφαρμογή των σεισμικών δράσεων, όσο και η ανάλυση με τη μέθοδο της φασματικής απόκρισης γίνονται αυτόματα από το λογισμικό Sofistik αφού οριστούν οι απαραίτητοι συντελεστές. Παρόλα αυτά περιγράφεται παρακάτω εν συντομία η πορεία εφαρμογής της μεθόδου φασματικής απόκρισης για κάθε διεύθυνση. Ακολουθείται η κάτωθι διαδικασία υπολογισμού:

- Επιλέγονται ποιες μάζες και φορτία θα δρουν κατά τη διάρκεια του σεισμού. Για πεζογέφυρες λαμβάνονται υπόψη μόνο οι μόνιμες δράσεις.
- Ορίζονται οι βαθμοί ελευθερίας του φορέα.
- Υπολογίζονται τα μητρώα μάζας, $[M]$, και δυσκαμψίας, $[K]$, της κατασκευής.
- Προσδιορίζονται οι ιδιοσυχνότητες από τη λύση της εξίσωσης $|[K]-\omega^2 \cdot [M]|=0$ και οι ιδιοπερίοδοι από τη σχέση $T_i=2 \cdot \pi \omega_i$.
- Προσδιορίζεται κάθε i ιδιομορφή-ιδιοδιάνυσμα από τη λύση του συστήματος $([K]-\omega_i^2 \cdot [M]) \cdot \{\varphi_i\}=\{0\}$.

- Υπολογίζεται ο συντελεστής συμμετοχής κάθε i ιδιομορφής από την εξίσωση $\Gamma_i = \{\varphi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{r\} \{\varphi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\varphi_i\}$.
- Υπολογίζεται η δρώσα ιδιομορφική μάζα κάθε i ιδιομορφής από την εξίσωση $M_i = \Gamma_i \cdot \{\varphi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{r\}$.
- Για κάθε i ιδιομορφή υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης που δίνεται στο σχήμα 3.14, η ελαστική φασματική επιτάχυνση, $S_{e,i}$, συναρτήσει της ιδιοπεριόδου της. Χρησιμοποιούνται τόσες ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών τους να είναι ίσο ή μεγαλύτερο του 90% της συνολικής μάζας της γέφυρας, έτσι ώστε να μην έχουμε μεγάλη απόκλιση από τη πραγματικότητα.
- Τώρα μπορούν να υπολογιστούν τα σεισμικά φορτία κάθε i ιδιομορφής και σε κάθε βαθμό ελευθερίας από το σύστημα $\{F_i\} = [M] \cdot \{\varphi_i\} \cdot \Gamma_i \cdot S_{e,i} / \omega_i^2$ και οι μετακινήσεις από το σύστημα $\{u_i\} = \{\varphi_i\} \cdot \Gamma_i \cdot S_{e,i} / \omega_i^2$.
- Γίνεται επαλληλία των παραπάνω ιδιομορφικών αποκρίσεων χρησιμοποιώντας μία εκ των μεθόδων SRSS ή CQC, και προκύπτουν τα τελικά μεγέθη με τα οποία θα γίνουν οι έλεγχοι.



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

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

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

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

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 3.14: Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Για τη παρούσα μελέτη λήφθηκαν οι ακόλουθοι συντελεστές :

- **Οριζόντιες διεύθυνσεις (Διαμήκης και Εγκάρσια)**

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: Z1 $\rightarrow \alpha_{gR}=0.24 \text{ g}$

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: Κατηγορία συγκολλημένου χάλυβα $\rightarrow \xi=2\%$

- **Κατακόρυφη διεύθυνση**

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: $Z1 \rightarrow \alpha_{gR}=0.216 g$

Κατηγορία σπουδαιότητας: $II \rightarrow \gamma_I=1.00$

Κατηγορία εδάφους: $B \rightarrow T_B=0.05, T_C=0.15, T_D=1.00, S=1.20$

Ιξώδης απόσβεση: Κατηγορία συγκολλημένου χάλυβα $\rightarrow \xi=2\%$

Ο κανονισμός αναφέρει ότι για γέφυρες των οποίων η σεισμική συμπεριφορά κυριαρχείται από επιδράσεις ανώτερων ιδιομορφών όπως καλωδιωτές γέφυρες, ή όπου η διαμόρφωση λεπτομερειών των πλαστικών αρθρώσεων για πλαστιμότητα ενδεχομένως να μην είναι αξιόπιστη συνιστάται συντελεστής συμπεριφοράς $q=1$ που αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά. Έτσι στη συγκεκριμένη μελέτη επιλέχθηκε ο φορέας να έχει ελαστική συμπεριφορά. Επομένως δεν χρειάζεται να προβλεφθούν περιοχές όπου θα αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις, ούτε είναι απαραίτητο να γίνει ικανοτικός σχεδιασμός

4. Συνδυασμοί δράσεων

4.1 Γενικά

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται σύμφωνα με το μέρος 1 ως ακολούθως:

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

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

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ultimate limit states)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (serviceability limit states)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες).

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής. Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

4.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

Αναφέρονται σε οριακές καταστάσεις που σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων και τη ασφάλεια του φορέα. Όπου είναι εφαρμόσιμες θα ελέγχονται οι ακόλουθες μορφές οριακών καταστάσεων αστοχίας:

- *EQU*: Απώλεια στατικής ισορροπίας του, θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος, φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, όπου:
- *STR*: Εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών, όπως πέδων θεμελίωσης, πασσάλων, τοιχωμάτων υπογείων κλπ., όπου η αντοχή των δομικών υλικών είναι καθοριστική.
- *GEO*: Αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του εδάφους, όπου οι αντοχές των εδαφών ή των πετρωμάτων είναι σημαντικές στην επίτευξη αντίστασης.
- *FAT*: Αστοχία λόγω κόπωσης του φορέα ή των δομικών μελών.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στον EN1990, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές (persistent and transient situations)

$$\Sigma G_{k,j} \cdot G_{k,j \geq 1} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.1)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις (accidental)

$$\Sigma G_{k,j \geq 1} + P_k + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.2)$$

3. Για καταστάσεις σεισμού (seismic)

$$\Sigma G_{k,j \geq 1} + P_k + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,ii > 1} \quad (4.3)$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

(+) σημαίνει «επαλληλία με»

G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

P_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

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

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

γ_{Gj} , γ_{GAj} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

γ_R , γ_{RA} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

γ_{Gi} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

γ_I είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας (βλ. EN1998 και NEAK)

ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} είναι συντελεστές συνδυασμού (ή συμμετοχής) των μεταβλητών δράσεων.

Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Ο συντελεστής σπουδαιότητας (γ_I) της κατασκευής αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ενώ οι συντελεστές συνδυασμού ψ_I των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

4.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέλος αυτού. Όπου είναι απαραίτητο θα ελέγχονται τα ακόλουθα κριτήρια οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας:

- *Παραμορφώσεις* οι οποίες επηρεάζουν την εμφάνιση, την άνεση των χρηστών, τη λειτουργία του έργου ή οι οποίες προκαλούν ζημιά στα επιχρίσματα ή τα μη-φέροντα στοιχεία.
- *Δονήσεις* οι οποίες προκαλούν ενοχλήσεις στους ανθρώπους ή οι οποίες περιορίζουν την λειτουργική αποδοτικότητα του έργου
- *Βλάβες* οι οποίες πολύ πιθανόν να επηρεάσουν αρνητικά την εμφάνιση την ανθεκτικότητα, ή τη λειτουργία του έργου.

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

1.Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός (characteristic (rare) combination)

$$\Sigma G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

2. Συχνός συνδυασμός (frequent combination)

$$\Sigma G_{k,j} \geq 1 + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad i > 1$$

3. Ημι-μόνιμος συνδυασμός (quasi-permanent situation)

$$\Sigma G_{k,j} \geq 1 + P_k + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad i \geq 1$$

4.4 Συνδυασμοί δράσεων για την πεζογέφυρα

4.4.1 Γενικά για πεζογέφυρες

Το παράρτημα A2 του EN 1990 αναφέρεται αποκλειστικά στις αρχές σχεδιασμού για τις γέφυρες. Προτείνονται τιμές για τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, γ , των διαφόρων δράσεων, για τους συντελεστές συνδυασμού, ψ , των μεταβλητών δράσεων και δίνονται κάποιοι κανόνες συνδυασμού.

Παρακάτω στους πίνακες 4.1, και 4.2, δίνονται οι συντελεστές ψ και γ αντίστοιχα.

Δράση	Σύμβολο	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Φορτία κυκλοφορίας	g1	0,40	0,40	0
	$Q_{f,wk}$	0	0	0
	g2	0	0	0
Δράσεις ανέμου	F_{wk}	0,3	0,2	0
Θερμικές δράσεις	T_k	0,6 ⁽¹⁾	0,6	0,5
Φορτία χιονιού	$Q_{sn,k}$ (κατά την εκτέλεση)	0,8	-	0
Φορτία κατασκευής	Q_c	1,0	-	1,0

1) Η συνιστώμενη τιμή ψ_0 για θερμικές δράσεις μπορεί στις περισσότερες περιπτώσεις να μειωθεί σε 0 για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας EQU, STR και GEO. Βλέπε επίσης τους Ευρωκώδικες σχεδιασμού.

Πίνακας 4.1: Συντελεστές συνδυασμού ψ για πεζογέφυρες

Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού	Μόνιμες Δράσεις		Προένταση	Κυρίαρχη μεταβλητή δράση (*)	Συνοδευτική μεταβλητή δράση (*)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές			Κύρια (εάν υφίσταται)	Άλλες
(Εξίσ. 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	γ_{pP}		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Εξίσ. 6.10b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	γ_{pP}	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Μεταβλητές δράσεις είναι εκείνες που θεωρούνται στους Πίνακες A2.1 έως A2.3.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Οι ακόλουθες τιμές για το γ και ξ προτείνονται κατά τη χρήση των σχέσεων 6.10a και 6.10b:
 $\gamma_{G,sup} = 1,35^{1)}$
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$
 $\gamma_Q = 1,35$ όταν το Q αντιπροσωπεύει δυσμενείς δράσεις οφειλόμενες σε οδική κυκλοφορία ή κυκλοφορία πεζών (0 όταν είναι ευνοϊκές)
 $\gamma_Q = 1,45$ όταν το Q αντιπροσωπεύει δυσμενείς δράσεις οφειλόμενες σε σιδηροδρομική κυκλοφορία, για τις ομάδες φορτίων 11 έως 31 (εκτός από 16, 17, 26³⁾ και 27³⁾), προσομοιώματα φόρτισης LM71, SW/0 και HSLM και πραγματικός συρμός, όταν θεωρούνται ως μεμονωμένες κυρίαρχες δράσεις κυκλοφορίας (0 όταν είναι ευνοϊκές)
 $\gamma_Q = 1,20$ όταν το Q αντιπροσωπεύει δυσμενείς δράσεις οφειλόμενες σε σιδηροδρομική κυκλοφορία για ομάδες φορτίων 16 και 17 και SW/2 (0 όταν ευνοϊκές)
 $\gamma_Q = 1,50$ για λοιπές δράσεις κυκλοφορίας και άλλες μεταβλητές δράσεις ²⁾
 $\xi = 0,925$

Πίνακας 4.2: Τιμές σχεδιασμού δράσεων (για STR/GEO)

Σαν κανόνες συνδυασμού ισχύουν ότι, οι δράσεις ανέμου και οι θερμικές δράσεις δεν λαμβάνονται υπόψη ταυτόχρονα και ότι το συγκεντρωμένο φορτίο Q_{fwk} δεν χρειάζεται να συνδυάζεται με οποιοσδήποτε άλλες μεταβλητές δράσεις οι οποίες δεν οφείλονται στην κυκλοφορία. (γενικά οι τοπικές επιδράσεις αμελούνται

4.4.2 Συνδυασμοί O.K.A.

Η πεζογέφυρα ελέγχθηκε στους παρακάτω συνδυασμούς αστοχίας, οι οποίοι οφείλονται στην αστοχία STR, δηλαδή εσωτερική αστοχία, ή υπερβολική παραμόρφωση του φορέα ή των δομικών μελών που τον αποτελούν.

Για καταστάσεις σχεδιασμού διάρκειας

1. $1.35G + 1.00P + 1.35Q$
2. $1.35G + 1.00P + 1.35Q \pm 1.50 \cdot 0.30W$
3. $1.35G + 1.00P \pm 1.35W + 1.35 \cdot 0.40Q$
4. $1.35G + 1.00P + 1.35Q + 1.50 \cdot 0.6\Delta T$

Στους παραπάνω συνδυασμούς, κύρια δράση είναι κατά κύριο λόγο τα φορτία κυκλοφορίας, διότι δίνουν δυσμενέστερα αποτελέσματα, και συνδυάστηκαν εναλλάξ με άνεμο και θερμοκρασία. Χρησιμοποιήθηκαν για έλεγχο τάσεων και εφεδράνων.

5. $1.00G + 1.00P + 1.50W$

Στον συνδυασμό αυτό, τα μόνιμα φορτία λειτουργούν ευνοικά, καθώς λαμβάνεται δυσμενείς η φόρτιση του καταστρώματος από τον άνεμο προς τα πάνω. Χρησιμοποιήθηκε για έλεγχο χαλάρωσης καλωδίων, από κατακόρυφες, με φορά προς τα πάνω, δράσεις ανέμου.

Για παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού (ανέγερση)

$$1.35G + 1.00P + 1.50 W_{ανεγ} (+0.54Q)$$

$$1.35G + 1.00P + 1.50\Delta T (+0.54Q)$$

Χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο τάσεων των φάσεων ανέγερσης.

Για σεισμικές καταστάσεις σχεδιασμού

$$1.00G + 1.00P + A_{Ed} + 0.5\Delta T$$

Χρησιμοποιήθηκε για έλεγχο τάσεων και εφεδράνων.

4.4.3 Συνδυασμοί Ο.Κ.Α.

Πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι που αφορούν κριτήρια παραμορφώσεων και ταλαντώσεων.

Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$1. 1.00G + 1.00P + Q + 0.3W$$

$$2. 1.00G + 1.00P + Q + 0.6\Delta T$$

Στους παραπάνω συνδυασμούς κύρια μεταβλητή δράση είναι η ομάδα των φορτίων κυκλοφορίας, και συνδυάζεται με δράσεις ανέμου και θερμικές, εναλλάξ. Χρησιμοποιήθηκαν αρχικά για τον έλεγχο παραμορφώσεων, όπως τη μέγιστη βύθιση του καταστρώματος και τη μέγιστη οριζόντια μετακίνηση των πυλώνων, όπως και για τον έλεγχο της διαφορικής βύθισης του καταστρώματος (κλίση κατά την εγκάρσια διεύθυνση).

Δημιουργήθηκε επίσης μια δυναμική φόρτιση, για τον έλεγχο του κριτηρίου άνεσης των πεζών κατά τη διάρκεια ταλαντώσεων που προκύπτουν από το βάδισμα, διαδικασία η οποία περιγράφεται σε επόμενο κεφάλαιο.

5. Προένταση Καλωδίων

5.1 Γενικά

Τα καλώδια ανάρτησης και αγκύρωσης σε μία καλωδιωτή πεζογέφυρα είναι το πιο βασικό στοιχείο. Πρόκειται για καλώδια υψηλής αντοχής που μεταφέρουν τα φορτία του καταστρώματος στον πυλώνα μέσω αξονικού εφελκυσμού. Ο αριθμός και η διατομή των καλωδίων είναι αποτέλεσμα πολλών παραμέτρων.

Τα καλώδια καταπονούνται μόνο με εφελκυστικά αξονικά φορτία καθότι έχουν μηδενική δυσμησία. Λόγω της μηδενικής τους δυσμησίας, αλλά και των διακένων που υπάρχουν μεταξύ των δεσμών των επιμέρους μικρότερων κλώνων από τα οποία αποτελείται ένα καλώδιο, το μέτρο ελαστικότητάς του είναι μεταβλητό. Όταν εφαρμοστεί η πρώτη φόρτιση σε ένα ελικοειδές συρματόσχοινο, η επιμήκυνση θα οφείλεται αφενός στην ελαστική παραμόρφωση των συρμάτων και αφετέρου στη σύμπτυξη του συρματόσχοινου. Θα πρέπει επίσης, να σημειωθεί ότι η αξονική στιβαρότητα ενός ευθύγραμμου καλωδίου επηρεάζεται σημαντικά από το βέλος που παρουσιάζει το καλώδιο λόγω ίδιου βάρους.

Επομένως η εισαγωγή προέντασης κρίνεται γενικά απαραίτητη καθώς:

- Εξασφαλίζει τη γραμμική ελαστική συμπεριφορά τους.
- Καθιστά αξιόπιστο τον σχεδιασμό του φορέα από δυναμικά φορτία, αφού τα καλώδια συμβάλλουν πάντα στο μητρώο ακαμψίας αυτού.
- Διευκολύνει την εισαγωγή αντιβέλους στο φορέα.
- Εξασφαλίζει την ικανοποίηση των κριτηρίων λειτουργικότητας της πεζογέφυρας και τον περιορισμό των βελών κάμψης.

5.2 Προένταση στο *Sofistik*

Η προένταση που ασκείται σε κάθε καλώδιο έχει σημαντικό ρόλο στο να περάσουν τα καλώδια αλλά και ο φορέας τους απαραίτητους ελέγχους τόσο σε Ο.Κ.Α. όσο και σε Ο.Κ.Λ. Αξίζει να αναφερθεί ότι οι προεντάσεις εφαρμόστηκαν με τη χρήση ειδικού τύπου φορτίου (*External prestressing*) από το *Sofistik*. Πρακτικά όταν εισαχθεί μία τιμή προέντασης αυτός ο τύπος φορτίου εισάγει μία παραμόρφωση στο καλώδιο. Αυτή η παραμόρφωση είναι ίση με τη παραμόρφωση που θα απαιτείτο για να προκύψει η δύναμη που τέθηκε αρχικά. Εφόσον όμως τα άκρα των καλωδίων δεν είναι στηριγμένα σε ακλόνητα σημεία αλλά στο φορέα ο οποίος έχει περιθώρια μετακίνησης ανάλογα με τη δυσκαμψία του, η παραμόρφωση έχει ως

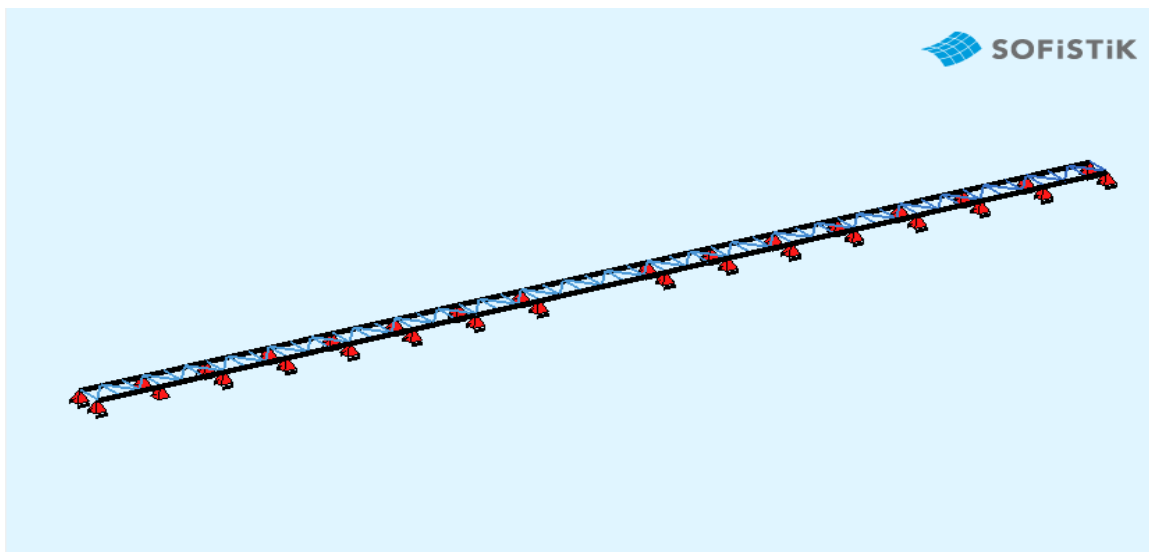
αποτέλεσμα τόσο την ανάπτυξη τάσεων στο καλώδιο όσο και τη μετακίνηση του φορέα. Αποτέλεσμα αυτού είναι η δύναμη που αναπτύσσεται τελικά στα καλώδια να είναι μικρότερη από αυτή που τίθεται ως προένταση

5.3 Υπολογισμός προεντάσεως καλωδίων ανάρτησης

Η επιβολή προεντάσεως στα καλώδια είναι πολύ σημαντική καθώς επιτρέπει την εύκολη επιβολή αντιβέλους στο κατάστρωμα. Με την προέντασή τους, τα καλώδια τραβούν προς τα πάνω το κατάστρωμα, έτσι ώστε με την επιβολή των κινητών φορτίων κυκλοφορίας τα βέλη να είναι πιο μικρά.

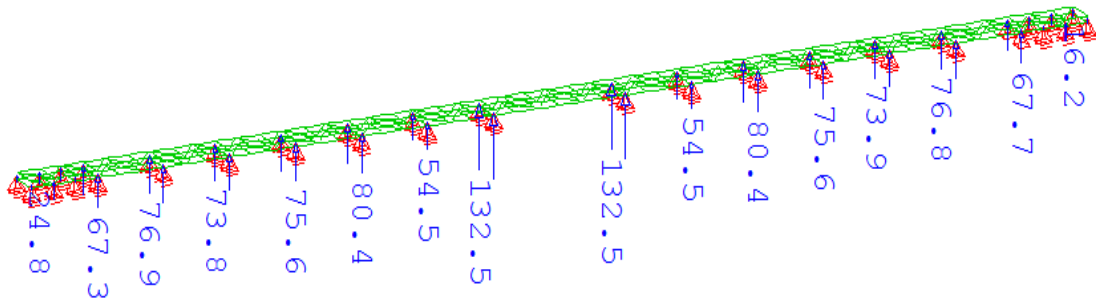
Κριτήριο για την εύρεση των δυνάμεων προέντασης είναι το αντιβέλος που εισάγεται να είναι ίσο περίπου με το βέλος των μόνιμων φορτίων. Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε ονομάζεται μέθοδος της συνεχούς δοκού. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τον αρχικό προσδιορισμό των δυνάμεων προέντασης των καλωδίων ανάρτησης είναι η εξής:

- Αρχικά απομονώθηκε το κατάστρωμα και στις θέσεις αγκύρωσης των καλωδίων τοποθετούνται απλές κυλίσεις. Το στατικό σύστημα που προκύπτει είναι αυτό της συνεχούς δοκού πολλαπλών ανοιγμάτων:



Σχήμα 5.1 Στατικό σύστημα για τον υπολογισμό της προεντάσεως των καλωδίων ανάρτησης

Για φόρτιση 1.00G οι αντιδράσεις στήριξης στις κυλίσεις θα είναι :



Σχήμα 5.2 Αντιδράσεις στηρίξεων για φόρτιση 1.0G

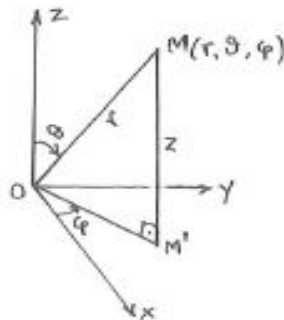
- Τα καλώδια αναρτήσεως για την πεζογέφυρα λόγω της γεωμετρίας τους αναπτύσσονται σε τρία επίπεδα , $x-y$, $y-z$ και $x-z$. Για την ανάλυση των αντιδράσεων στήριξης, θα χρησιμοποιήσουμε τις σφαιρικές συντεταγμένες (r, φ, ϑ) . Η ελάχιστη απαιτούμενη δύναμη προέντασης βρίσκεται από τον τύπο :

$$P = Vz / \cos\theta$$

Όπου :

Vz οι κατακόρυφες αντιδράσεις στήριξης στις κυλίσεις

ϑ η γωνία μετασχηματισμού σε 3 διαστάσεις της κατακόρυφης αντίδρασης σε δύναμης κατά μήκος του καλωδίου όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.3



Σχήμα 5.3 Μετατροπή καρτεσιανών συντεταγμένων (x, y, z) σε σφαιρικών (r, φ, ϑ)

Παρακάτω παρατίθεται συγκεντρωτικός πίνακας με τα δεδομένα υπολογισμού και τις δυνάμεις προέντασης που υπολογίστηκαν για τα καλώδια 1-8:

Καλώδια	Κατακόρυφη αντίδραση Vz (KN)	Γωνία θ	Ελάχιστη δύναμη προέντασης P (KN)
1	38.40	15	40.02
2	25.60	10	25.99
3	76.90	62	163.80
4	73.80	68	197.01
5	75.60	71	232.21
6	80.40	73	274.99
7	54.50	73	186.41
8	132.50	74	480.70

Πίνακας 5.1 Υπολογισμός ελάχιστης δύναμης προεντάσεως για τα καλώδια

5.4 Διαστασιολόγηση καλωδίων

Στη παρούσα εργασία τα καλώδια διαστασιολογήθηκαν, προεντάθηκαν και ελέγχθηκαν έναντι των ακόλουθων δύο μορφών Ο.Κ.Λ:

1. Η ελάχιστη δύναμη που αναπτύσσεται υπό το δυσμενέστερο συνδυασμό να είναι μεγαλύτερη των ελάχιστων απαιτούμενων δυνάμεων προέντασης που υπολογίστηκαν στον πίνακα 5.1.

2. Η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται υπό το δυσμενέστερο συνδυασμό να είναι μικρότερη του 0.45 της τάσης θραύσης του καλωδίου, σύμφωνα με τον EN1993-1-11.

$$\text{Δηλαδή, πρέπει } f_{SLS} \leq 0.45 \cdot \sigma_{uk}$$

Έτσι τελικά επιλέχθηκαν οι παρακάτω διατομές και αντίστοιχες δυνάμεις προέντασης για τα καλώδια ανάρτησης της πεζογέφυρας :

- **Στο ακραίο άνοιγμα της πεζογέφυρας**
 - Καλώδιο 1 : PV60 με δύναμη προέντασης P1=100KN
 - Καλώδιο 2 : PV40 με δύναμη προέντασης P2=75KN
- **Στο μεσαίο άνοιγμα της πεζογέφυρας**
 - Καλώδιο 3 : PV115 με δύναμη προέντασης P3=300KN
 - Καλώδιο 4 : PV115 με δύναμη προέντασης P4=300KN
 - Καλώδιο 5 : PV115 με δύναμη προέντασης P5=300KN

- Καλώδιο 6 : PV115 με δύναμη προέντασης $P6=300KN$
- Καλώδιο 7 : PV115 με δύναμη προέντασης $P7=250KN$
- Καλώδιο 8 : PV150 με δύναμη προέντασης $P8=500KN$

Τα καλώδια είναι της εταιρείας Pfeifer όπως προαναφέρθηκε στο κεφάλαιο 2 και τύπου full locked coil rope.

5.5 Ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας E_{ti} καλωδίων ανάρτησης

Μετά τον υπολογισμό των δυνάμεων προέντασης και των απαιτούμενων διατομών των καλωδίων, προχωρούμε σε ανάλυση του καθολικού προσομοιώματος της πεζογέφυρας για τον υπολογισμό των βελών κάμψης από τα μόνιμα και τα κινητά φορτία.

Η ανάλυση θα είναι ελαστική γραμμική με την χρήση ενός κατάλληλα τροποποιημένου μέτρου ελαστικότητας. Η προσομοίωση των καλωδίων θα γίνει με truss elements (ράβδοι δικτυώματος), τα οποία δέχονται μόνο αξονικές δυνάμεις.

Γνωρίζουμε ότι η συμπεριφορά των καλωδίων υπό ένταση είναι έντονα μη γραμμική. Με την αύξηση του φορτίου και την ταυτόχρονη μείωση του βέλους λόγω του ίδιου βάρους, προκαλείται μία μη γραμμική σχέση μεταξύ του φορτίου και της μετατόπισης των άκρων του καλωδίου. Για να εξουδετερωθεί αυτή η μη γραμμικότητα, έχει προταθεί η μέθοδος του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας E_{ti} , στην οποία λαμβάνεται υπόψη η επιρροή του βέλους και της εφελκυστικής τάσης του καλωδίου, επί της μεταβλητής ακαμψίας του.

Το ισοδύναμο ή ιδεατό μέτρο ελαστικότητας του καλωδίου δίνεται από την παρακάτω έκφραση:

$$E_{ti} = \frac{E}{1 + \frac{w_i^2 \times l_i^2 \times E}{12 \times \sigma_i^3}}, \quad (5.1)$$

όπου : E_{ti} μειωμένο μέτρο ελαστικότητας

E το αρχικό μέτρο ελαστικότητας = 160 GPa

w_i συντελεστής βάρους = $0.83 \times 10^{-4} \text{ kN/m/mm}^2$ για καλώδια τύπου full-locked

li η οριζόντια προβολή του μήκους των καλωδίων

σι η τάση που αναπτύσσεται στα καλώδια από μία φόρτιση

Έτσι, ελέγχθηκε ο ελάχιστος συνδυασμός τάσεων $1.0G + 1.0P$ σύμφωνα με τη σχέση (5.1) και τα αποτελέσματα παρατίθεται σε φύλλο Excel :

Καλώδια	1	2	3	4	5	6	7	8
N(kN)	156,8	103,8	147,7	199,9	221,7	242,5	205,2	437,5
A(mm ²)	0,00043	0,000281	0,000808	0,000808	0,000808	0,000808	0,000808	0,00106
Wi	83	83	83	83	83	83	83	83
Li(m)	2,31	1,12	11,18	20,64	30,29	40,07	49,4	59,16
E(GPa)	160000000	160000000	160000000	160000000	160000000	160000000	160000000	160000000
σG+P(Kpa)	364651,163	369395,018	182797,0297	247400,9901	274381,188	300123,762	253960,4	412735,85
Eti(Kpa)	159962124	159875885	157822515,7	158456736,8	158282414	158119662	159998874	159998885

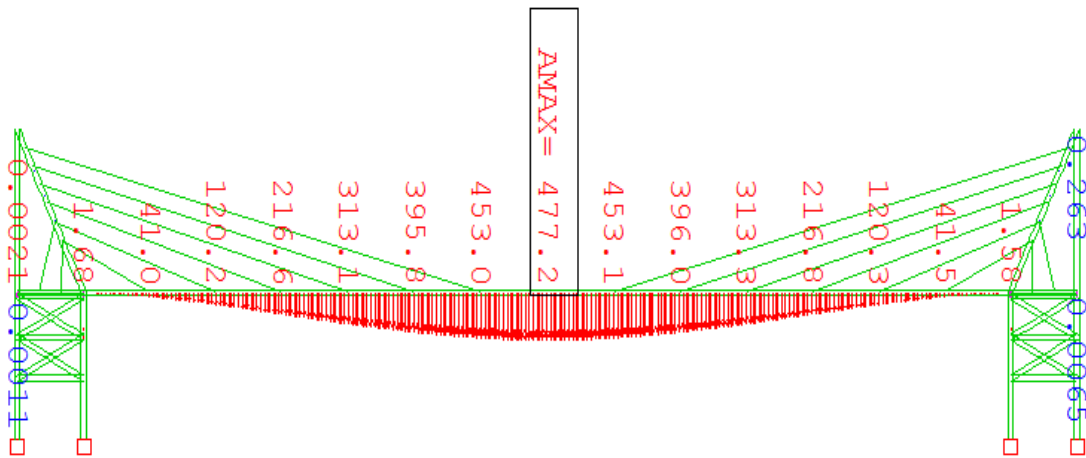
Πίνακας 5.2: Έλεγχος του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας για τον συνδυασμό 1.0G+1.0P

Το ελάχιστο ισοδύναμο ελαστικότητας προκύπτει για το καλώδιο 3, όπου $E_{ti}=157.82GPa$, απόκλιση της τάξεως του 1.36% από την αρχική τιμή, οπότε συμπεραίνουμε ότι μπορούμε να διατηρήσουμε το μέτρο ελαστικότητας ίσο με $160GPa$. Στη συνέχεια θα πραγματοποιηθούν αναλύσεις 3^{ης} τάξεως για τα καλώδια με σκοπό να ληφθεί υπόψη η μη γραμμικότητα τους λόγω εφελκυσμού.

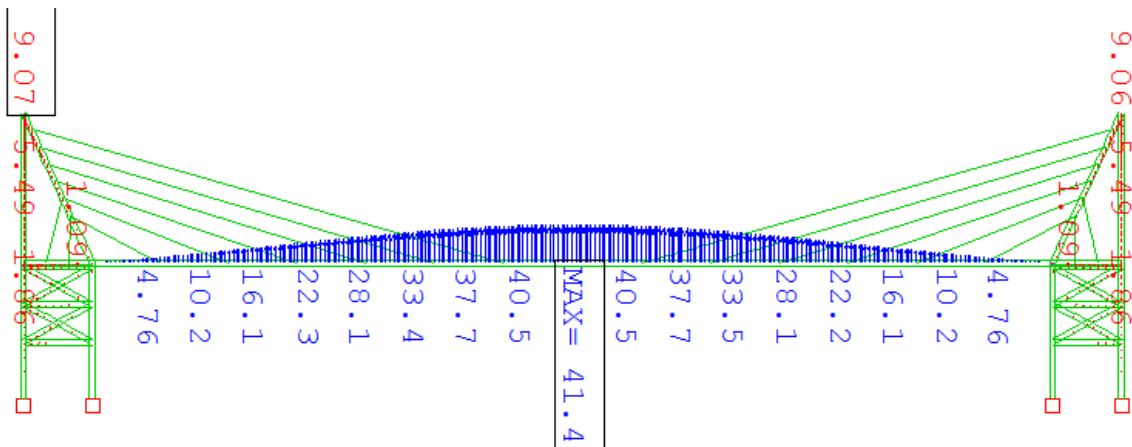
5.6 Έλεγχοι βελών

Μετά την επιλογή των επιμέρους διατομών των καλωδίων, όπως και των δυνάμεων προεντάσεως που θα εφαρμοστούν, προσδιορίσαμε τα επιθυμητά αντιβέλη στην φάση λειτουργίας της πεζογέφυρας. Συγκεκριμένα, το βέλος το οποίο αναπτύσσεται στο κατάστρωμα από το σύνολο των μόνιμων φορτίων πρέπει να είναι περίπου ίσο και αντίθετο με τα αντιβέλη που δημιουργούνται λόγω των δυνάμεων προέντασης, ώστε σε κατάσταση ηρεμίας να μην έχουμε κατά μήκος κλίσεις του καταστρώματος. Παράλληλα, με την εφαρμογή του συνόλου των κινητών φορτίων, τα βέλη του καταστρώματος θα παραμείνουν σε ανεκτά πλαίσια (σύμφωνα με τα όρια λειτουργίας), ώστε να μην δημιουργηθεί αίσθημα ανασφάλειας στους χρήστες λόγω παραμορφώσεων.

Έτσι για αναλύσεις 3^{ης} τάξης έχουμε τις παρακάτω παραμορφωμένες εικόνες της πεζογέφυρας:



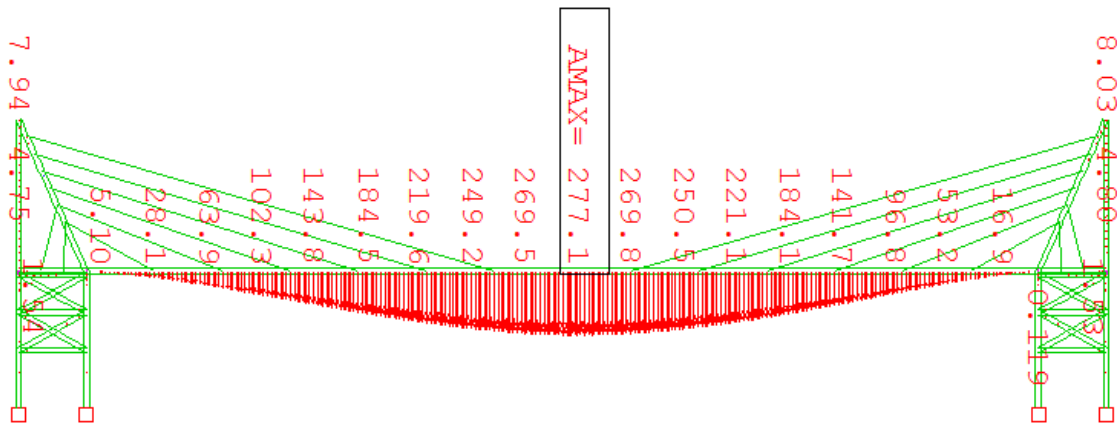
Σχήμα 5.4 Βέλη λειτουργίας λόγω μόνιμων φορτίων (1.0G)



Σχήμα 5.5 Αντιβέλη λόγω μόνιμων φορτίων και προέντασης(1.0G + 1.0P)

Συμπερασματικά, έχουμε περίπου μηδενικά βέλη του καταστρώματος λόγω προέντασης και μόνιμων φορτίων και συγκεκριμένα ένα αντιβέλος της τάξεως των 41.40mm πολύ μικρότερο από τις οριακές τιμές ($L/300=427$ mm). Αυτό γίνεται ώστε με την προσθήκη και των κινητών φορτίων τα βέλη να είναι αποδεκτά σύμφωνα με την ΟΚΛ.

Τα συνολικά βέλη υπό το συνδυασμό λειτουργίας των παραπάνω φορτίων παρατίθεται στο σχήμα 5.6 :



Σχήμα 5.6 Βέλη υπό το συνδυασμό μόνιμων ,κινητών και προέντασης (1.0G+1.0Q+1.0P)

Καταλήγουμε ότι επειδή τα βέλη λόγω κινητών φορτίων ήταν μεγάλα, αντί να έχουμε περίπου μηδενικά βέλη του καταστρώματος λόγω προέντασης και μονίμων φορτίων, έχουμε ένα αντιβέλος της τάξεως των 177mm πολύ μικρότερο από τις οριακές τιμές. ($L/300=427\text{ mm}$) Αυτό γίνεται ώστε με την προσθήκη και των κινητών φορτίων τα βέλη να είναι αποδεκτά σύμφωνα με την ΟΚΛ.

Το συνολικό βέλος λειτουργίας είναι $277.10\text{mm} < 427\text{mm}$, που είναι αποδεκτό.

6. Κατασκευή – Ανέγερση

6.1 Γενικά

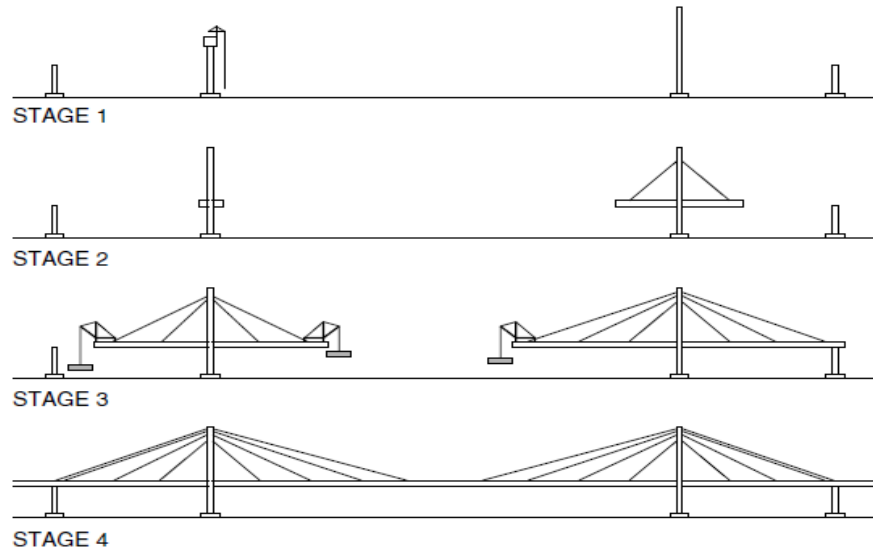
Για την μελέτη και την κατασκευή καλωδιωτών γεφυρών, θέματα που σχετίζονται με την μέθοδο κατασκευής έχουν πολύ μεγάλη σημασία, όπως και στην περίπτωση οποιασδήποτε κατασκευής αντιστοίχου μεγέθους. Συνεπώς, η επιλογή τους στατικού συστήματος και των υλικών πρέπει να γίνει σεβόμενη την κατασκευαστική διαδικασία.

Η ανάλυση που κάναμε στο προηγούμενο κεφάλαιο έγινε θεωρώντας ότι τα φορτία, είτε κινητά είτε μόνιμα, ασκούνται ταυτόχρονα στο συνολικό φορέα της πεζογέφυρας. Όμως, αυτή η θεώρηση απέχει από την πραγματικότητα, καθώς ανάλογα με την μέθοδο ανέγερσης, τα μόνιμα φορτία ασκούνται σταδιακά. Επίσης, το στατικό σύστημα της πεζογέφυρας δεν είναι σταθερό, αλλά ενδέχεται να μεταβάλλεται μέχρι την πλήρη κατασκευή του φορέα, το οποίο δεν λάβαμε υπόψη. Τέλος, ακόμη και αν οι τάσεις που υπολογίστηκαν με την προηγούμενη ανάλυση είναι μικρότερες των ορίων αστοχίας, υπάρχει περίπτωση σε κάποιο ενδιάμεσο στάδιο κατασκευής να υπερβαίνουνται.

Δημιουργείται επομένως η απαίτηση για μια πιο λεπτομερή ανάλυση, η οποία θα λαμβάνει υπόψη την σταδιακή κατασκευή και φόρτιση της πεζογέφυρας. Στην ανάλυση αυτή της μεθόδου ανέγερσης, θα μπορέσουμε να παραστήσουμε λεπτομερώς την ακολουθία κατασκευής βήμα προς βήμα και την σταδιακή εφαρμογή των φορτίων. Επίσης, θα μπορέσουμε να ελέγξουμε σε κάθε στάδιο τις αναπτυσσόμενες τάσεις ώστε να είναι μικρότερες από τα επιτρεπόμενα όρια.

6.2 Μέθοδος προβολοδόμησης

Για τα ανοίγματα της τάξης μεγέθους του συγκεκριμένου έργου (128m το μέγιστο άνοιγμα), η καταλληλότερη και οικονομικότερη μέθοδος είναι της προβολοδόμησης (free-balanced cantilever method). Η μέθοδος αυτή, η οποία ενδείκνυται για την ανέγερση καλωδιωτών γεφυρών, έχει χρησιμοποιηθεί επιτυχώς σε πλήθος έργων. Η επιλογή της προβολοδόμησης κρίθηκε ως η καταλληλότερη λύση καθώς επιτυγχάνεται η ταχύτητα κατασκευής και αποφεύγεται η χρήση προσωρινών στηρίξεων μέσα στο πλάτος του λιμένα Ζέας, οι οποίες θα εμπόδιζαν την ομαλή ναυσιπλοΐα του λιμένα. (σημαντική απαίτηση της μελέτης)



Σχήμα 5.2: Στάδια διαδικασίας προβολοδόμησης

Η διαδικασία περιλαμβάνει τα εξής στάδια:

Στάδιο 1: Κατασκευή των πυλώνων και των τμημάτων του καταστρώματος κοντά σε αυτούς.

Στάδιο 2: Αρχίζει η κατασκευή των τμημάτων του καταστρώματος συμμετρικά εκατέρωθεν του πυλώνα ώστε να υπάρχει ισορροπία.

Στάδιο 3: Όσο οι πρόβολοι μεγαλώνουν σε μήκος, τα καλώδια ανάρτησης εγκαθίστανται και προεντείνονται αρχικά ώστε να ανακουφίσουν τις καμπτικές ροπές στο κατάστρωμα.

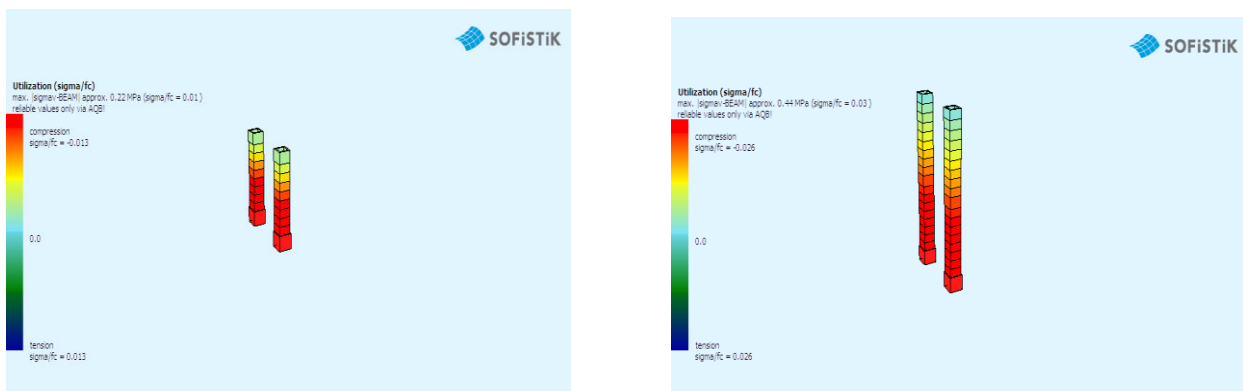
Στάδιο 4: Τα δύο τμήματα του καταστρώματος ενώνονται στη μέση του ανοίγματος και στη συνέχεια ασκούνται οι πρόσθετες μόνιμες φορτίσεις



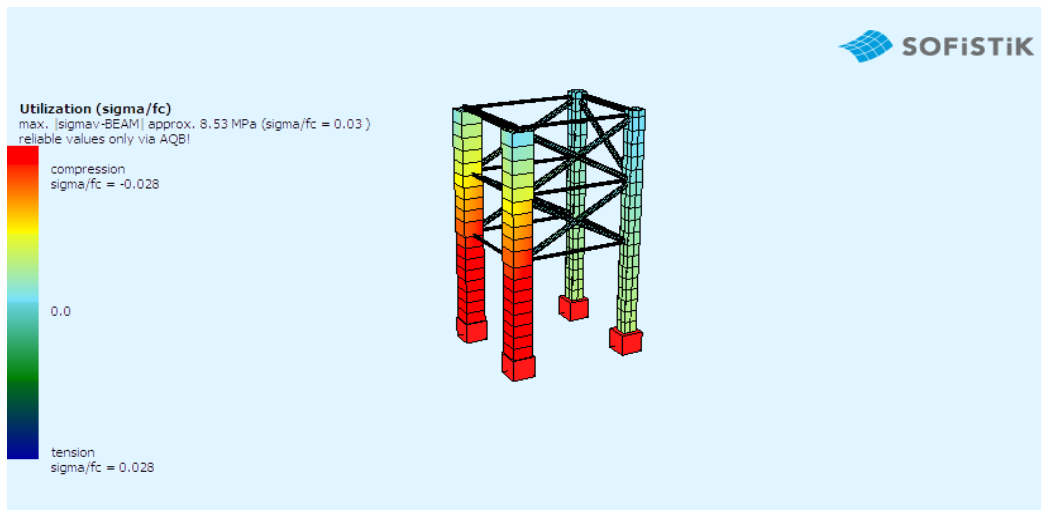
Σχήμα 5.3: Στάδιο προβολοδόμησης στη γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου

6.3 Φάσεις κατασκευής πυλώνων

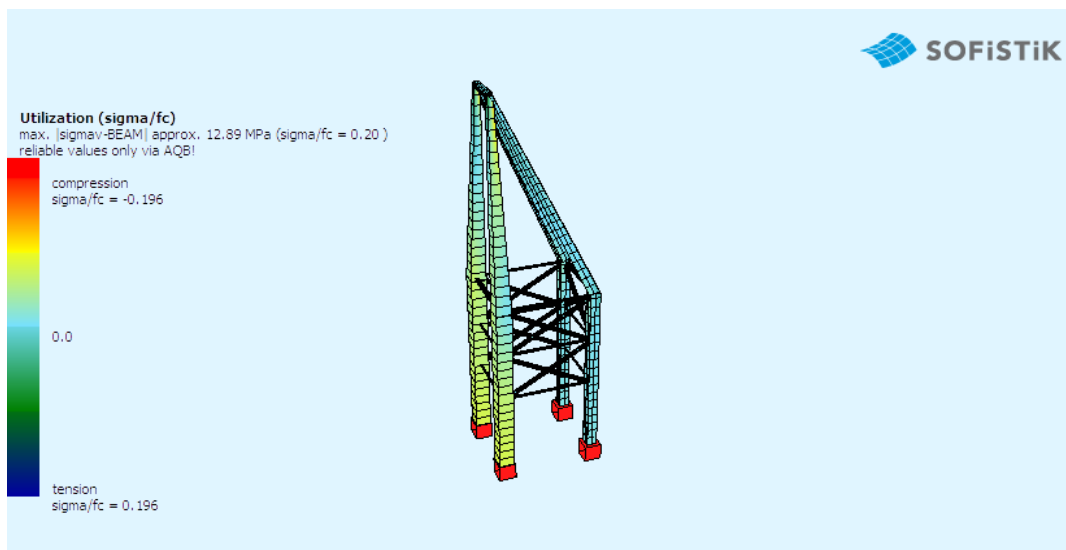
Αρχικά, κατασκευάζονται οι 4 πυλώνες σε κάθε πλευρά της γέφυρας, ύψους συνολικά 38 μέτρων από την επιφάνεια του εδάφους, 2 χαλύβδινοι και 2 από σκυρόδεμα. Ο κάθε πυλώνας αποτελείται από δύο τμήματα, ένα κατακόρυφο ύψους 18 μέτρων, και ένα κεκλιμένο ύψους 20 μέτρων. Σε πρώτη φάση σκυροδετούνται τα πρώτα τμήματα των πυλώνων από σκυρόδεμα, μετά έρχεται η τοποθέτηση του πρώτου τμήματος του χαλύβδινου πυλώνα και η σύνδεση τους με τα δικτυώματα περιμετρικά, ώστε να εξασφαλίζονται πλευρικά. Στη συνέχεια, σκυροδετείται το δεύτερο τμήμα των πυλώνων από σκυρόδεμα, παράλληλα τοποθετείται το δεύτερο τμήμα των χαλύβδινων πυλώνων, τα οποία ενώνονται σε σύμμικτο κόμβο στην κορυφή.



Σχήμα 6.4 Κατασκευή πυλώνων από σκυρόδεμα σε δύο φάσεις



Σχήμα 6.5 Σύνδεση κατακόρυφων πυλώνων μέσω δικτυωμάτων



Σχήμα 6.6 Σύνδεση χαλύβδινων και πυλώνων από σκυρόδεμα-Σύμμεκτος κόμβος

6.4 Φάσεις κατασκευής καταστρώματος και ανάρτησης καλωδίων

Μετά την ολοκλήρωση των παραπάνω φάσεων κατασκευής των πυλώνων, ξεκινά η διαδικασία κατασκευής του καταστρώματος. Το κατάστρωμα αποτελείται από δύο συγκολλητές μεταλλικές δοκούς, οι οποίες είναι συνδεδεμένες μέσω συγκόλλησης και κοχλίωσης με διαδοκίδες τύπου IPE400 ανά 3 μέτρα, και με οριζόντιους διαγώνιους σύνδεσμους δυσκαμψίας τύπου 323.9 X 8 στο κεντρικό άνοιγμα και 355.0 X 10 στα ακραία ανοίγματα. Η κατασκευή του καταστρώματος θα γίνει διαδοχικά σε 7 στάδια :

Το κάθε στάδιο κατασκευής του καταστρώματος αποτελείται από τα εξής βήματα:

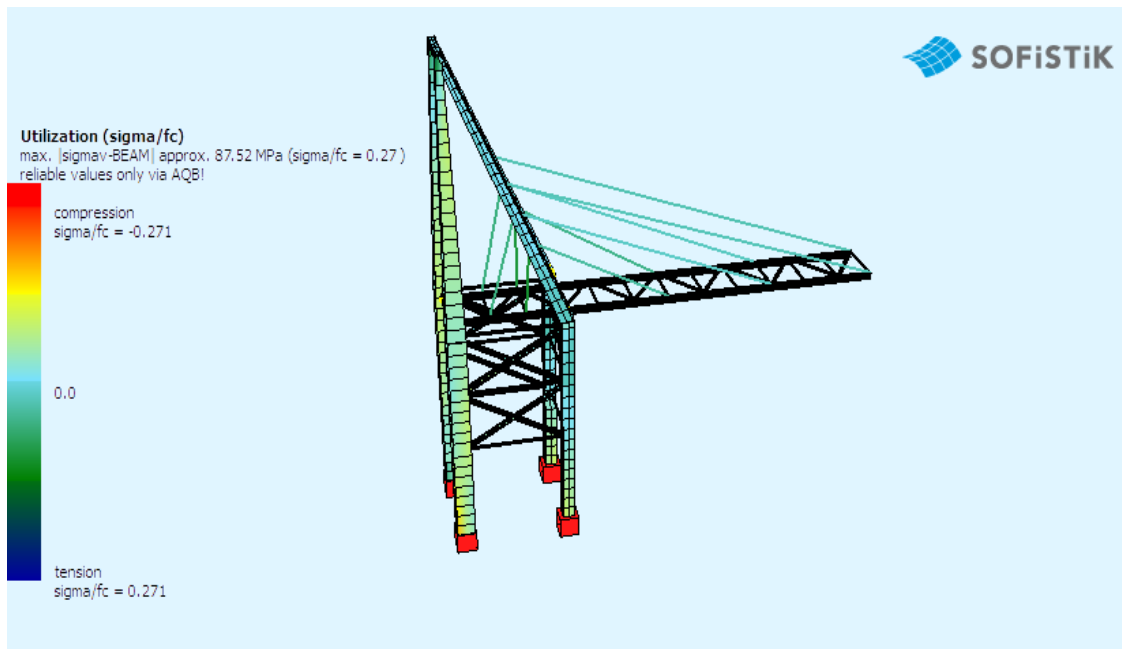
- Το κάθε τμήμα του καταστρώματος κατασκευάζεται στο εργοτάξιο αποτελείται από τις κύριες δοκούς, τις διαδοκίδες και τους διαγώνιους συνδέσμους. Το προκατασκευασμένο τμήμα του καταστρώματος ανυψώνεται μέσω τηλεσκοπικού γερανού ανυψωτικής ικανότητας 22 τόνων και γίνεται η ένωση με το προηγούμενο μέσω συγκόλλησης. (εσωραφές πλήρους διείδυσης)
- Έπειτα, με τον γερανό τοποθετούνται τα δύο καλώδια στις δύο ελεύθερες άκρες κάθε τμήματος του καταστρώματος και αγκυρώνονται μετέπειτα.
- Τέλος, τα καλώδια προεντείνονται με ένα ποσοστό 30-40% της συνολικής δύναμης προεντάσεως τους, ώστε να αποφορτιστεί το κατάστρωμα από τις εντάσεις και τα μεγάλα βέλη κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

Μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής του καταστρώματος, με τη χρήση ανυψωτικού γερανού και ανθρώπινου δυναμικού, η ίδια λογική ακολουθείται για το ξύλινο παρκέτο που θα

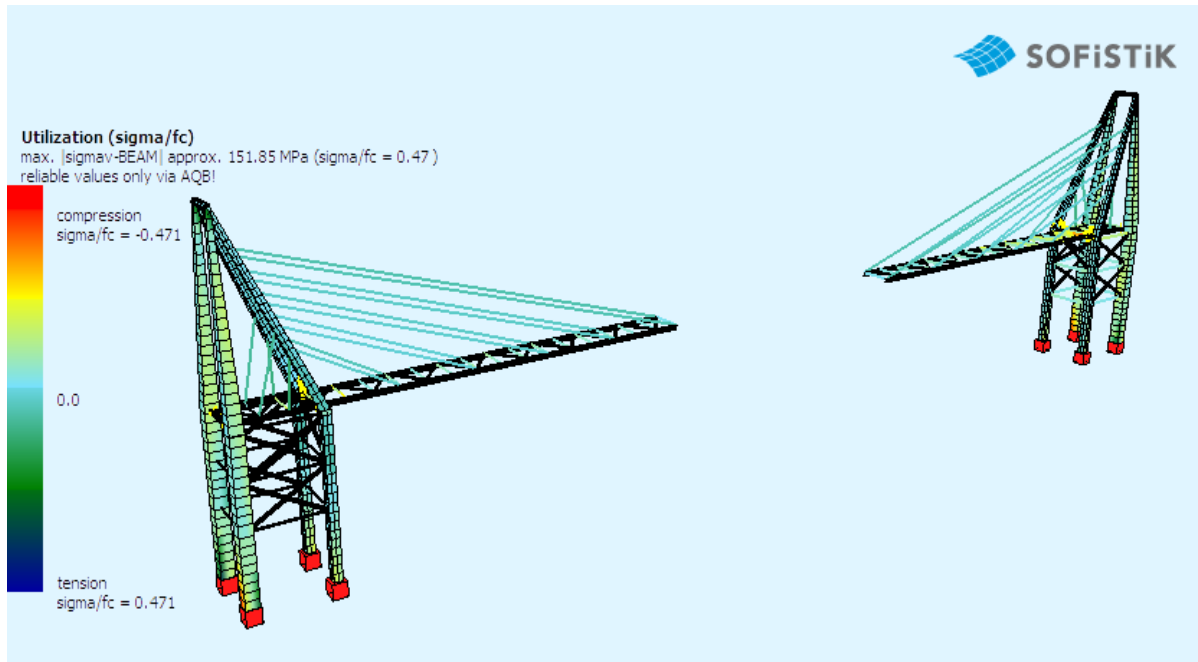
αποτελέσει την άνω επιφάνεια του καταστρώματος πάχους 20 εκατοστών , όπως και των υπόλοιπων πρόσθετων μόνιμων φορτίων της πεζογέφυρας.

Παράλληλα με την τοποθέτηση του ξύλινου παρκέ, γίνεται και η υπόλοιπη προένταση των καλωδίων , όπως και η αναπτύσσονται οι οριστικές παραμορφώσεις λόγω ερπυσμού στους πυλώνες.

Ενδεικτικά παρατίθενται στα σχήματα στάδια από τη διαδικασία ανέγερσης της πεζογέφυρας :



Σχήμα 6.7 Τοποθέτηση του τμήματος 3 του καταστρώματος



Σχήμα 6.8 Τοποθέτηση τμήματος 5 του καταστρώματος



Σχήμα 6.9 Στάδιο μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής του καταστρώματος και της τοποθέτησης του ξύλινου παρκέ

6.5 Εφαρμογή της προβολοδόμησης στην πεζογέφυρα Πειραιά

Η ανάλυση της ανέγερσης της πεζογέφυρας έγινε στο λογισμικό Sofistik με το υποπρόγραμμα *Construction Stage Manager (CSM)*. Μέσω του υποπρογράμματος, μπορούν να ελεγχθούν οι εντατικές καταστάσεις της κατασκευής σε κάθε φάση ανέγερσης, λαμβάνοντας υπόψη τις ανακατανομές τάσεων, όπως και τις δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, ανάλογα με την ηλικία του σκυροδέματος κάθε χρονική στιγμή. Τα στάδια κατασκευής προσομοιώνονται με *Construction Stages*, στα οποία μπορεί να ορισθούν τα δομικά μέλη που ενεργοποιούνται στο καθένα, όπως και τα φορτία που ασκούνται στη κατασκευή σε κάθε στάδιο. Αν οι φάσεις κατασκευής ορισθούν ξεχωριστά και χωρίς τη χρήση του CSM, τότε θα αγνοηθεί η αλληλουχία των φάσεων και οι προϋπάρχουσες εντάσεις, και κατ' αναλογία, η ανακατανομή τους.

Η ανάλυση που έγινε για το φορέα είναι μη γραμμική 3^{ης} τάξεως (*Full Geometrical Material Non-linear Analysis*), ώστε να ληφθούν υπόψη τυχόν μεγάλες παραμορφώσεις στα δομικά μέλη και επίσης η μη γραμμική συμπεριφορά των καλωδίων. Επιπρόσθετα, χρησιμοποιήθηκε η δυνατότητα του CSM της προκύρτωσης (*precamber analysis*) στο στάδιο τοποθέτησης του παρκέ και των υπόλοιπων πρόσθετων μόνιμων φορτίων, ώστε στο στάδιο αυτό να βέλη να είναι σχεδόν μηδενικά, πριν την επιβολή των κινητών φορτίων και την τελική παραμόρφωση λόγω ερπυσμού. Ο ερπυσμός υπολογίστηκε για όλα τα στάδια της κατασκευής ξεχωριστά και για την φορτιστική κατάσταση μετά την πάροδο του χρόνου, για $t=30000$ μέρες μετά το άνοιγμα της πεζογέφυρας.

Λεπτομέρειες για την προβολοδόμηση στην πεζογέφυρα Πειραιά:

-Τα δομικά μέλη (κύριες δοκοί, διαδοκίδες, διαγώνιοι σύνδεσμοι) που αποτελούν κάθε τμήμα του καταστρώματος συγκολλήθηκαν στο εργοτάξιο και έχουν μήκος 9 μέτρα. Το κάθε τμήμα σε κάθε στάδιο ανέγερσης, ανυψώνεται μέσω τηλεσκοπικού γερανού στα 20 μέτρα ύψος και συγκολλάται με εσωραφή πλήρους διείδυσης με το προηγούμενο, με εξαίρεση το πρώτο, όπου τοποθετούνται δύο τμήματα μαζί εκατέρωθεν των πυλώνων, ώστε να αποφορτιστεί ο φορέας λόγω συμμετρίας.

-Τα καλώδια αγκυρώνονται μετά την τοποθέτηση του καταστρώματος, στα ελεύθερα άκρα κάθε τμήματος ανά απόσταση 9 μέτρων.

-Τα εφέδρανα δοχείου τοποθετούνται στις θέσεις τους πριν το πρώτο στάδιο τοποθέτησης του καταστρώματος. Μετά την ολοκλήρωση της προέντασης των καλωδίων της πεζογέφυρας, τα

εφέδρανα εκατέρωθεν του μεσαίου ανοίγματος αντικαθίστανται με άλλα, ώστε να επιτραπεί η ελεύθερη διαμήκης κίνηση του καταστρώματος όπως και οι στροφικές παραμορφώσεις που δημιουργούνται λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών και της επιβολής των πρόσθετων μόνιμων και κινητών φορτίων.

-Τα καλώδια σε πρώτη φάση προεντείνονται με ένα ποσοστό αρχικά, για να μειωθούν τα βέλη κατά τις φάσεις ανέγερσης, όπως και τα μεγάλα αντιβέλη μετά την ολοκλήρωση του καταστρώματος.

-Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία στην περίπτωση της πεζογέφυρας είναι το σύνολο μηχανολογικού και ηλεκτρολογικού εξοπλισμού, το ξύλινο κατάστρωμα, η εγκατάσταση των γυάλινων στηθαίων ύψους 1.10 μέτρων και τα τελειώματα επιφανειών.

-Η ανύψωση όλων των δομικών φέροντων και μη μελών της κατασκευής γίνεται με τη χρήση τηλεσκοπικού γερανού ανυψωτικής ικανότητας 22 τόννων, με βελόνι 33 μέτρων & προβολή από τον άξονά του 25 μέτρα, της εταιρείας SrinosLift.



Σχήμα 6.10 Τηλεσκοπικός γερανός που θα χρησιμοποιηθεί για την ανέγερση

7.Διαστασιολόγηση-Έλεγχοι

7.1 Γενικά για τη διαστασιολόγηση του φορέα

Αφού ολοκληρωθεί η προσομοίωση του φορέα που παρατίθεται σε προηγούμενο κεφάλαιο, ξεκινά η διαδικασία διαστασιολόγησης, ανάλυσης και ελέγχου.

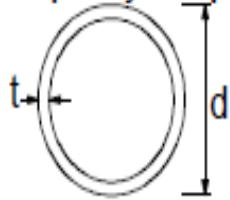
Για τη παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε μη γραμμική ανάλυση του φορέα και επιλέχθηκε να διενεργηθεί ελαστικός έλεγχος για τη διαστασιολόγηση των διατομών. Κατά τον ελαστικό έλεγχο οι διατομές διαστασιολογούνται έχοντας ως απαίτηση οι τάσεις που αναπτύσσονται σε αυτές να μην ξεπερνούν τις επιτρεπόμενες τάσεις σύμφωνα με τους κανονισμούς.

Η διαδικασία ξεκινά με μία αρχική διαστασιολόγηση των διατομών χρησιμοποιώντας προσεγγιστικές τιμές που βασίζονται σε εμπειρικούς κανόνες. Στη συνέχεια πραγματοποιείται το κατάλληλο είδος ανάλυσης από την οποία προκύπτουν τα απαραίτητα μεγέθη (εντάσεις, τάσεις, παραμορφώσεις) και συγκρίνονται με αυτά που επιτρέπονται από τους κανονισμούς. Εάν κάποιος από τους ελέγχους δεν ικανοποιείται τότε επιλέγονται νέες διατομές και η διαδικασία επαναλαμβάνεται από την αρχή. Έτσι και στη παρούσα εργασία οι διατομές προέκυψαν μετά από αρκετές δοκιμές και εδώ παρουσιάζονται μόνο τα τελικά αποτελέσματα για ευνόητους λόγους.

7.2 Κατηγοριοποίηση διατομών

Σύμφωνα με τους κανονισμούς, ο ελαστικός έλεγχος μπορεί να γίνει να σε κάθε κατηγορία διατομής , από κατηγορία 1 μέχρι 4 .Για τις διατομές όμως κατηγορίας 4, για τον έλεγχό τους θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί μία απομειωμένη (ενεργός) διατομή. Αυτό συμβαίνει γιατί στις διατομές αυτής της κατηγορίας ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη τους.

Με βάση τα προηγούμενα και τα σχήματα 7.1, 7.2 και 7.3, ελέχθηκαν οι διατομές του φορέα :

Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
	ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλ.επε EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Σχήμα 7.1: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για σωληνωτές διατομές

Θα ελεγχθεί η δυσμενέστερη σωληνωτή διατομή του φορέα , διατομής διαμέτρου 610 και πάχους 25 χιλιοστών :

$$d/t=610/25=24.4 < 50 \cdot \varepsilon^2 = 33.10 \rightarrow \text{κατηγορίας 1}$$

Επομένως δεν χρειάζεται να απομειωθεί η διατομή.

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

Σχήμα 7.2: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα

Αντίστοιχα θα ελεγχθεί το δυσμενέστερο εσωτερικό θλιβόμενο τμήμα του φορέα σε κάμψη και θλίψη, ο κορμός της κοίλης τετραγωνικής διατομής των πυλώνων διαστάσεων 1250X1250 με πάχος 40 χιλιοστών, οπότε θα είναι:

$$c/t = (1250 - 40 - 40) / 40 = 29.25 < 36\epsilon / \alpha = 47.52 \rightarrow \text{κατηγορίας 1}$$

Οπότε πάλι δεν χρειάζεται απομείωση η διατομή

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

Σχήμα 7.3: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για εξωτερικά θλιβόμενα τμήματα

Τέλος, ελέγχεται για θλίψη το πέλμα της συγκολλητής σιδηροδοκού διαστάσεων 400X30 χιλιοστών :

$$c/t = (400 - 20) / 30 = 6.33 < 10 \cdot \epsilon = 6.66 \rightarrow \text{κατηγορίας 2}$$

Δεν χρειάζεται να απομειωθεί λοιπόν η διατομή του πέλματος.

7.3 Γενικά για τους ελέγχους της πεζογέφυρας

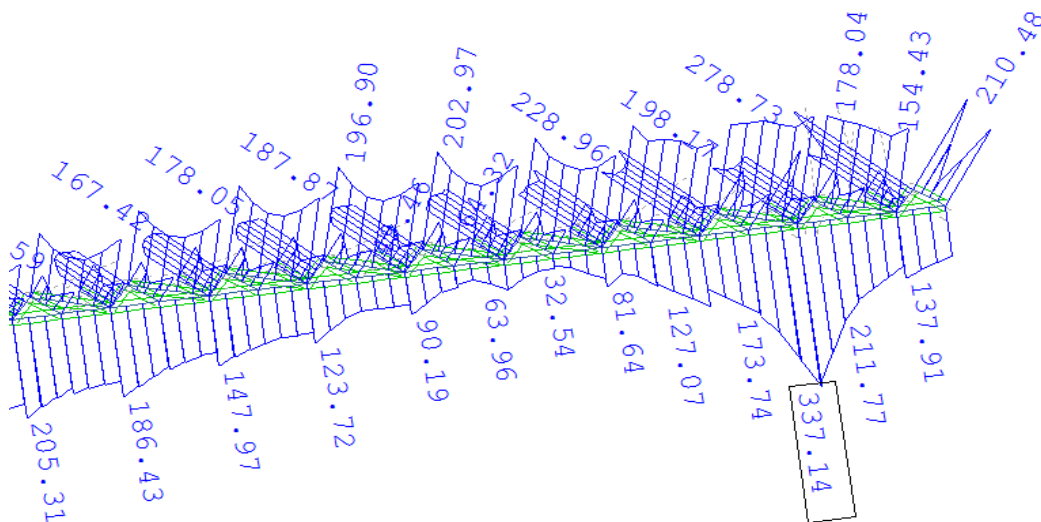
Ο έλεγχος των τάσεων της των τμημάτων της πεζογέφυρας θα γίνει για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων για την κατάσταση αστοχίας, και για τις φάσεις κατασκευής. Θα φανεί η χρησιμότητα του υποπρογράμματος *CSM* καθώς κρίσιμες για την διαστασιολόγηση κρίνονται, στις περισσότερες περιπτώσεις, οι τάσεις που αναπτύσσονται σε κάποια φάση κατασκευής. Ο υπολογισμός των τάσεων έγινε με το υποπρόγραμμα *Design Steel Construction*.

7.4 Έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α)

Για τους ελέγχους σε Ο.Κ.Α. ,η μέγιστη επιτρεπόμενη τάση όλων των δομικών στοιχείων εκτός των καλωδίων είναι ίση με το όριο διαρροής του υλικού τους, δηλαδή 355 MPa στη περίπτωση μας. Η δρώσα ένταση προκύπτει ως συνδυασμός των ορθών και διατμητικών τάσεων σε κάθε σημείο των διατομών με βάση το κριτήριο *v.Mises*.

Οι μέγιστες τάσεις σε έλεγχο σε ΟΚΑ για όλα τα δομικά μέλη προέκυψαν από το συνδυασμό (3) $1.35G + 1.00P + 1.50Wz + 1.50Wy + 0.54Q$ με τη δυσμενή δράση του ανέμου να έχει κατεύθυνση προς τα κάτω, λαμβάνοντας παράλληλα υπόψη και τη δράση του ανέμου κατά την εγκάρσια έννοια.

7.4.1 Κύριες Δοκοί καταστρώματος



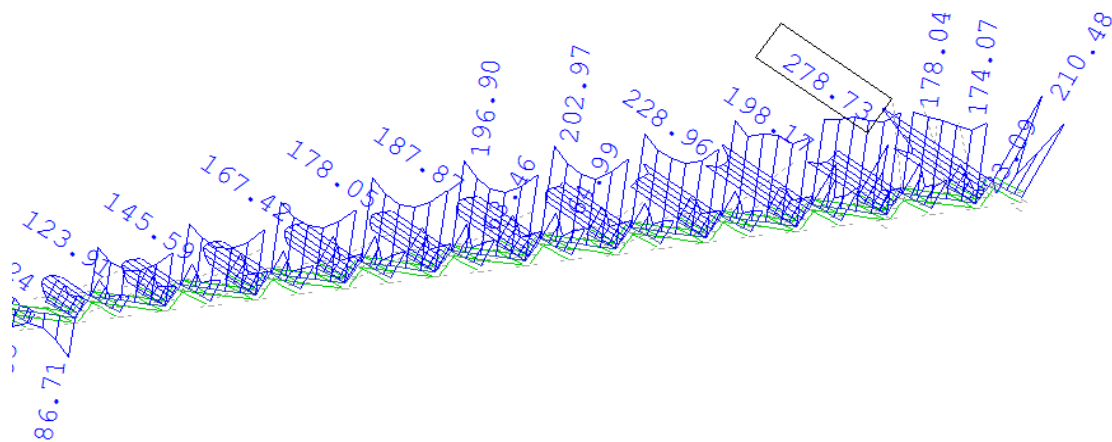
Σχήμα 7.1 Μέγιστες τάσεις Von Mises στη σιδηροδοκό

Από το σχήμα 7.1 για τη σιδηροδοκό έχουμε ότι :

$$\sigma_{Ed,max}=346.30MPa < \sigma_{Rd}=355MPa$$

Επομένως η σιδηροδοκός επαρκεί για την παραλαβή των φορτίων.

7.4.2 Διαδοκίδες και σύνδεσμοι δυσκαμψίας



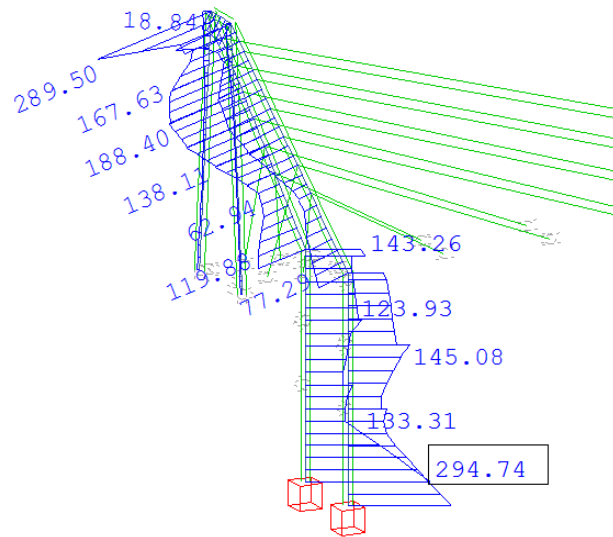
Σχήμα 7.2 Μέγιστες τάσεις Von Mises για τις διαδοκίδες και τους διαγώνιους συνδέσμους

Από το σχήμα 7.2 θα έχουμε λοιπόν :

Για τις διαδοκίδες (ακραία διαδοκίδα) είναι $\sigma_{Ed,max} = 210.48MPa < \sigma_{Rd} = 355MPa$

Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι $\sigma_{Ed,max} = 278.73MPa < \sigma_{Rd} = 355MPa$

7.4.3 Χαλύβδινοι πυλώνες

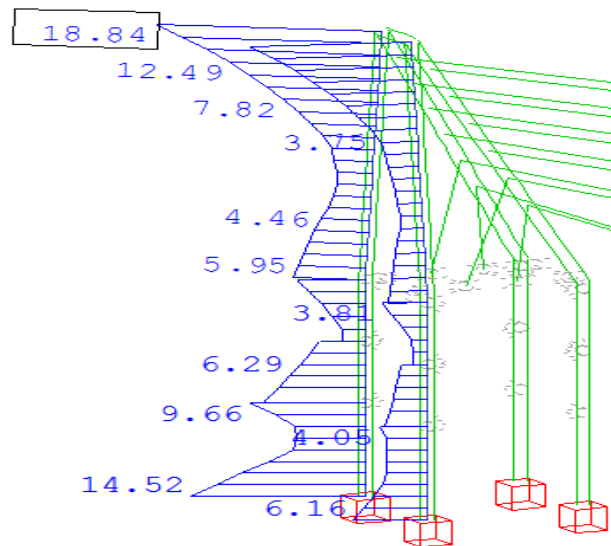


Σχήμα 7.3 Μέγιστες τάσεις Von Mises στους χαλύβδινους πυλώνες

Από το σχήμα 7.3 θα είναι για τους χαλύβδινους πυλώνες :

$$\sigma_{Ed,max} = 294.74 \text{ MPa} < \sigma_{Rd} = 355 \text{ MPa}$$

7.4.4 Πυλώνες από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

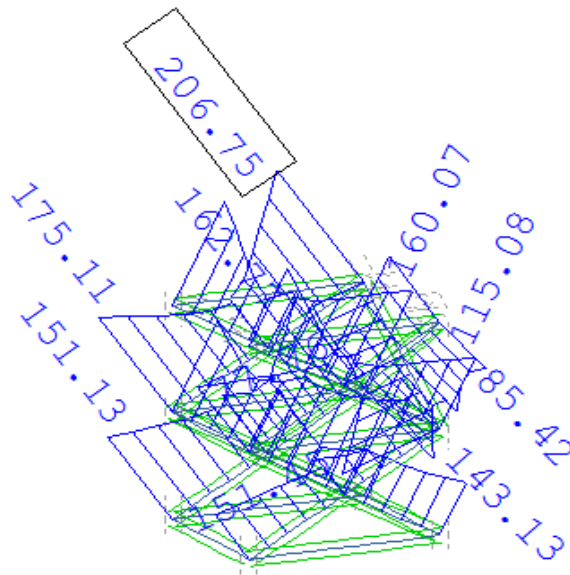


Σχήμα 7.5 Μέγιστες τάσεις για συνδυασμό αξονικής και ροπής για πυλώνες από οπλισμένο σκυρόδεμα

Από το σχήμα 7.5 είναι :

$$\sigma_{c,Ed,max} = 18.84 \text{MPa} < \sigma_{c,Rd} = 30/1.5 = 20 \text{MPa}$$

7.4.5 Μεταλλικό χωροδικτύωμα



Σχήμα 7.6 Μέγιστες τάσεις Von Mises για το χωροδικτύωμα

Από το σχήμα 7.6 είναι :

$$\sigma_{Ed,max} = 206.75 \text{MPa} < \sigma_{Rd} = 355 \text{MPa}$$

7.4.6 Καλώδια

Σύμφωνα με το EN 1993-1-11 η αντοχή σχεδιασμού για τα καλώδια για έλεγχο στην Ο.Κ.Α. ορίζεται ως

$$F_{Rd} = \{F_{uk}/1.5 \cdot \gamma_R, F_k/\gamma_R\}$$

όπου

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

F_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της εγγυημένης αντοχής

γ_R είναι μερικός συντελεστής, λαμβάνεται ίσος με μονάδα

Οι χαρακτηριστικές αντοχές των καλωδίων ανάλογα με τη διάμετρο τους δίνονται από το κατασκευαστή και λαμβάνονται ως κρίσιμες. Τα καλώδια που χρησιμοποιήθηκαν είναι τύπου Fully locked cables της εταιρίας PFEIFER. Τελικά χρησιμοποιήθηκαν διατομές:

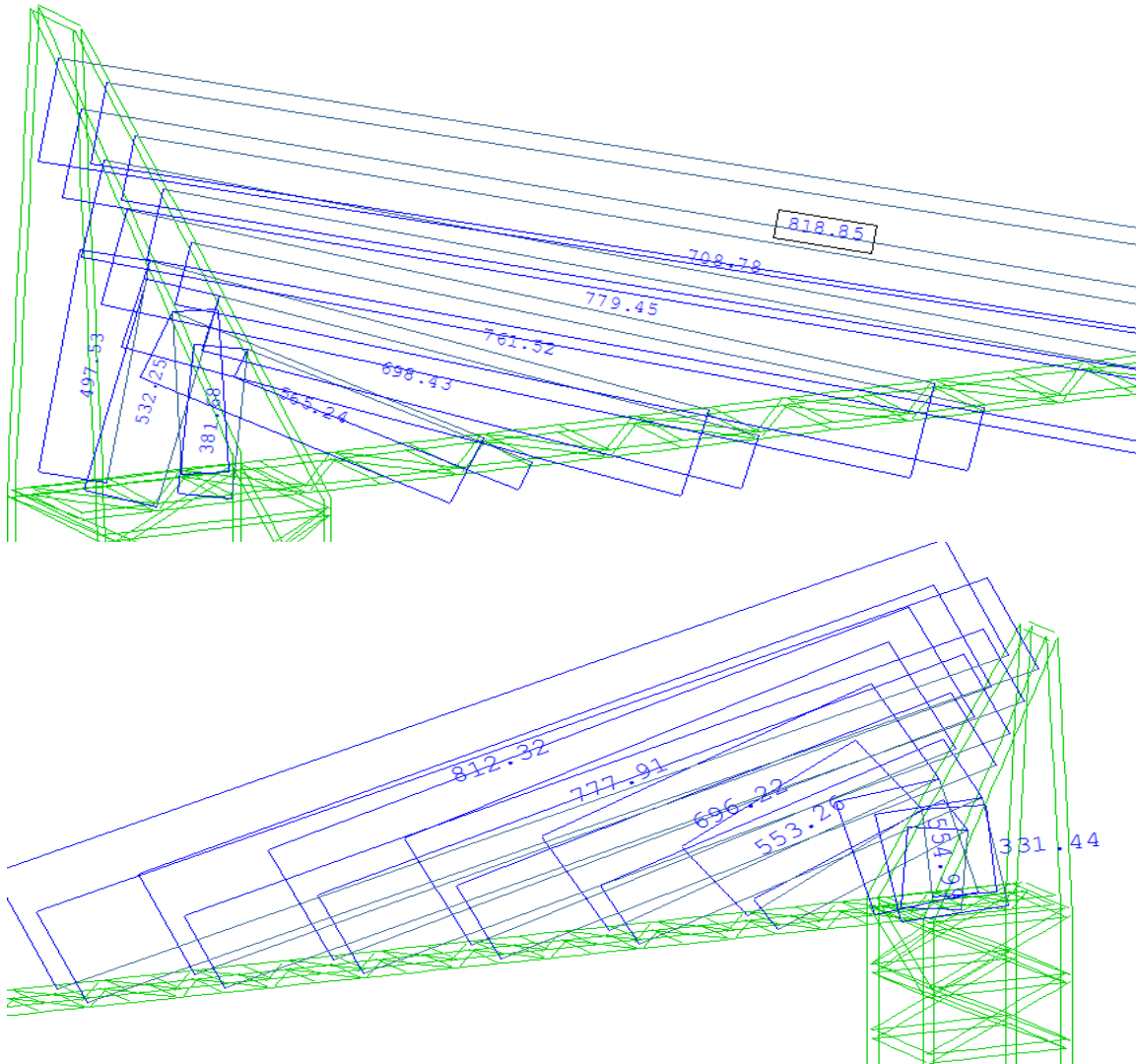
- διατομές μεγέθους PV 40 (διάμετρος 21 mm, VVS1)
με αντοχή σχεδιασμού ίση με $F_{Rd} = F_{uk}/1.50 = 405/1.5 = 270KN$
- διατομές μεγέθους PV 90 (διάμετρος 26 mm, VVS2),
με αντοχή σχεδιασμού ίση με $F_{Rd} = F_{uk}/1.50 = 621/1.5 = 414KN$
- διατομές μεγέθους PV 115 (διάμετρος 35 mm, VVS2)
με αντοχή σχεδιασμού ίση με $F_{Rd} = F_{uk}/1.50 = 1170/1.5 = 780KN$
- διατομές μεγέθους PV 150 (διάμετρος 40 mm, VVS2)
με αντοχή σχεδιασμού ίση με $F_{Rd} = F_{uk}/1.50 = 1520/1.5 = 1013.33KN$

Έτσι για κάθε καλώδιο η εφελκυστική τάση σχεδιασμού του είναι ίση με:

- Καλώδιο διατομής PV 40 : $\sigma_{Rd} = 270KN/281mm^2 = 960.85MPa$
 - Καλώδιο διατομής PV 60 : $\sigma_{Rd} = 414KN/430mm^2 = 962.79MPa$
 - Καλώδιο διατομής PV 115 : $\sigma_{Rd} = 780KN/808mm^2 = 965.36MPa$
 - Καλώδιο διατομής PV 150 : $\sigma_{Rd} = 1013.33KN/1060mm^2 = 955.97MPa$
- Άρα γενικώς είναι ότι $\sigma_{Rd, min, καλωδίων} = 955.97MPa$

Οι επιφάνειες κάθε διατομής καλωδίου δίνονται από τον κατασκευαστή.

Τα καλώδια όπως και τα υπόλοιπα δομικά μέλη ελέγχθηκαν σε Ο.Κ.Α. για το συνδυασμό (3) που δίνει τα δυσμενέστερα αποτελέσματα στον φορέα. Στα παρακάτω σχήματα παρατίθενται τα αποτελέσματα σε τάσεις καλωδίων της ανάλυσης:



Σχήματα 7.7 και 7.8 Αξονικές τάσεις καλωδίων για το συνδυασμό (3)

Από τα σχήματα 7.7, 7.8 παρατηρείται ότι $\sigma_{Ed,max}=818.85MPa$ (για το καλώδιο 8) < $\sigma_{Rd,min,καλωδίων}=955.97MPa$

Τα ποσοστά εκμετάλλευσης καλωδίων κυμαίνονται από 40% στα ακραία τμήματα μέχρι 86% στο μεσαίο άνοιγμα .

7.5 Έλεγχοι τάσεων στις φάσεις ανέγερσης

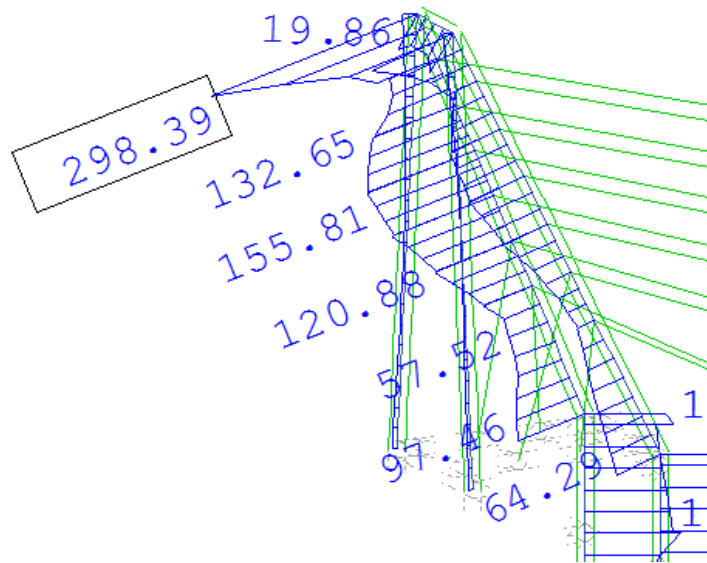
Οι τάσεις των φάσεων ανέγερσης σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) ελέγχθηκαν με βάση τους μόνιμους/παροδικούς συνδυασμούς

$$1.35G + 1.00P + 1.50 W^* + (0.54Q)$$

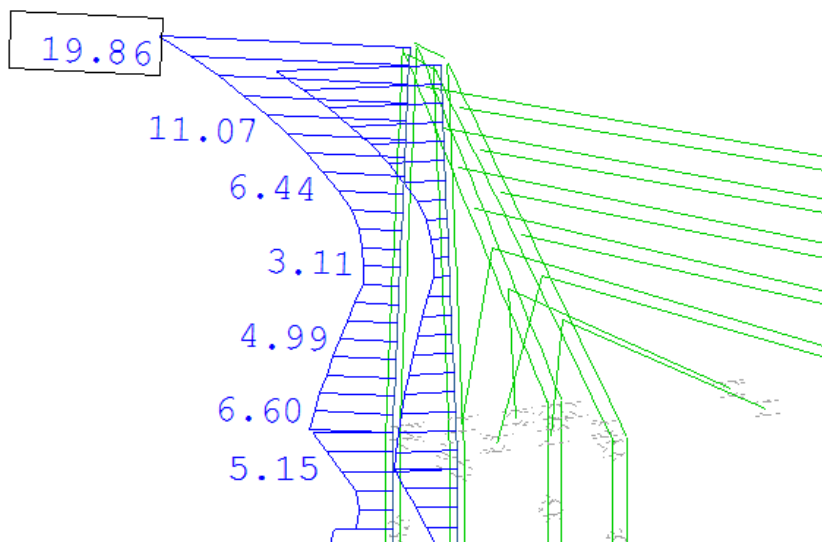
Όπου δυσμενέστερος με βάση τα αποτελέσματα αποδείχθηκε ο πρώτος .

Η ανάλυση των φάσεων ανέγερσης έγινε με το πρόγραμμα CSM όπου αναδείχθηκε η σημασία του καθώς σε ορισμένες περιπτώσεις δομικών μελών οι τάσεις πριν την ολοκλήρωση του συνόλου του φορέα μπορεί να είναι μεγαλύτερες από τις τελικές.

Έτσι, για παράδειγμα στο στάδιο τοποθέτησης του ξύλινου παρκέ του καταστρώματος έχουμε δυσμενέστερα αποτελέσματα στους άνω πυλώνες από αυτά που ελέγχθηκαν για το συνδυασμό (3) στους ελέγχους ΟΚΑ .



Σχήμα 7.9 Τάσεις άνω χαλύβδινου πυλώνα στο στάδιο τοποθέτησης του ξύλινου παρκέ



Σχήμα 7.10 Τάσεις άνω πυλώνα από σπλισμένο σκυρόδεμα στο στάδιο τοποθέτησης του ξύλινου παρκέ

Από τα σχήματα 7.9 και 7.10 βλέπουμε ότι ο χαλύβδινος και ο πυλώνας από σπλισμένο σκυρόδεμα πυλώνας επαρκεί.

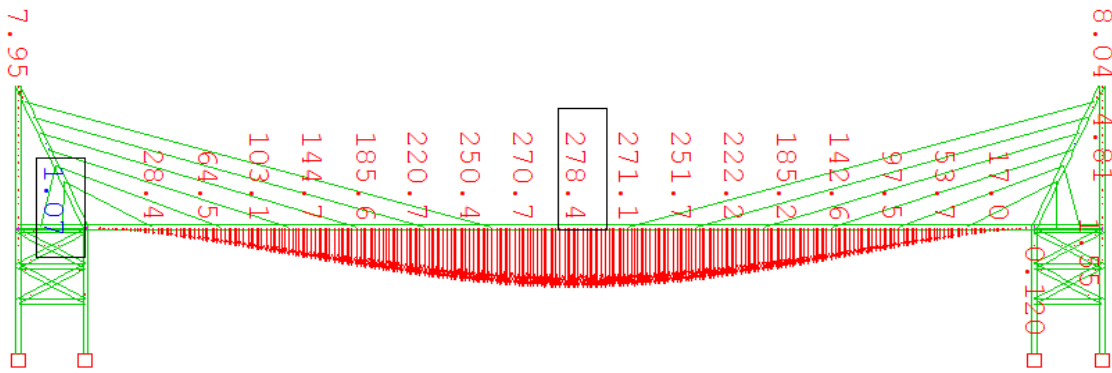
Παρατηρούμε ότι εάν δεν ελέγχαμε και τις ενδιάμεσες φάσεις κατασκευής, τότε κρίσιμος θα θεωρούνταν ο συνδυασμός της Ο.Κ.Α. στο συνολικό φορέα. Επομένως βλέπουμε την σπουδαιότητα της ανάλυσης των σταδίων κατασκευής με το CSM.

7.6 Έλεγχοι σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Στους ελέγχους λειτουργικότητας υπολογίστηκαν τα μέγιστα βέλη του καταστρώματος, η διαφορική βύθισή του και η οριζόντια μετακίνηση του πυλώνα μέσω του υποπρογράμματος CSM και ελέγχθηκαν σύμφωνα με τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα για τα όρια βελών.

7.6.1 Μέγιστη βύθιση καταστρώματος

Η μέγιστη βύθιση του καταστρώματος υπολογίστηκε για το συνδυασμό :
 $1.00G+1.00P+1.00Q+0.6\Delta T$

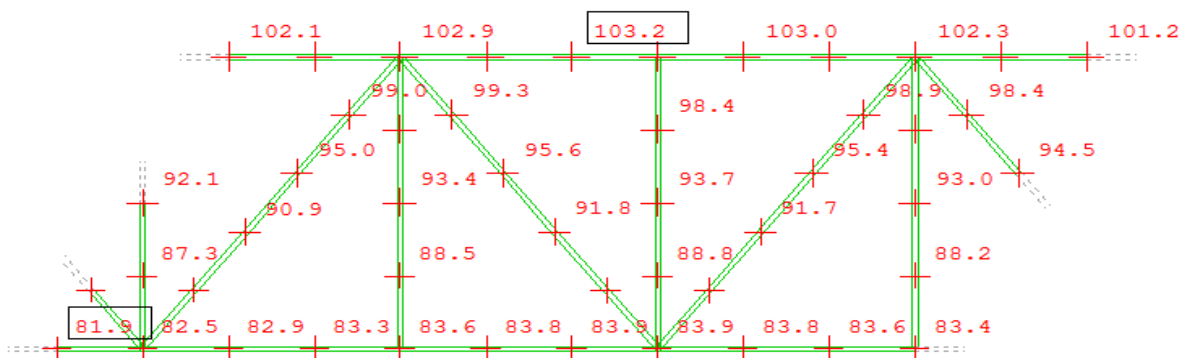


Σχήμα 7.11 Βέλη καταστρώματος

Από το σχήμα 7.11 έχουμε για το χαρακτηριστικό συνδυασμό λειτουργίας ότι το βέλος του καταστρώματος στο μέσον είναι 278.40mm . Εφόσον το μεσαίο άνοιγμα έχει μήκος 128m , το μέγιστο βέλος αντιστοιχεί στο $L/460$ πολύ μικρότερο του $L/350$ που ορίζει ο κανονισμός. Στα ακραία ανοίγματα τα βέλη είναι της τάξης των 3mm , οπότε δεν χρειάζεται έλεγχος.

7.6.2 Διαφορική βύθιση καταστρώματος

Η μέγιστη διαφορική βύθιση υπολογίστηκε για το συνδυασμό:
 $1.00G+1.00P+1.00Wz+1.00Wy+0.40Q$ (άνεμος προς τα κάτω)

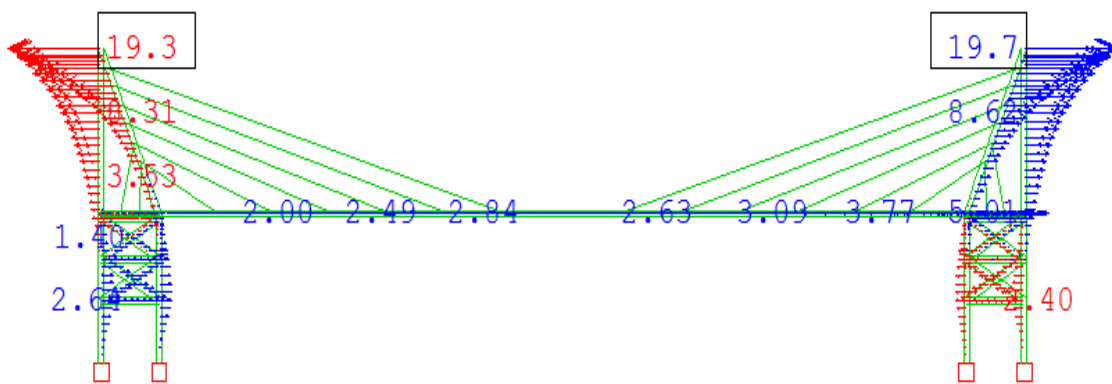


Σχήμα 7.12 Κατακόρυφες μετακινήσεις στα άκρα του καταστρώματος

Όπως φαίνεται από το σχήμα 7.12 , η διαφορική βύθιση δεν ξεπερνά τα $20mm$, τιμή αποδεκτή για την άνεση των χρηστών.

7.6.3 Οριζόντια μετακίνηση πυλώνων

Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση πυλώνα υπολογίστηκε από το συνδυασμό:
 $1.00G+1.00P-1.00Wz+1.00Wy+0.4Q$ (άνεμος προς τα πάνω)



Σχήμα 7.13 Οριζόντιες μετακινήσεις πυλώνων στον τελικό φορέα

Οι οριζόντιες μετακινήσεις ελέγχθηκαν για τον τελικό φορέα και επαρκούν, καθώς αντιστοιχούν στο $L/1100$ των πυλώνων. Να σημειωθεί πως με τη χρήση του *CSM* μπόρεσε να υπολογιστεί και η οριζόντια μετακίνηση του πυλώνα στις φάσεις ανέγερσης, και βρέθηκε δυσμενέστερη και ίση με $45mm$ για τον ίδιο συνδυασμό αλλά με τον κατακόρυφο άνεμο προς τα κάτω, μια τιμή που βρίσκεται εντός των ορίων λειτουργίας.

8. Έλεγχος δυναμικής απόκρισης πεζογέφυρας

8.1 Εισαγωγή περί δυναμικών φορτίων

Οι κατασκευές του πολιτικού μηχανικού εκτός από τα στατικά φορτία είναι δυνατό να υποβάλλονται και σε δυναμικά. Δυναμικά φορτία $p(t)$ ονομάζονται αυτά των οποίων το μέγεθος (ένταση), η διεύθυνση (φορά) και η θέση (σημείο εφαρμογής) μεταβάλλονται συναρτήσει του χρόνου.

Ουσιαστικά στατικά φορτία δεν υπάρχουν. Εκ των πραγμάτων όλα τα φορτία επιβάλλονται μέσα σε μία χρονική περίοδο. Δηλαδή αρχίζοντας από μηδενική τιμή και φθάνοντας στη τελική, αλλάζει το μέγεθός τους κατά τη πάροδο κάποιου χρόνου. Για απλοποίηση των μελετών όμως, σε περιπτώσεις όπου αυτή η δυναμική τους συμπεριφορά έχει μικρή έως και αμελητέα επίδραση στα τελικά αποτελέσματα των αναλύσεων, θεωρούνται ως στατικά. Τέτοια φορτία μπορεί να θεωρούνται εκείνα των οποίων ο χρόνος επιβολής τους είναι μεγαλύτερος της ιδιοπεριόδου του φορέα. Δηλαδή τα φορτία τα οποία επιβάλλονται 'ήρεμα' χωρίς να διεγείρουν σημαντικά το φορέα.

8.2 Δυναμική απόκριση των κατασκευών

Τα τελευταία χρόνια, η υπάρχουσα τάση για το σχεδιασμό των πεζογεφυρών, καθώς και τα βελτιωμένα σύγχρονα οικοδομικά υλικά που μπορούν να αναλάβουν όλο και πιο αυξημένα στατικά φορτία, έχουν οδηγήσει σε κατασκευές ελαφρύτερες, με λεπτότερες διατομές, μεγαλύτερα ανοίγματα και αυξημένη ευκαμψία. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε κατασκευές με μειωμένη δυσκαμψία και συνεπώς μικρότερες ιδιοσυχνότητες, με αποτέλεσμα τα ιδιαίτερα δυναμικά φαινόμενα όπως είναι η διέλευση των πεζών, να αποκτούν μεγαλύτερη σημασία.

Υπάρχουν επομένως περιπτώσεις όπου τα δυναμικά χαρακτηριστικά μιας πεζογέφυρας πλησιάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εξαναγκασμένης ταλάντωσης που προκαλείται από το βάδισμα των πεζών πάνω σε αυτήν. Σε περίπτωση, λοιπόν, συγχρονισμού της συχνότητας βαδίσματος με μία ή περισσότερες από τις ιδιοσυχνότητες της πεζογέφυρας, είναι δυνατόν να δημιουργηθούν μεγάλες παραμορφώσεις και εντατικά μεγέθη, έως και μεγαλύτερων από των στατικών φορτίων, προκαλώντας αισθήματα φόβου και ανασφάλειας στους χρήστες.



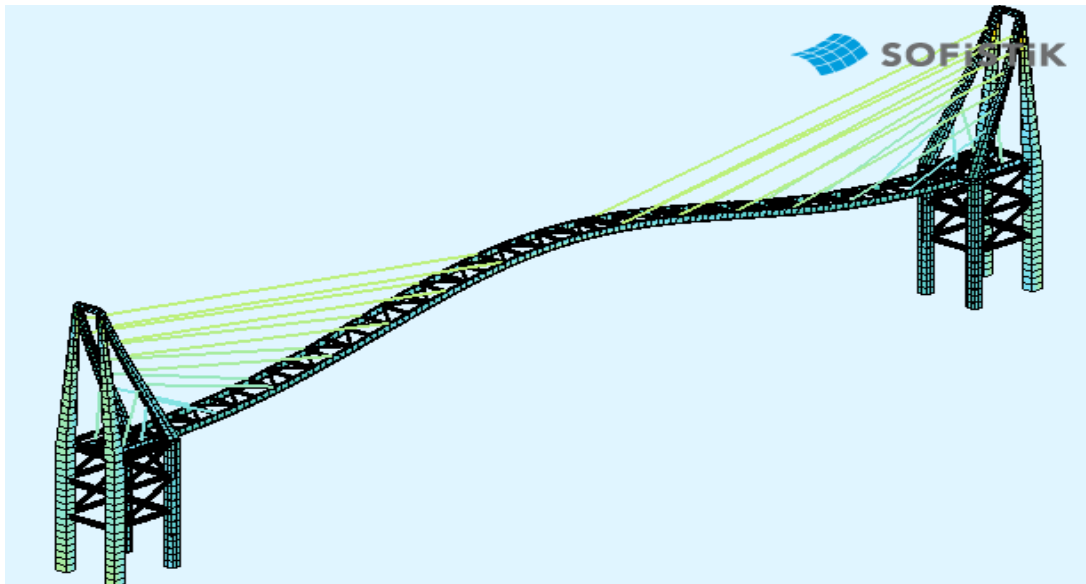
Σχήμα 8.1: Άποψη της πεζογέφυρας Millenium Bridge στο Λονδίνο, στην οποία εμφανίστηκαν έντονα δυναμικά φαινόμενα λόγω της κίνησης των πεζών.

8.3 Μελέτη της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας

Για τον έλεγχο του φορέα υπό δυναμικά φορτία γίνεται ανάλυση χρονοϊστορίας, κατά την οποία ο φορέας υποβάλλεται σε ένα δυναμικό φορτίο. Η δυναμική ανάλυση της πεζογέφυρας πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος SOFiSTiK και συγκεκριμένα του υποπρογράμματος DYNA.

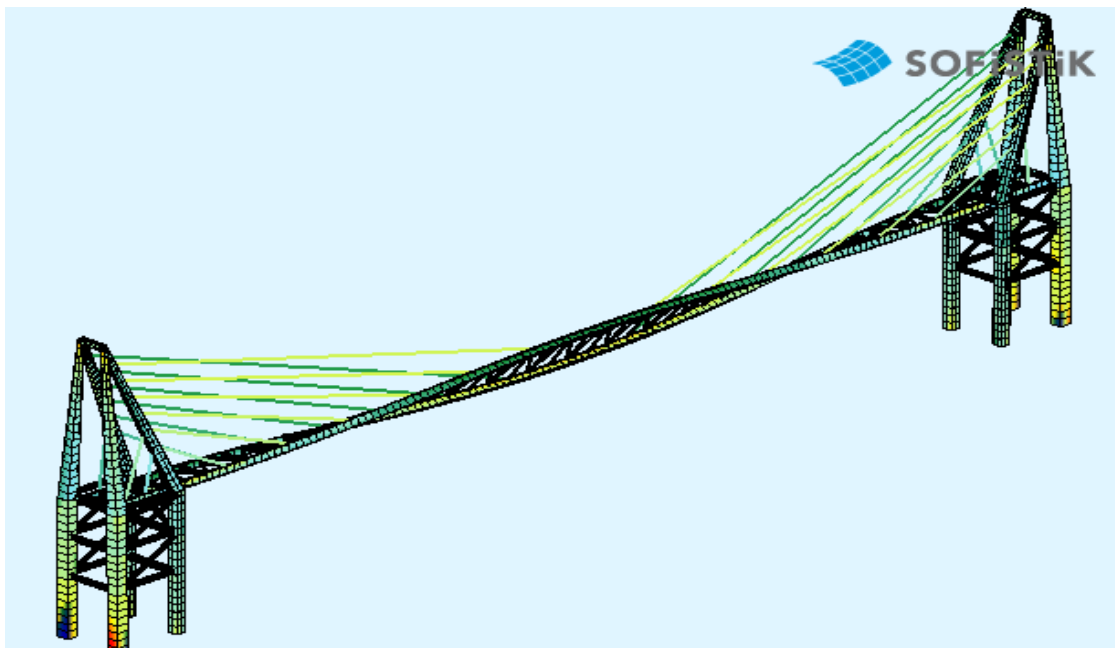
Αρχικά υπολογίστηκαν οι έξι πρώτες ιδιομορφές της πεζογέφυρας με το υποπρόγραμμα Eigenvalues του SOFiSTiK. Κατά τη διαδικασία λάβαμε υπόψη στον υπολογισμό των μαζών, εκτός του ίδιου βάρους και την προένταση των καλωδίων.

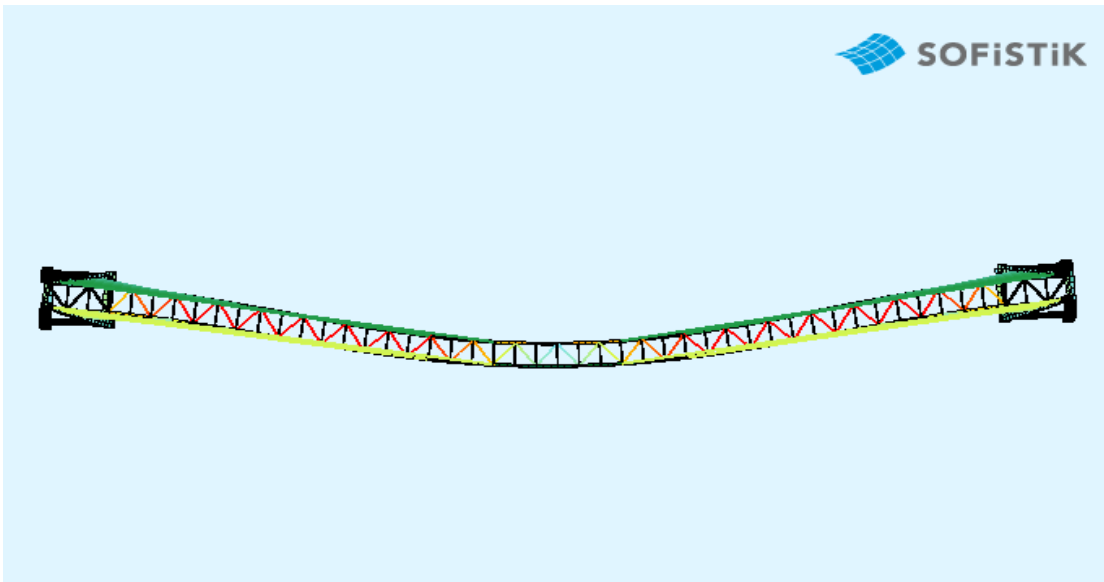
Η θεμελιώδης ιδιομορφή του φορέα είναι καμπτικής μορφής και κατακόρυφη με ιδιοσυχνότητα $f_1=0.550 \text{ Hz}$ και παρουσιάζεται στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 8.2 Θεμελιώδης κατακόρυφη ιδιομορφή $f_1=0.566\text{Hz}$

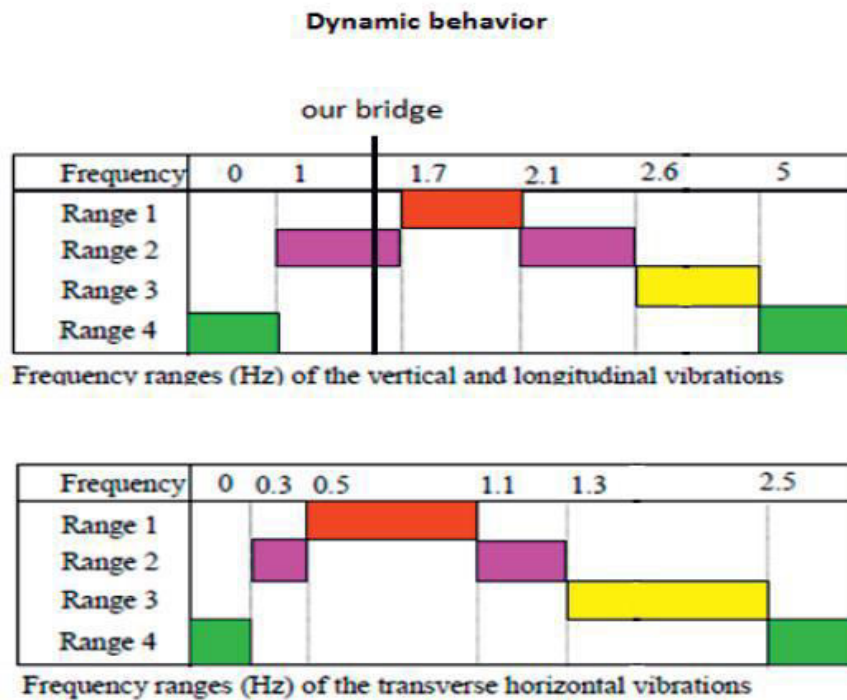
Η πρώτη οριζόντια ιδιομορφή, η οποία είναι και η δεύτερη συνολικά, έχει συχνότητα $f_2=0.623\text{ Hz}$ και η μορφή της παρουσιάζεται στα επόμενα σχήματα:





Σχήματα 8.2 και 8.3 Πρώτη οριζόντια ιδιομορφή με $f_2=0.623\text{Hz}$

Η τιμή της κατακόρυφης συνιστώσας βρίσκεται στην ασφαλή περιοχή 4 (από 0 ως 1Hz) όσον αφορά τις κατακόρυφες ιδιοσυχνότητες, οπότε μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η πεζογέφυρα δεν κινδυνεύει από την ανάπτυξη σημαντικών κατακόρυφων μετακινήσεων και επιταχύνσεων.



Πίνακας 8.1: Εύρη ιδιοσυχνοτήτων για κατακόρυφες και οριζόντιες ταλαντώσεις

Όσον αφορά την οριζόντια ιδιοσυχνότητα της πεζογέφυρας, αυτή βρίσκεται μέσα στο εύρος συχνοτήτων (0.5-1.1Hz) που θεωρούνται αρκετά επικίνδυνες για τον συντονισμό. Έτσι, θα γίνει μια περαιτέρω ανάλυση της οριζόντιας ιδιοσυχνότητας της πεζογέφυρας. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής:

Θεωρούμε ότι η πεζογέφυρα φορτίζεται με ένα πλήθος ατόμων πυκνότητας $0.8 \text{ Persons}/m^2$. Επομένως ο συνολικός αριθμός των πεζών που βρίσκεται ταυτόχρονα πάνω στην γέφυρα ισούται με $N = d \cdot A = 0.8 \cdot 576 \approx 461 \text{ Persons}$ όπου A το εμβαδόν του καταστρώματος της πεζογέφυρας.

Θεωρούμε λόγο απόσβεσης $\xi = 2\%$. Ο αριθμός των ισοδύναμων πεζών ισούται με:

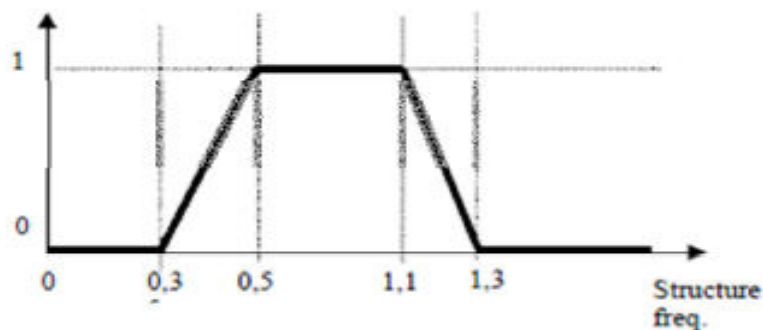
$$n_{eff} = 10.8 \cdot \sqrt{N} \cdot \xi = 10.8 \cdot \sqrt{461} \cdot 0.02 = 32.79 \approx 33 \text{ Persons}$$

Δηλαδή έχουμε μια ομάδα 33 ατόμων, τα οποία βαδίζουν με συχνότητα ίση με την οριζόντια ιδιοσυχνότητα της πεζογέφυρας.

Τέλος θεωρούμε ένα ισοδύναμο δυναμικό φορτίο ίσο με:

$$p(t) = 35 \cdot n_{eff} / A \cdot \cos(2\pi f) \cdot \psi$$

Η τιμή του συντελεστή ψ λαμβάνεται από το παρακάτω διάγραμμα για οριζόντια ιδιοσυχνότητα ίση με $f_2 = 0.623 \text{ Hz}$:



Σχήμα 8.4: Τιμές συντελεστή ψ

Οπότε το δυναμικό φορτίο θα πάρει την τιμή :

$$p(t) = 35 \cdot 31 \cdot \cos(1.202\pi) \cdot 1.00 / 496 = 0.0022 \cdot \cos(1.202\pi)$$

Η δυναμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του task 'Text editor' και το παραπάνω φορτίο προσομοιώθηκε σε 3 υποπρογράμματα (SOFILOAD,DYNA,DYNR) με τις ακόλουθες εντολές :

```
+PROG SOFILOAD urs:30.1
  LC NO 96 FACT 1 TYPE NONE
  COPY NO 95 FACT 1
  FUNC T 1.6639 F 1 T1 0 TMIN 0 TMAX 18
END
```

```
+PROG DYNA urs:8
  HEAD 0.8 persons/M^2
  ECHO OPT FULL
  PAGE LINE 99999
  CTRL OPT STYP VAL 0
  MODD D 0.04
  EIGE 6 TYPE REST LC 2001
  STEP N 60000 DT 0.001
```

```
§ORIZONTIA TALANTOSI
  LC NO 96 FACT 1
  HIST TYPE A-X FROM 2185 LCST 301
END
```

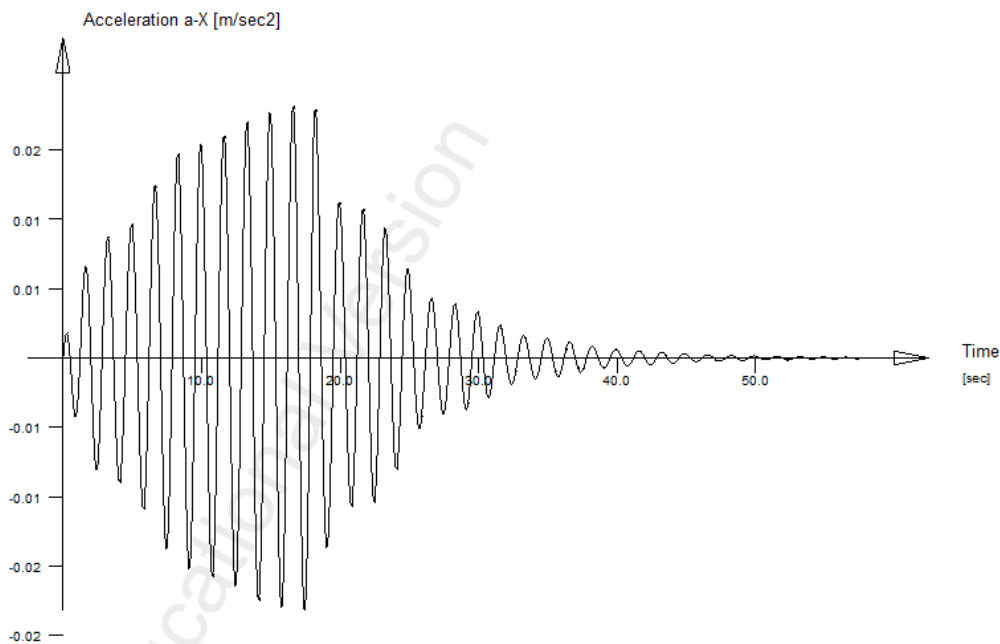
```
+PROG DYNR urs:5
  head ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ
  page lano 1
  HIST LCS 301 TYPE A-X NO1 2185
END
```

Στο παραπάνω κώδικα το υποπρόγραμμα SOFILOAD αφορά τα φορτία (Loadcases) και εδώ ορίζεται το ισοδύναμο οριζόντιο δυναμικό φορτίο Plat. Πρώτα ζητείται να δημιουργηθεί ένα νέο Loadcase με αριθμό 96 και σε αυτό να αντιγραφεί το Loadcase με αριθμό 95. Το Loadcase με αριθμό 95 έχει περαστεί σαν απλό στατικό καταναμημένο φορτίο στο κατάστρωμα από το περιβάλλον του Autocad μέσω του plugin Sofiplus-X. Η τιμή του φορτίου ορίστηκε ως η μέγιστη του Plat πιο πάνω. Στη συνέχεια δίνουμε σε αυτό το φορτίο δυναμικά χαρακτηριστικά ορίζοντας την ιδιοπερίοδο του, που αναφέρεται πιο πάνω και το χρόνο δράσης του (18 sec).

Το υποπρόγραμμα DYNA πραγματοποιεί τη δυναμική ανάλυση. Δηλώνονται τα Loadcases που περιέχουν τις ιδιομορφές, ορίζοντας το Loadcase της πρώτης και το συνολικό αριθμό των ιδιομορφών που υπολογίστηκαν, 2001 και 6 αντίστοιχα. Δηλώνεται επίσης το χρονικό διάστημα που θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση και το χρονικό βήμα κάθε υπολογισμού, 18 sec και 0,001 sec αντίστοιχα, και ο αριθμός του Loadcase για το οποίο θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση,96. Τέλος ζητείται να υπολογιστεί η οριζόντια επιτάχυνση του κόμβου με αριθμό 2185 και να αποθηκευτούν στο Loadcase με αριθμό 301. Ο κόμβος αυτός βρίσκεται στο μέσο του καταστρώματος και επιλέχθηκε ως ο πιο πιθανός για ανάπτυξη μεγάλων μετακινήσεων.

Το υποπρόγραμμα DYNR ευθύνεται για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων (Loadcase 301) της δυναμικής ανάλυσης σε όρους επιταχύνσεων του κόμβου που επιλέχθηκε.

Το διάγραμμα της οριζόντιας επιτάχυνσης που προέκυψε για το σημείο στο μέσον του καταστρώματος παρουσιάζεται στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 8.5: Οριζόντια επιτάχυνση για το σημείο στο μέσον του καταστρώματος

	0	0.1	0.15	0.3	0.8	[m/s ²]
Range 1	Max					
Range 2			Mean			
Range 3				Min.		
Range 4						Unaccept.

Πίνακας 8.2: Επίπεδα άνεσης για οριζόντια επιτάχυνση

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης του καταστρώματος ισούται με $a=0.025m/s^2$. Όπως φαίνεται οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται είναι μικρότερες από τα όρια που δίνει ο κανονισμός (πίνακας 8.2) για την μέγιστη ασφάλεια και άνεση του χρήστη, καθώς και από το όριο στο οποίο ενδέχεται να εμφανιστεί το φαινόμενο του οριζόντιου *lock-in*, επομένως η πεζογέφυρα δεν κινδυνεύει από δυναμικά φαινόμενα.

Η ίδια διαδικασία επαναλήφθηκε λαμβάνοντας υπόψη την μάζα των πεζών στον υπολογισμό των ιδιοσυχνοτήτων. Για ισοδύναμο αριθμό πεζών στη γέφυρα ίσο με 33, λήφθηκε ως δυσμενές η μάζα ενός μέσου ενήλικα να είναι $100kg=1KN$. Η τιμή αυτή ανάχθηκε στην επιφάνεια του καταστρώματος ως στατικό κατανεμημένο φορτίο ίσο με $33/496=0.0665 KN/m^2$.

Οι ιδιοσυχνότητες που προέκυψαν έχουν το ίδιο σχήμα ιδιομορφής όπως προηγουμένως και ισούνται:

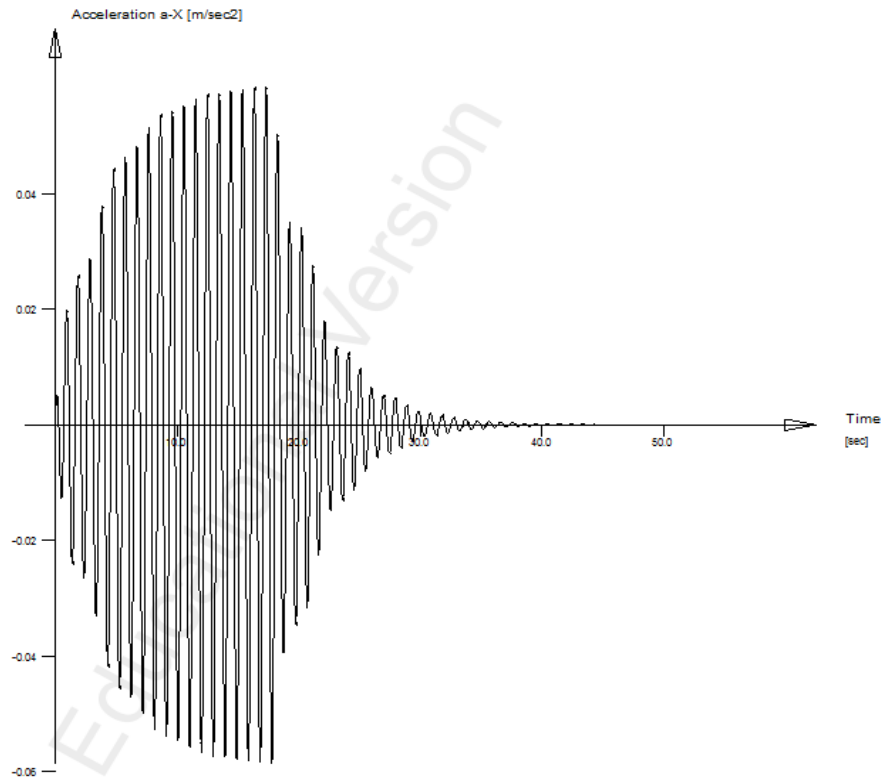
Η θεμελιώδης και πρώτη κατακόρυφη : $f_1=0.946Hz$

Η πρώτη οριζόντια : $f_2=1.038Hz$

Με βάση τον πίνακα 8.1, η κατακόρυφη ιδιοσυχνότητα δεν χρειάζεται ανάλυση, όμως η οριζόντια βρίσκεται στα όρια που είναι επικίνδυνα για την πεζογέφυρα ($0.5 < f < 1.1$) και θα αναλυθεί όπως προηγουμένως:

Το ισοδύναμο δυναμικό φορτίο δεν αλλάζει κατά απόλυτη τιμή, μόνο το αρμονικό τμήμα λόγω αλλαγής της ιδιοσυχνότητας δηλαδή $p(t)=0.0022 \cdot \cos(2.076 \cdot \pi t)$

Το διάγραμμα των οριζόντιων επιταχύνσεων που προέκυψε από την δυναμική ανάλυση του βαδίσματος των πεζών και παρουσιάζεται στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 8.6: Οριζόντια επιτάχυνση για το σημείο στο μέσον του καταστρώματος

Παρατηρούμε από το σχήμα 8.6 ότι η μέγιστη τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης του καταστρώματος ισούται με $a=0.06m/s^2$. Η τιμή αυτή σύμφωνα με τον πίνακα 8.2 ανήκει στο μέγιστο επίπεδο άνεσης για την κυκλοφορία των πεζών.

Συμπερασματικά , η πεζογέφυρα μπορεί να θεωρηθεί ασφαλής έναντι δυναμικών φαινομένων.

9. Εφέδρανα

9.1 Εισαγωγή

Τα εφέδρανα είναι μηχανικά στοιχεία, με προορισμό να μεταφέρουν στα βάρη τα φορτία, τα οποία επενεργούν στο φορέα της γέφυρας. Επιπλέον, παρέχουν τη δυνατότητα σχετικών μετακινήσεων και στροφών στις θέσεις όπου τοποθετούνται, εφόσον αυτές δεν παρεμποδίζονται με κατασκευαστικά μέτρα. Τα φορτία που μεταβιβάζονται είναι κατακόρυφα και οριζόντια (διαμήκη ή εγκάρσια), οι δε μετακινήσεις οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές ή σε άμεση φόρτιση της γέφυρας.

Τύποι εφεδράνων:

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

Εφέδρανα:

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

Παραλαβή:

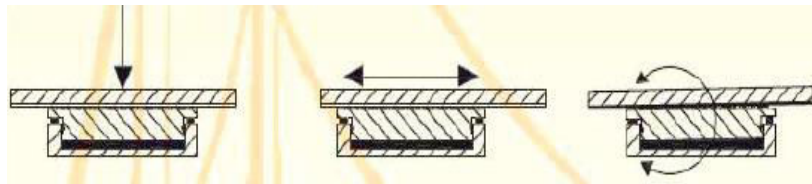
- Θλιπτικών δυνάμεων
- Θλιπτικών και εφελκυστικών δυνάμεων

9.2 Επιλογή τύπου εφεδράνων

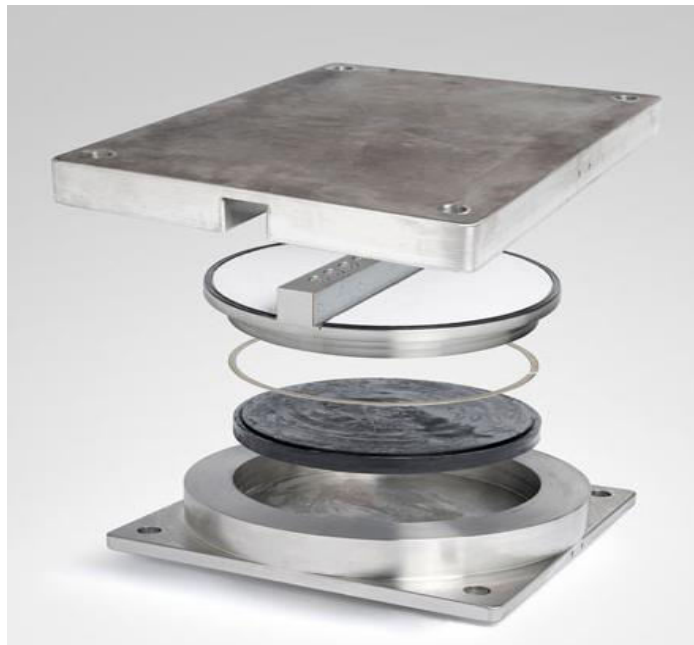
Για την συγκεκριμένη πεζογέφυρα επιλέχτηκε να χρησιμοποιηθούν εφέδρανα δοχείου (pot bearings). Τα εφέδρανα δοχείου επιτρέπουν την παραλαβή μεγάλων θλιπτικών δυνάμεων μέσω ενός άοπλου ελαστομερούς από φυσικό καουτσούκ, το οποίο τοποθετείται σε ένα κλειστό δοχείο. Το μέγεθος του εφεδράνου εξαρτάται από 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 των εφεδράνων είναι:

1. Η βάση από ένα χαλύβδινο στρογγυλό δοχείο
2. Ένας ελαστομερής δίσκος τοποθετούμενος μέσα στη βάση
3. Το καπάκι στο άνω μέρος του οποίου εγκιβωτίζεται ένας δίσκος από τεφλόν που επιτρέπει την ολίσθηση
4. Η πλάκα ολίσθησης από ευγενή χάλυβα.
5. 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 Έντασεις γενικά σε εφέδρανα δοχείου



Σχήμα 9.2 Στοιχεία εφεδράνου δοχείου

Τα εφέδρανα που χρησιμοποιήθηκαν για τη σεισμική μόνωση της πεζογέφυρας ήταν 3 διαφορετικών τύπων, όσον αφορά τις κινηματικές δεσμεύσεις τους.

Στην πεζογέφυρα έχουμε 8 σημεία τοποθέτησης εφεδράνων, 2 σε κάθε άκρο της και 4 στα σημεία που γεφυρώνουν το μεσαίο με τα ακραία τμήματα της .

- Ακραία Εφέδρανα
Επιτρέπουν την ελεύθερη κίνηση του καταστρώματος κατά τη διαμήκη διεύθυνση, όπως και την στροφή του κατά την εγκάρσια έννοια , ενώ περιορίζουν όλες τις υπόλοιπες μετακινήσεις και στροφές προς τις άλλες διευθύνσεις.
- Κεντρικά Εφέδρανα
Τα κεντρικά εφέδρανα που τοποθετούνται παράλληλα με την τοποθέτηση του πρώτου κομματιού του καταστρώματος κατά την προβολοδόμηση, θα αντικατασταθούν μετά την συνολική προένταση των καλωδίων του καταστρώματος δηλαδή πριν την φάση τοποθέτησης του ξύλινου καταστρώματος. Τα νέα εφέδρανα θα διαφοροποιούνται από τα προηγούμενα , όσον αφορά την ελευθέρωση των στροφών των διευθύνσεων και την ελευθέρωση της διαμήκης κίνησης του καταστρώματος και γενικά της μονολιθικής σύνδεσης των πυλώνων με το κατάστρωμα.

9.3 Διαστασιολόγηση εφεδράνων

Η επιλογή των διαστάσεων για ένα εφέδρανο δοχείου, γίνεται χρησιμοποιώντας τον παρακάτω πίνακα για τη δυσμενή φόρτιση OKA: $1.35G + 1.0P + 1.50W + 0.54Q$ και το σεισμικό συνδυασμό: $1.0G + 1.0P + 1.0E$ και επιλέγοντας τη δυσμενέστερη περίπτωση.

Επιλέχθηκαν εφέδρανα pot bearings τύπου Fixed(TF) για τα μεσαία εφέδρανα φάσεων κατασκευής, και τύπου Guided(TGe) για τα υπόλοιπα, από τους καταλόγους της εταιρείας TRELLEBORG.

Τα τελικά μεσαία εφέδρανα της πεζογέφυρας θα είναι POT Bearings UpLift Restrain Force, ώστε να παραλάβουν τις εφελκυστικές δυνάμεις που ασκούνται σε αυτά μετά την τοποθέτηση του ξύλινου καταστρώματος και κατά τη διάρκεια της λειτουργίας της. Τα εφέδρανα θα διαστασιολογηθούν με βάση την μέγιστη οριζόντια δύναμη και ο τύπος τους θα εξαρτηθεί από τις συνθήκες στήριξης που περιγράφονται παραπάνω.

Για τις οριζόντιες δυνάμεις σχεδιασμού των εφεδράνων της εταιρείας TRELLEBORG είναι $H_{max}=0.10 \cdot V$

Permissible concrete pressure = 26 N/mm ²					
type of bearing	load V kN	H mm	Dcover mm	Do 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
TF -15	15000	155	940	940	654
TF -16	16000	158	970	970	714
TF -17	17000	161	1000	1000	768
TF -18	18000	168	1030	1030	856
TF -19	19000	170	1060	1060	913
TF -20	20000	175	1090	1090	994
TF -22	22000	183	1140	1140	1127
TF -24	24000	190	1190	1190	1277
TF -26	26000	198	1240	1240	1449
TF -28	28000	203	1280	1280	1570
TF -30	30000	210	1330	1330	1754

Σχήμα 9.1 Κατάλογος pot bearings τύπου Fixed

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
TGe - 1	1000	117	270	330	440	118	555	134	670	150
TGe - 2	2000	123	360	420	530	167	645	186	760	204
TGe - 3	3000	129	420	480	590	213	705	237	820	261
TGe - 4	4000	136	490	550	660	292	775	316	890	339
TGe - 5	5000	145	550	610	720	363	835	404	950	445
TGe - 6	6000	149	590	650	760	421	875	460	990	499
TGe - 7	7000	156	640	700	810	491	925	539	1040	586
TGe - 8	8000	162	690	750	860	576	975	629	1090	681
TGe - 9	9000	169	720	780	890	639	1005	698	1120	757
TGe -10	10000	75	760	820	930	732	1045	796	1160	859
TGe -11	11000	180	800	860	970	823	1085	892	1200	961
TGe -12	12000	186	840	900	1010	930	1125	1000	1240	1069
TGe -13	13000	188	860	920	1030	977	1145	1054	1260	1130
TGe -14	14000	195	900	960	1070	1102	1185	1179	1300	1256
TGe -15	15000	201	930	990	1100	1205	1215	1287	1330	1369
TGe -16	16000	203	960	1020	1130	1299	1245	1386	1360	1472
TGe -17	17000	209	990	1050	1160	1408	1275	1505	1390	1601
TGe -18	18000	217	1020	1080	1190	1562	1305	1659	1420	1755
TGe -19	19000	222	1050	1110	1220	1680	1335	1787	1450	1894
TGe -20	20000	226	1070	1130	1240	1766	1355	1877	1470	1988
TGe -22	22000	236	1130	1190	1300	2049	1415	2164	1530	2278
TGe -24	24000	243	1180	1240	1350	2289	1465	2420	1580	2551
TGe -26	26000	250	1220	1280	1410	2536	1535	2677	1660	2817
TGe -28	28000	263	1270	1330	1460	2919	1585	3072	1710	3224
TGe -30	30000	270	1320	1380	1510	3212	1635	3374	1760	3535

Σχήμα 9.2 Κατάλογος pot bearings τύπου Guided

➤ **Συνδυασμός $1.35G + 1.0P + 1.50W + 0.54Q$**

-Ακραία εφέδρανα: $N=441.30KN$, $H=1716KN$

-Μεσαία εφέδρανα φάσεων κατασκευής: $N=223.50KN$, $H=1984.50KN$

-Μεσαία εφέδρανα λειτουργίας : $N=-517.50KN$, $H=2557KN$

➤ **Συνδυασμός $1.0G + 1.0P + 1.0E + 0.50\Delta T$**

-Ακραία εφέδρανα: $N=401.40KN$, $H=1315KN$

-Μεσαία εφέδρανα φάσεων κατασκευής: $N=205.61KN$, $H=1730.54KN$

-Μεσαία εφέδρανα λειτουργίας : $N=-327.12KN$, $H=2015KN$

Οι διαστάσεις των εφεδράνων δοχείου επιλέγονται από τους καταλόγους των σχημάτων 9.1 και 9.2, με βάση το δυσμενέστερο συνδυασμό, δηλαδή το συνδυασμό της ΟΚΑ και θα είναι:

➤ *TGe-18* για τα ακραία εφέδρανα

➤ *TF-20* για τα μεσαία εφέδρανα φάσεων κατασκευής

➤ *TGe-26 UpLift (Restraining Forces)* για τα μεσαία εφέδρανα λειτουργίας

Με τις αντίστοιχες διαστάσεις που δίνονται από τους καταλόγους των σχημάτων 9.1 και 9.2.

10. Κατασκευαστικές λεπτομέρειες και συνδέσεις

10.1 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.

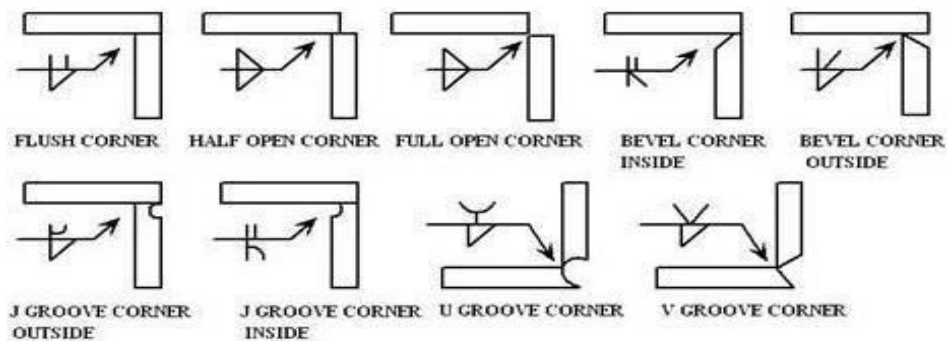
10.2 Συνδέσεις

10.2.1 Συγκολλήσεις

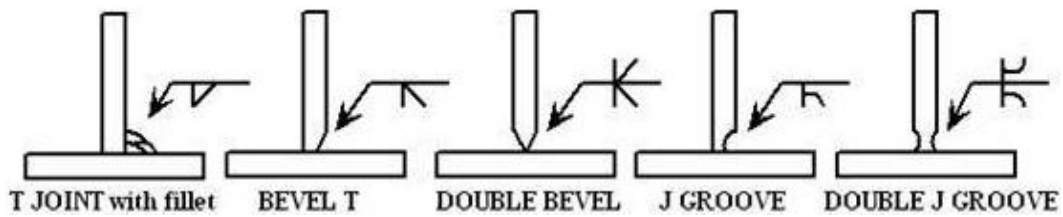
Με τις συγκολλήσεις εξασφαλίζεται η μονολιθικότητα μεταξύ των συνδεόμενων τμημάτων. Συγκολλήσεις πραγματοποιούνται τόσο στο εργοστάσιο για τη κατασκευή των δομικών στοιχείων από επιμέρους ελάσματα ή τη κατασκευή προκατασκευασμένων τμημάτων από επιμέρους δομικά στοιχεία, όσο και στο εργοτάξιο για την σύνδεση των επιμέρους τμημάτων και τη κατασκευή της γέφυρας.

Υπάρχουν διάφορα είδη συγκολλήσεων (εσωραφές, εξωραφές, ραφές οπής-σχισμής κ.α.) από τις οποίες πρέπει να επιλέγεται σε κάθε περίπτωση η κατάλληλη. Στη συγκεκριμένη μελέτη επιλέχθηκε οι συγκολλήσεις να είναι εσωραφές πλήρους διείδυσης.

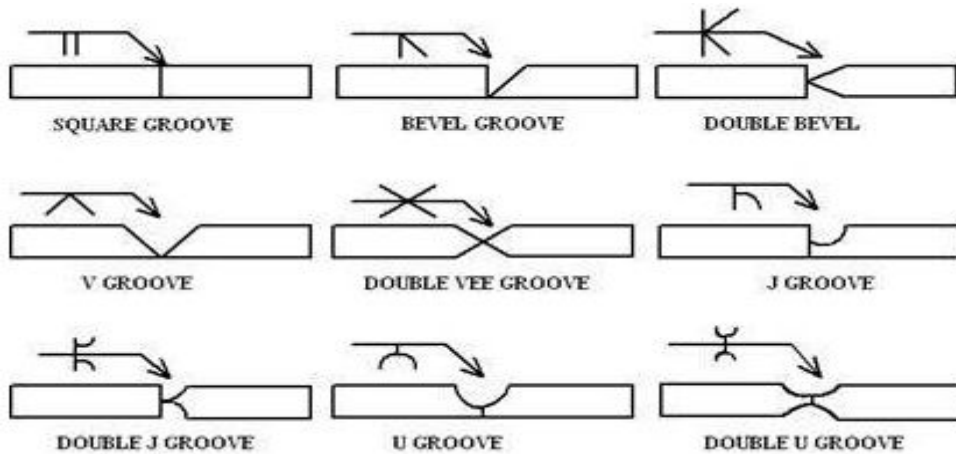
Για την πραγματοποίηση εσωραφών απαιτείται προηγουμένως μία προετοιμασία των επιφανειών σύνδεσης. Συγκεκριμένα πρέπει να διαμορφωθούν - λοξοτομηθούν τα άκρα των τεμαχίων συγκόλλησης για να εισχωρήσει το υλικό συγκόλλησης σε όλο το πλάτος τους. Ανάλογα με τη διάταξη των τεμαχίων συγκόλλησης υπάρχουν διάφορα είδη λοξοτόμησης όπως φαίνεται στα επόμενα σχήματα από τις οποίες επιλέγεται η καταλληλότερη.



Σχήμα 10.1: Διαμόρφωση για συγκολλήσεις σε γωνία



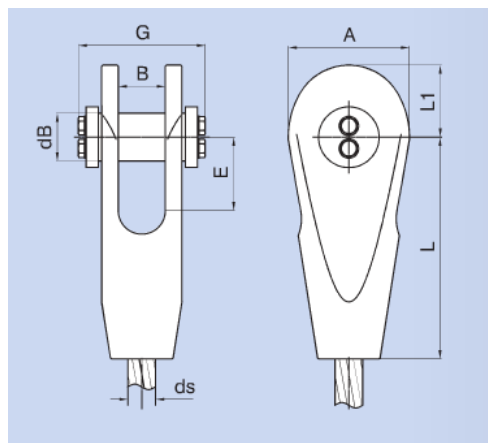
Σχήμα 10.2: Διαμόρφωση για συγκόλληση σε κόμβο T



Σχήμα 10.3: Διαμόρφωση για συγκόλληση σε αποκατάσταση συνέχειας

10.2.2 Σύνδεση καλωδίων

Η σύνδεση των καλωδίων στο κατάστρωμα και στους πυλώνες θα γίνει με τη χρήση πείρων και ελασμάτων. Στο EN 1993-1-8 δίνονται οδηγίες για το σχεδιασμό τέτοιων συνδέσεων. Στη συγκεκριμένη εργασία επιλέγονται έτοιμες συνδέσεις από το πίνακα 10.1, που παρέχεται από την εταιρεία PFEIFER, σε αντιστοιχία με τα καλώδια που επιλέχθηκαν.



Σχήμα 10.4: Μορφή κοχλιωτής σύνδεσης

Größe size	min. max.																Ges.-Gewicht* tot.-weight		max. d _s mm
	A mm	B mm	B ₁ mm	B ₁ mm	d _B mm	d _L mm	E mm	G mm	L ₁ mm	L mm	AL mm	t mm	t _B mm	F mm	d _A mm	a mm	kg		
PV 40	93	35	29	31	39	42	57	108	57	168	110	20	5	62	100	3	4	21	
PV 60	116	43	36	39	44	47	70	128	68	208	120	20	8	75	100	4	7	26	
PV 90	137	52	45	48	54	57	83	152	86	248	140	25	10	90	120	5	12	31	
PV 115	153	60	52	55	59	62	93	168	91	280	155	30	12	100	130	5	17	35	
PV 150	176	68	60	63	64	67	106	183	98	320	180	30	15	110	150	6	24	40	
PV 195	197	77	69	72	73	76	120	213	110	360	200	40	15	120	170	6	34	45	
PV 240	220	85	76	79	83	86	133	227	123	400	220	40	18	140	180	7	47	50	
PV 300	241	94	85	88	88	91	146	257	140	440	240	50	18	150	200	7	63	55	
PV 360	263	102	92	96	98	101	159	273	153	480	270	50	22	170	230	8	81	60	
PV 420	285	111	100	105	108	111	173	306	165	520	300	50	25	185	250	10	104	65	
PV 490	308	119	107	112	118	121	186	321	178	560	320	50	30	200	270	11	131	70	
PV 560	329	128	114	121	128	131	199	346	195	600	340	60	30	215	290	11	163	75	
PV 640	351	136	121	128	138	141	212	368	208	640	370	60	32	235	310	12	197	80	
PV 720	372	145	129	137	142	145	226	382	220	680	390	60	35	245	330	13	232	85	
PV 810	395	153	136	145	153	156	239	406	233	720	420	60	40	260	350	14	280	90	
PV 910	416	162	144	153	162	165	252	432	253	760	440	60	45	275	370	16	330	95	
PV 1010	438	170	151	161	172	175	265	457	263	800	470	70	45	290	400	16	386	100	

Πίνακας 10.1: Προσφερόμενες κοχλιωτές συνδέσεις από την εταιρεία PFEIFER

Αν και χρησιμοποιήθηκαν τέσσερα μεγέθη καλωδίων, επιλέγεται ένα μέγεθος για τις συνδέσεις. Αυτό γίνεται για να χρησιμοποιηθούν ίδιου πάχους μεσαία ελάσματα. Επομένως επιλέγεται σύνδεση μεγέθους PV 150 ως δυσμενέστερη. Για τα ελάσματα επιλέγεται πάχος 60 mm (ελάχιστο επιτρεπόμενο για τη συγκεκριμένη σύνδεση με βάση τον πίνακα 10.1), ποιότητα χάλυβα S355 και γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι.

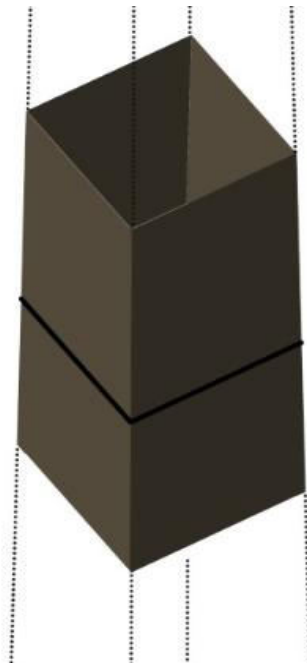
- Ελέγχεται η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας. Η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στα καλώδια στην Ο.Κ.Α. είναι 800.70 KN (καλώδιο 8)
 $F_{b,Rd}=1.5 \cdot t \cdot d \cdot f_u / \gamma_{M0}=1.50 \cdot 0.06 \cdot 0.064 \cdot 355000 / 1.00=2044.80KN > 800.70KN$
- Για αντικαταστάσιμους πείρους πρέπει επιπλέον να ισχύει η επόμενη ανίσωση. Η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στα καλώδια στην Ο.Κ.Α. είναι 610KN.
 $F_{b,Rd}=0.6 \cdot t \cdot d \cdot f_u / \gamma_{M6,ser}=0.60 \cdot 0.06 \cdot 0.064 \cdot 355000 / 1.00=817.92KN > 610KN$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται, επομένως το πάχος και η ποιότητα χάλυβα των ελασμάτων επαρκούν.

10.3 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες



Σχήμα 10.5: Συγκολλητή σύνδεση κύριας δοκού-διαδοκίδας και διαγωνίων συνδέσμων



Σχήμα 10.6: Αποκατάσταση συνέχειας διατομής πυλώνα με εσωραφή πλήρους διείσδυσης



Σχήμα 10.7: Σύνδεση καλωδίου-κυρίας δοκού με αρθρωτό σύστημα που αποτελείται από ελάσματα και πείρο

11.Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α. (2006α). «Σύμμικτες γέφυρες – Οδηγός σχεδιασμού με βάση τα DIN-Fachberichte και τους Ευρωκώδικες», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι. (2008). «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες (2η έκδοση)», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Διπλωματική Εργασία : «Σχεδιασμός Καλωδιωτής Πεζογέφυρας επί της Λεωφόρου Ποσειδώνος», Παναγιώτης Α. Τσαρπαλής, Επιβλέπων: κ. Ιωάννης Βάγιας, καθηγητής ΕΜΠ, Αθήνα, Μάρτιος 2015
7. Διπλωματική Εργασία : «Σχεδιασμός δίδυμης καμπύλης καλωδιωτής πεζογέφυρας», Καλλιγιά Α. Σ., Μωραλόγλου Ι. Γ. Επιβλέποντες: κ.Φαίδων Καρυδάκης, λέκτορας ΕΜΠ,κ. Ιωάννης Βάγιας, καθηγητής ΕΜΠ ,Αθήνα,Μάρτιος 2015
8. Διπλωματική Εργασία : «Σχεδιασμός μεταλλικής καλωδιωτής πεζογέφυρας με δίδυμους πυλώνες», Δημήτρης Μ.Ζαχαρίου, Επιβλέπων: κ.Παύλος Θανόπουλος , λέκτορας ΕΜΠ, Αθήνα, Οκτώμβριος 2015
9. Διπλωματική Εργασία : «Φορτία χιονιού & Ανέμου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1»,Μαρίνα Παπαγιάννη , εισηγητής καθηγητής : Δρ. Μώκος Βασίλειος ,επιστημονικός συνεργάτης ΤΕΙ Πειραιά , Αθήνα , Δεκέμβριος 2010
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. EN1991-2: Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.

13. EN1991-1-4: Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
14. EN1991-1-5: Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
15. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
16. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
17. EN1991-11-1: Ευρωκώδικας 1: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-11: Σχεδιασμός κατασκευών από εφελκυσόμενα στοιχεία, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
18. EN 1994-2: Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γενικοί κανόνες κανόνες για γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005
19. Ιστοσελίδα της Pfeifer: <http://www.pfeifer.de/>
20. Ιστοσελίδα της TRELLEBORG: <http://www.trelleborg.com/en/engineered-products/>