

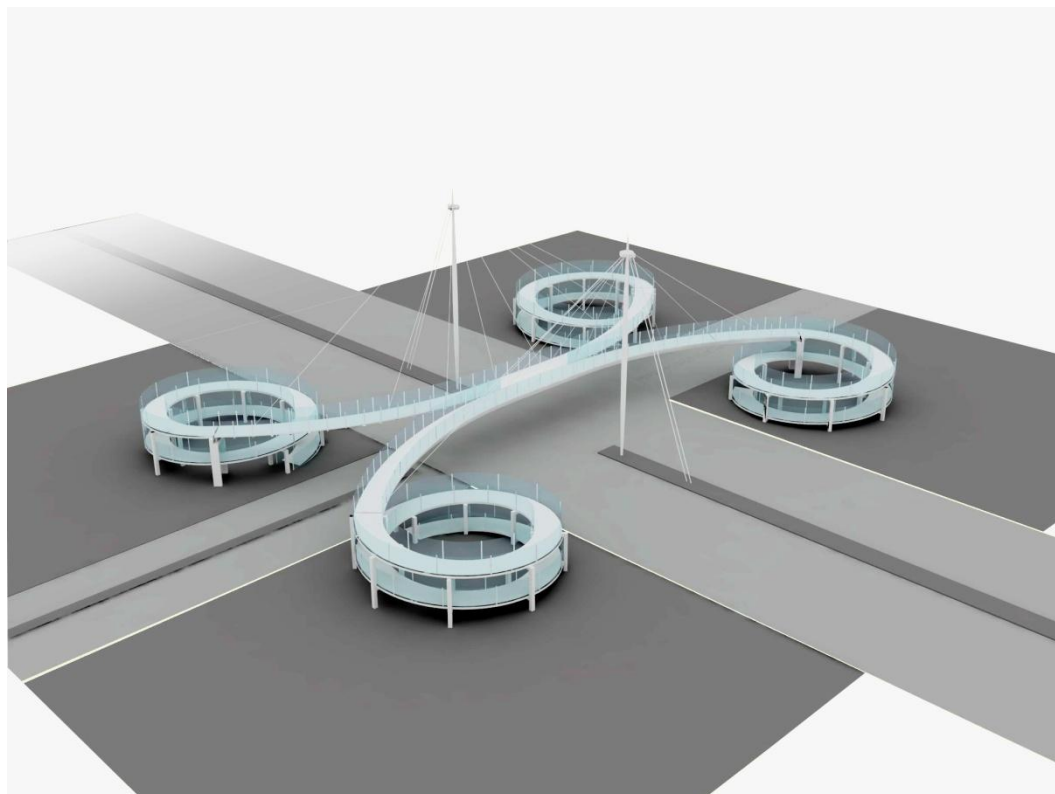


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός δίδυμης καμπύλης καλωδιωτής πεζογέφυρας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αλεξία Ίρις Σ. Καλλιγά

Ιωάννης Γ. Μωραλόγλου

Επιβλέποντες:

κ. Φαίδων Καρυδάκης

κ. Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Μάρτιος 2015

ΕΜΚ ΔΕ 2014 26

Καλλιγά Α. Σ.
Μωραλόγλου Ι. Γ. (2015).
Σχεδιασμός δίδυμης καμπύλης καλωδιωτής πεζογέφυρας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2014/26
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kalliga A. S.
Moraloglou I. G. (2015).
Design of twin curved in plan cable stayed pedestrian bridge
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2014/26
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	1
Abstract	2
Ευχαριστίες.....	3
1 Γενική περιγραφή του έργου και των χαρακτηριστικών του.....	5
1.1 Παρουσίαση του έργου.....	5
1.2 Τρόπος παρραλαβής των φορτίων.....	11
1.3 Ποιότητες υλικών και παραδοχές	12
1.4 Ακραίες στηρίξεις καταστρώματος	14
1.4.1 Κινηματικές δεσμεύσεις καταστρώματος.....	14
1.4.2 Επίτευξη κινηματικών δεσμεύσεων	15
1.5 Φάσεις ανέγερσης του φορέα	18
1.6 Δράσεις επί των πεζογεφυρών	19
1.6.1 Γενικά.....	19
1.6.2 Φορτίσεις επί των πεζογεφυρών	19
1.6.3 Υπολογισμός δυνάμεων ανέμου.....	20
1.6.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές	26
1.7 Συνδυασμοί δράσεων.....	28
2 Ανάλυση του φορέα.....	33
2.1 Λογισμικό ανάλυσης Sofistik.....	33
2.2 Περιγραφή και έλεγχος καλωδίων.....	36
2.2.1 Προένταση καλωδίων.....	36
2.2.2 Έλεγχος καλωδίων στην Ο.Κ.Α.	39
2.3 Παρουσίαση και έλεγχος κύριας δοκού.....	40
2.3.1 Μεθοδολογία ελέγχου κύριας δοκού.....	41
2.3.2 Ρηγμάτωση σκυροδέματος.....	42
2.3.3 Έλεγχος κύριας δοκού στην Ο.Κ.Α.....	43
2.3.4 Έλεγχος κύριας δοκού στην Ο.Κ.Λ.....	47
2.4 Ανάλυση και έλεγχος διαδοκίδων	52
2.4.1 Διαδοκίδες καμπύλων τμημάτων	52
2.4.2 Διαδοκίδες κεντρικού τμήματος	55
2.5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας καταστρώματος.....	59
2.5.1 Υπολογισμός πλάκας σκυροδέματος	59
2.5.2 Οπλισμός ρηγμάτωσης.....	59
2.5.3 Υπολογισμός χαλυβδόφυλλου	60
2.5.4 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής	63
2.5.5 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στη φάση λειτουργίας	64
2.6 Μεταλλικοί πυλώνες.....	65
2.6.1 Έλεγχος πυλώνα έναντι λυγισμού.....	65
2.7 Έλεγχος σύνδεσης καταστρώματος και βάθρων	67
2.7.1 Έλεγχος εφεδράνου στην περιοχή της κύριας δοκού.....	67
2.7.2 Έλεγχος εφεδράνου στην περιοχή της διαδοκίδας	68
3 Πρόσβαση στη πεζογέφυρα	70
3.1 Ράμπα ανάβασης – Γενικά στοιχεία	70
3.2 Διαστασιολόγηση πλάκας ράμπας.....	72
3.3 Διαστασιολόγηση δοκών έδρασης.....	73
3.3.1 Δοκοί έδρασης ράμπας.....	73

3.3.2	Δοκός έδρασης στη περιοχή του βάθρου	79
4	Μελέτη δυναμικής απόκρισης πεζογέφυρας υποβαλλόμενης σε ανθρώπινο φορτίο	83
4.1	Περιγραφή φόρτισης από 1 πεζό	83
4.2	Κριτήρια αξιολόγησης ταλαντώσεων	84
4.3	Εισαγωγή φορέα στο Sofistik	85
4.4	Ιδιομορφές γέφυρας	85
4.5	Μελέτη δυναμικής απόκρισης	87
4.5.1	Κίνηση ενός πεζού	87
4.5.2	Κίνηση ομάδας 8 πεζών	88
4.5.3	Κίνηση ομάδας 20 πεζών	89
5	Βιβλιογραφία	93

Σχεδιασμός δίδυμης καμπύλης καλωδιωτής πεζογέφυρας

Καλλιγά Α. Σ.
Μωραλόγλου Ι. Γ.
Επιβλέποντες: Καρυδάκης Φ.
Βάγιας Ι.

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός μίας καλωδιωτής σύμμικτης πεζογέφυρας καμπύλης σε κάτοψη. Η υπό μελέτη περιοχή είναι η διασταύρωση της Λεωφόρου Αθηνών και της οδού Καραϊσκάκη στο Χαϊδάρι (Παλατάκι). Λόγω της σημαντικής και προς κάθε κατεύθυνση ροής πεζών στο σημείο αυτό, ο σχεδιασμός της γέφυρας έχει στόχο να είναι δυνατή η πρόσβαση σε αυτή από όλα τα άκρα της διασταύρωσης.

Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζονται αναλυτικά τα μέλη από τα οποία αποτελείται η πεζογέφυρα και ο τρόπος στήριξής τους. Γίνεται επίσης υπολογισμός των δράσεων και μορφώνονται οι συνδυασμοί δράσεων με τους οποίους θα γίνουν οι απαιτούμενοι έλεγχοι. Τέλος, περιγράφονται οι φάσεις κατασκευής της γέφυρας οι οποίες έχουν ληφθεί υπόψιν στην ανάλυση.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται ο τρόπος προσομοίωσης του φορέα στο λογισμικό ανάλυσης Sofistik GmbH. Η εισαγωγή και η ανάλυση των φάσεων κατασκευής της πεζογέφυρας έγινε μέσω του υποπρογράμματος Construction Stage Manager, ώστε να προσομοιωθεί η πραγματική συμπεριφορά του φορέα. Ακολουθούν αναλυτικά οι έλεγχοι που έγιναν για κάθε μέλος της πεζογέφυρας.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται ο τρόπος πρόσβασης στην πεζογέφυρα. Πιο συγκεκριμένα, επιλέγεται να κατασκευαστούν τέσσερις ράμπες ανάβασης, μία σε κάθε άκρο της διασταύρωσης. Ακολουθεί η αναλυτική περιγραφή της γεωμετρίας τους και η διαστασιολόγηση και όπλιση των μελών που την αποτελούν.

Τέλος, μελετάται η δυναμική απόκριση της πεζογέφυρας υποβαλλόμενη σε φορτία διέλευσης πεζών. Τα φορτία προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα Sofistik με την βοήθεια του υποπρογράμματος DYNA. Η ανάλυση έγινε για φορτίο ενός πεζού και συχρονισμένης ομάδας 8 και 20 πεζών.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2014/26

Design of twin curved in plan cable stayed pedestrian bridge

Kalliga A. S.
Moraloglou I. G.
Supervised by: Karydakis P.
Vayas I.

Abstract

The goal of this diploma thesis is the design of a twin, cable-stayed, curved in plan pedestrian bridge. The under study area is the intersection of Athinon Avenue and Karaiskaki Street at Haidari (Palataki). Due to the heavy and multidirectional pedestrian flow, the bridge is designed to be accessible from each corner of the intersection.

The first chapter presents the structural elements of the bridge. In addition, the loads that act upon the bridge are calculated and the load combinations are formed. Finally, there is a description of the construction stages of the footbridge, which have been taken into consideration for the analysis.

The second chapter includes the modeling procedure of the footbridge for the analysis using the Sofistik GmbH software. The input and analysis of the load combinations in each construction stage was performed using the subprogram Construction Stage Manager is used. Moreover, each structural element of the bridge is checked under the Ultimate Limit State and the Serviceability Limit State load combinations.

At the third chapter the access to the bridge is examined. Specifically, four ramps will be constructed, one at each corner of the intersection. Furthermore, the ramps' geometry is analyzed and the members that form them are designed.

Finally, a dynamic analysis for the pedestrian induced loading is performed. The analysis is made with the use of the DYNA subprogram. The pedestrian loadings correspond to the movement of one pedestrian and the movement of a group of eight and twenty pedestrians.

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας τη διπλωματική μας εργασία, θα θέλαμε αρχικά να ευχαριστήσουμε θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μας κ. Φαίδωνα Καρυδάκη, για την καθοδήγηση και συμβολή του στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Ακόμη, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον καθηγητή κ. Ιωάννη Βάγια, τον αναπληρωτή καθηγητή κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη και τον λέκτορα κ. Παύλο Θανόπουλο για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μας εργασίας.

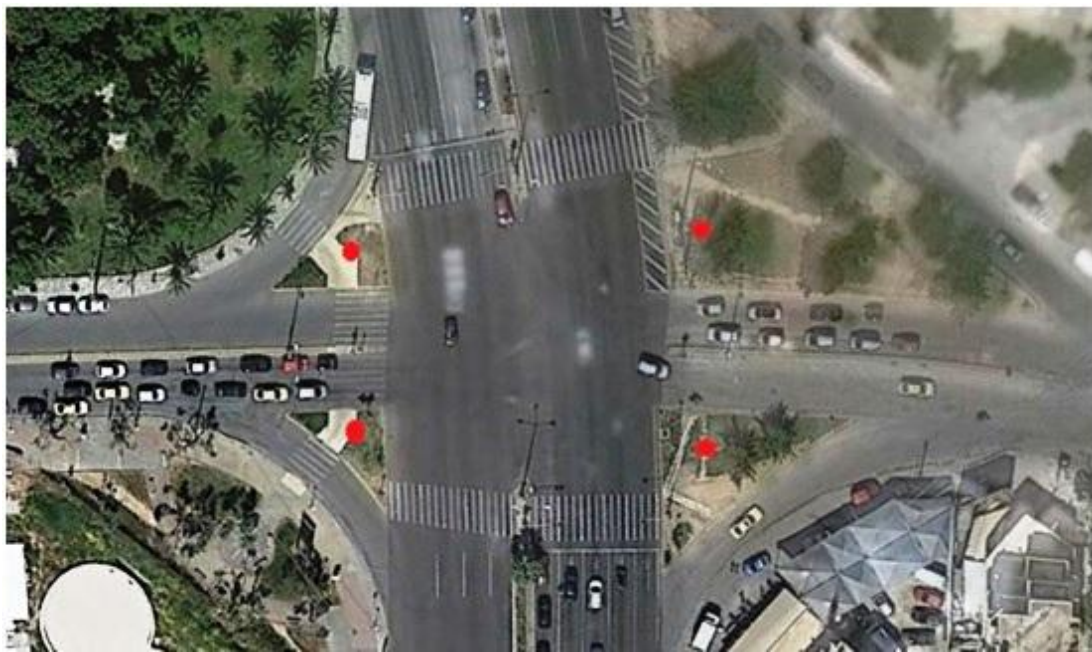
Τέλος οφείλουμε ένα μεγάλο ευχαριστώ στις οικογένειες και τους φίλους μας, για την υποστήριξη και συμπαράσταση καθ'όλη τη διάρκεια των σπουδών μας.

1 Γενική περιγραφή του έργου και των χαρακτηριστικών του

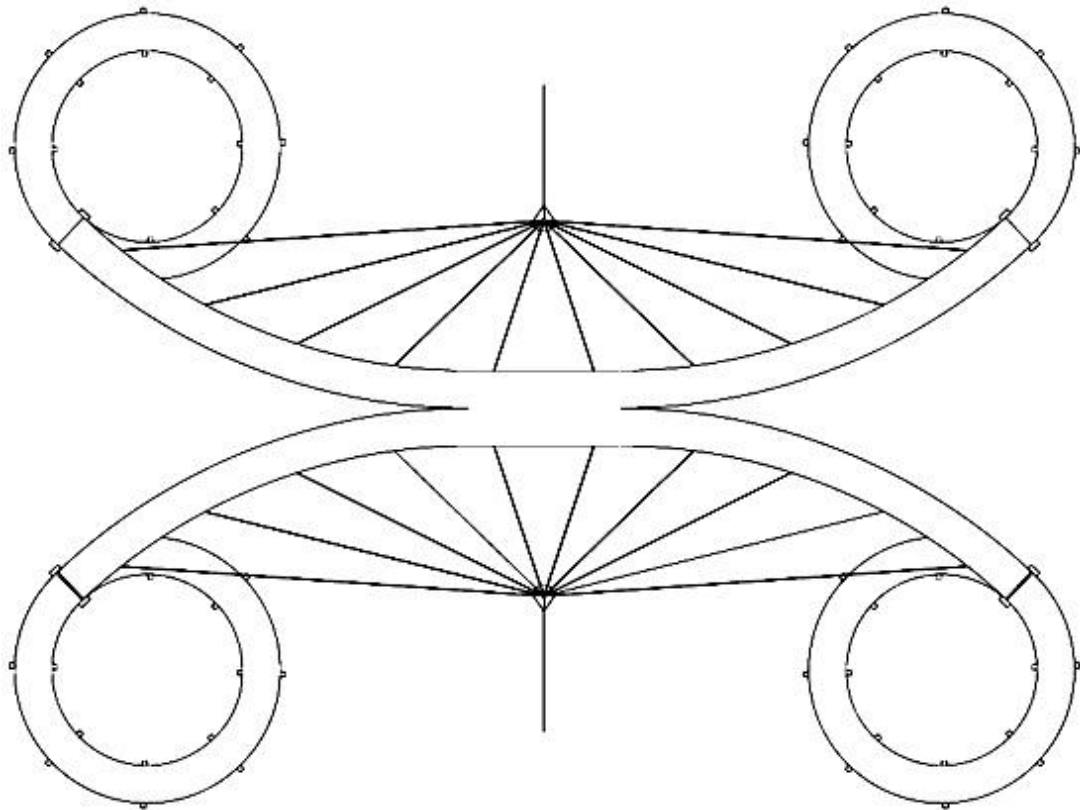
1.1 Παρουσίαση του έργου

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά το σχεδιασμό και την ανάλυση μίας πεζογέφυρας στην περιοχή του Χαϊδαρίου, και συγκεκριμένα στη συμβολή της Λεωφόρου Αθηνών με την οδό Καραϊσκάκη. Στη τοποθεσία αυτή υπάρχει μεγάλη κίνηση πεζών προς κάθε κατεύθυνση, καθώς υπάρχουν χώροι πρασίνου και αναψυχής, σχολικές μονάδες, το καινούργιο Δημαρχείο Χαϊδαρίου και στάσεις Μ.Μ.Μ. εκατέρωθεν της Λεωφόρου Αθηνών. Για την ασφαλή μετακίνηση των πεζών εξετάστηκε η κατασκευή πεζογέφυρας με την οποία θα είναι εφικτή η μετάβαση των πεζών προς κάθε κατεύθυνση της διασταύρωσης, δηλαδή η ένωση και των τεσσάρων σημείων της, όπως φαίνεται στην εικόνα 1.1.

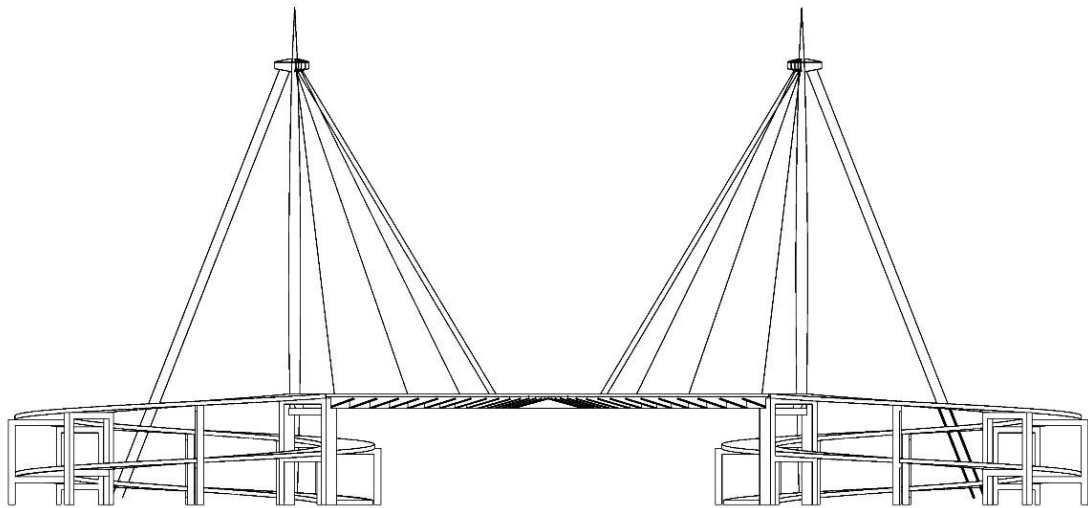
Οι οδοί που διασταυρώνονται έχουν πλάτος 37,00 μέτρων (πέντε και τέσσερις λωρίδες κυκλοφορίας ανά κατεύθυνση) και 16,50 μέτρων (δύο λωρίδες κυκλοφορίας ανά κατεύθυνση) αντίστοιχα. Για την γεφύρωσή τους επιλέχθηκε να σχεδιαστεί και να μελετηθεί ένας καμπύλος φορέας αποτελούμενος από τέσσερα τόξα τα οποία ενώνονται στο κέντρο της διασταύρωσης μέσω ενός ευθύγραμμου τμήματος διπλάσιου πλάτους. Λόγω του μεγάλου μήκους και της μορφής της πεζογέφυρας, επιλέχθηκε να διερευνηθεί η καλωδιωτή λύση ανάρτησης.



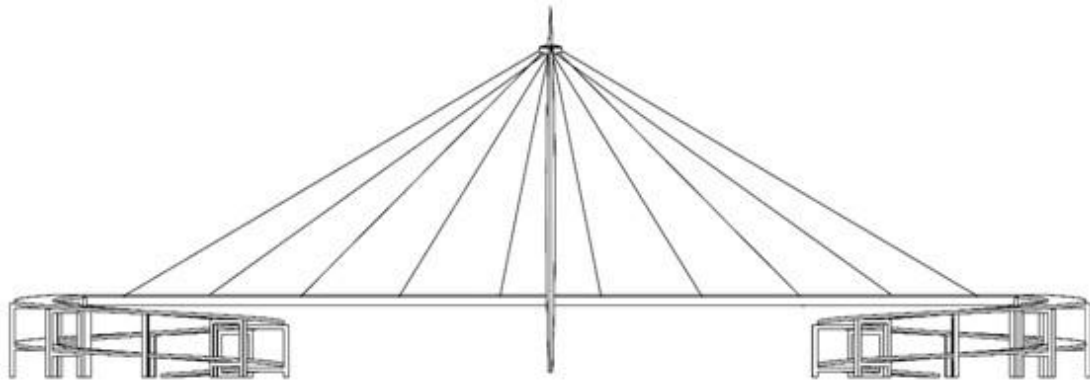
Εικόνα 1.1: Τοπογραφικό της διασταύρωσης στο Χαϊδάρι (άποψη από Google Earth).



Σχήμα 1.1: Κάτοψη της πεζογέφυρας



Σχήμα 1.2: Εγκάρσια όψη της πεζογέφυρας



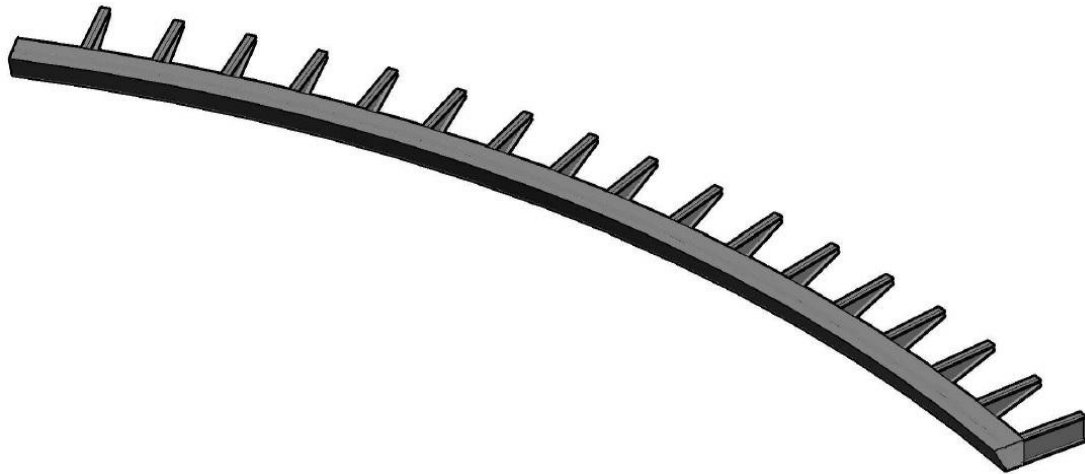
Σχήμα 1.3: Διαμήκης όψη της πεζογέφυρας

Το κατάστρωμα της γέφυρας που θα μελετηθεί έχει μήκος 80 μέτρα και πλάτος 3,00 μέτρα στα καμπύλα τμήματα και 6,00m στο κεντρικό τμήμα. Η όλη κατασκευή στηρίζεται στα άκρα της σε τέσσερα βάθρα από ωπλισμένο σκυρόδεμα και αναρτάται από δύο πυλώνες ύψους 26 μέτρων, είκοσι καλωδία ανάρτησης και τέσσερα καλωδία αγκύρωσης. Η πρόσβαση στην γέφυρα γίνεται από τις τέσσερις άκρες της με την κατασκευή ράμπας ανάβασης κλίσης 6% και μήκους 105 μέτρων.

Τα καλώδια ανάρτησης είναι δέκα για κάθε πυλώνα και παρουσιάζουν κλίση ως προς την εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση, τόσο λόγω των σημείων τοποθέτησης των πυλώνων όσο, κυρίως, λόγω της καμπυλότητας της γέφυρας. Η κλίση αυτή αυξάνεται για τα καλώδια που είναι τοποθετημένα πιο μακριά από τον πυλώνα και επηρεάζει σημαντικά την απόδοσή τους και την ελαστικότητα της στήριξης που παρέχουν στην κύρια δοκό. Συγκεκριμένα, τα καλώδια που στηρίζουν το κεντρικό τμήμα της γέφυρας είναι σχεδόν κατακόρυφα και συνεπώς στηρίζουν καλύτερα την κύρια δοκό σε σχέση με τα απομακρυσμένα καλώδια που αποτελούν πιο ελαστικές στηρίξεις. Για την διατομή των καλωδίων ανάρτησης και αγκύρωσης χρησιμοποιήθηκαν καλώδια της εταιρίας Pfeifer από την σειρά PV (full locked cables – galfan), τα οποία εισάγονται με ευκολία στο πρόγραμμα ανάλυσης Sofistik.

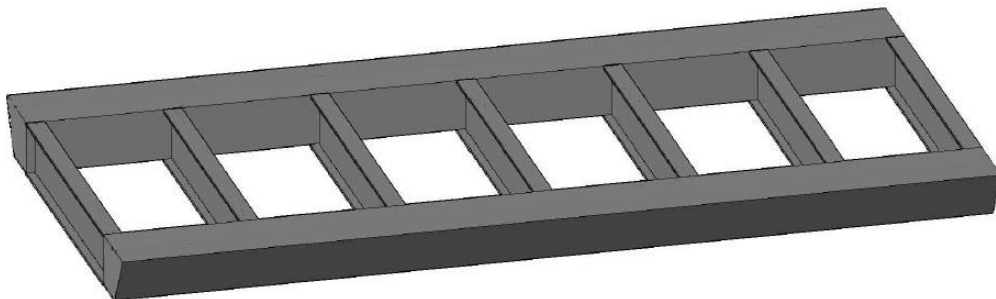
Το κατάστρωμα του φορέα συντίθεται από τέσσερα τοξωτά τμήματα που ενώνονται με ένα τμήμα ορθογωνικής κάτοψης στο κέντρο της γέφυρας. Τα καμπύλα τμήματα είναι ακτίνας 45,00 μέτρων, μήκους 34 μέτρων και πλάτους 3,00 μέτρων ενώ το κεντρικό τμήμα έχει μήκος 12,00 μέτρα και πλάτος 6,00 μέτρα. Η σύνδεση των πέντε αυτών τμημάτων γίνεται κοχλιωτά όπως θα παρουσιαστεί παρακάτω. Σε κάθε σημείο του καταστρώματος, το ελεύθερο ύψος κάτω από την πεζογέφυρα είναι τουλάχιστον 5,50 μέτρα.

Τα καμπύλα τμήματα του καταστρώματος συντίθενται από μία μεταλλική δοκό στην άκρη τους, εγκάρσιες μεταλλικές διαδοκίδες και την πλάκα καταστρώματος. Οι διαδοκίδες διατάσσονται ανά 2,00 μέτρα, είναι μεταβλητής διατομής διπλού ταυ και λειτουργούν ως πρόβολοι. Η πλάκα καταστρώματος είναι από σκυρόδεμα εδραζόμενο σε χαλυβδόφυλλο και συνδέεται διατμητικά με την κύρια δοκό. Το συνολικό ύψος του καταστρώματος είναι 80 εκατοστά (65 εκατοστά ύψος κύριας δοκού + 15 εκατοστά πάχος πλάκας καταστρώματος).



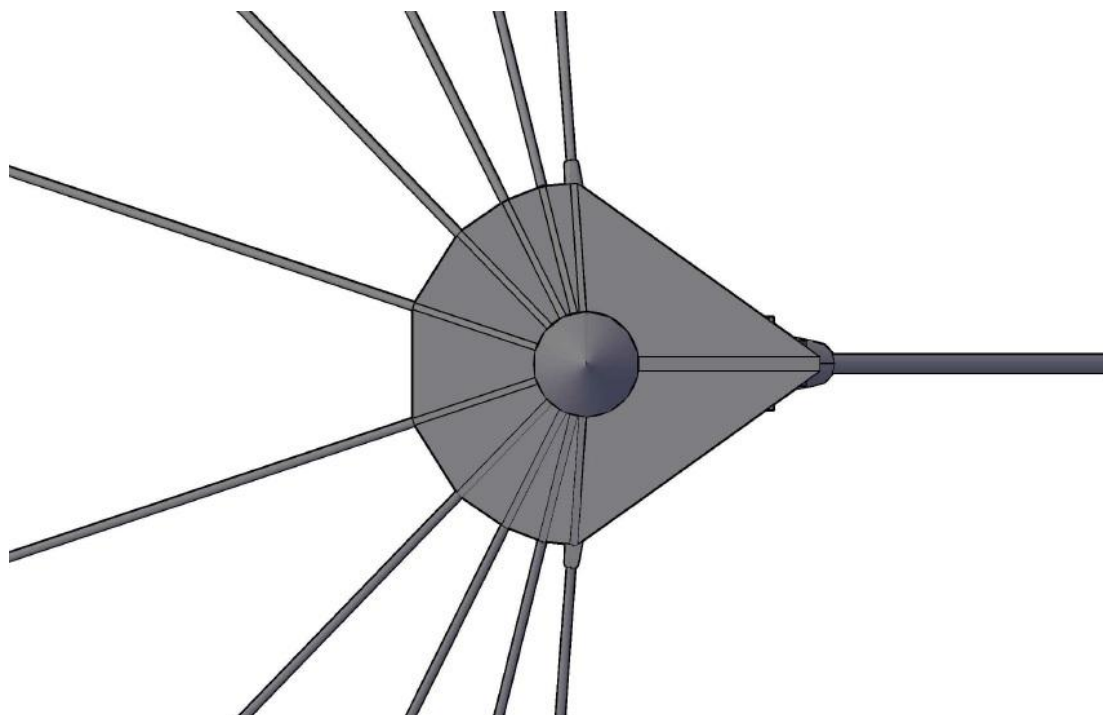
Σχήμα 1.4: Τοξωτό τμήμα καταστρώματος.

Το κεντρικό τμήμα του καταστρώματος είναι διπλάσιου πλάτους και έχει δύο κύριες δοκούς, μία σε κάθε άκρη του. Οι εγκάρσιες μεταλλικές διαδοκίδες είναι σταθερής διατομής διπλού ταυ και διατάσσονται επίσης ανά 2,00 μέτρα. Οι διαδοκίδες καθώς και η κύρια δοκός συνεργάζονται με την πλάκα καταστρώματος και λειτουργούν ως σύμμικτες διατομές.

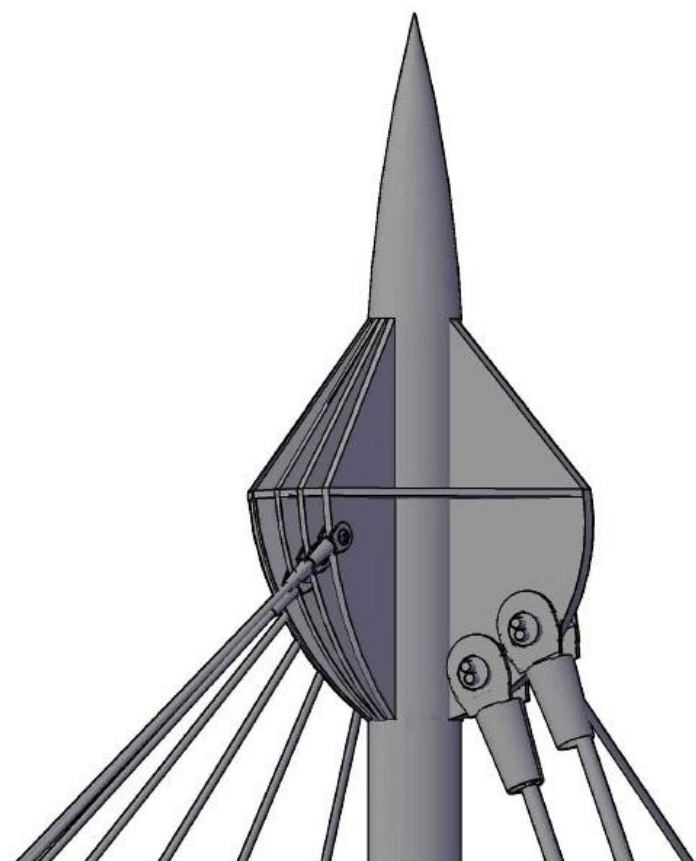


Σχήμα 1.5: Κεντρικό τμήμα καταστρώματος.

Οι δύο πυλώνες είναι μεταλλικοί, κυκλικής μεταβλητής διατομής και ύψους 26 μέτρων. Η ανάρτηση του καταστρώματος γίνεται με ακτινωτό σύστημα καλωδίων (fan), τα οποία συνδέονται στην κορυφή του πυλώνα με κατάλληλη διάταξη (Σχήματα 1.6, 1.7). Ακόμη, στην κορυφή κάθε πυλώνα συνδέονται δύο προεντεταμένα καλώδια αγκύρωσης, τα οποία κρίνονται απαραίτητα για την αποφυγή της καμπτικής καταπόνησης του πυλώνα. Έχει δοθεί ιδιαίτερη προσοχή ώστε οι διευθύνσεις των καλωδίων ανάρτησης και αγκύρωσης να διέρχονται από το ίδιο σημείο στον διαμήκη άξονα του πυλώνα, ώστε να αποφεύγεται η καμπτική του καταπόνηση. Η θεμελίωση των πυλώνων γίνεται με 4 έγχυτους φρεατοπασσάλους με κεφαλόδεσμο. Οι πάσσαλοι κατασκευάζονται από ωπλισμένο σκυρόδεμα C25/30, διαμέτρου Φ90 και μήκους 8 μέτρων. Η θεμελίωση των καλωδίων αγκύρωσης επιτυγχάνεται με δύο πασσάλους ίδιων χαρακτηριστικών και μήκους 9 μέτρων.



Σχήμα 1.6: Αγκύρωση καλωδίων στην κορυφή του πυλώνα.

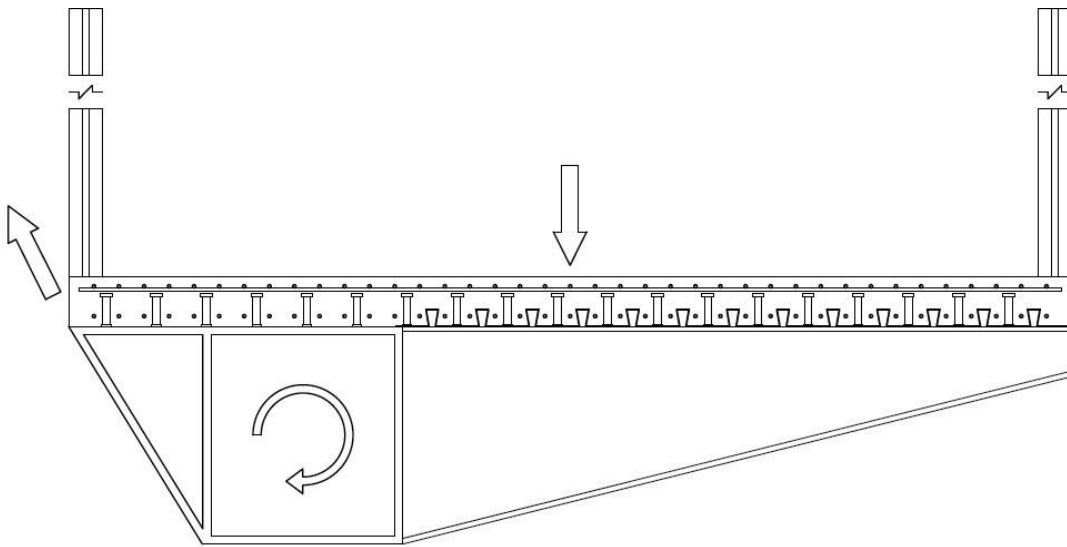


Σχήμα 1.7: Αγκύρωση καλωδίων στην κορυφή του πυλώνα.

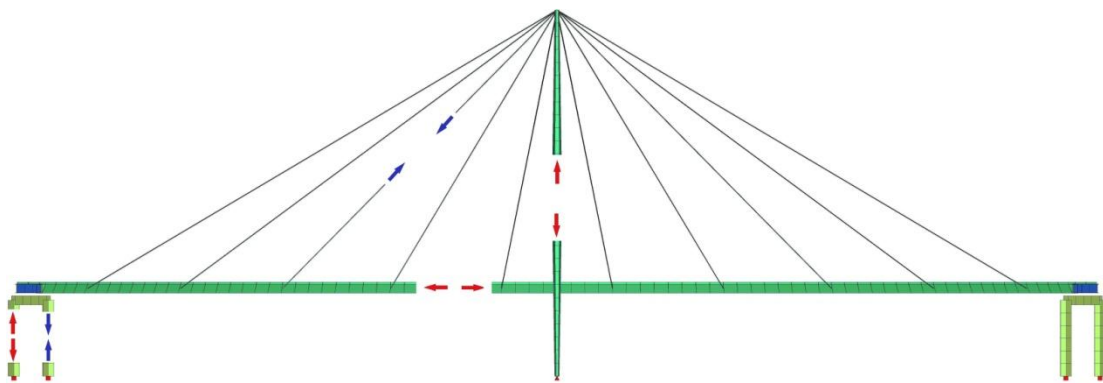
Τα βάθρα στις τέσσερις άκρες της γέφυρας κατασκευάζονται από ωπλισμένο σκυρόδεμα C25/30 και έχουν ύψος 5,35 μέτρα. Η σύνδεση των βάθρων με τις ράμπες ανάβασης γίνεται μονολιθικά καθώς σκυροδετούνται ταυτόχρονα, ενώ για την σύνδεσή τους με το κατάστρωμα χρησιμοποιείται δοκός έδρασης πάνω στην οποία τοποθετούνται ελαστομεταλικά εφεδράνα ή άλλοι μηχανισμοί, ανάλογα το είδος στήριξης που έχουμε θεωρήσει. Η διάταξη των εφεδράνων και οι κινηματικές δεσμεύσεις στα άκρα του καταστρώματος αναλύονται σε επόμενο υποκεφάλαιο.

1.2 Τρόπος παραλαβής των φορτίων

Το σύνολο των φορτίων που καταπονούν την γέφυρα παραλαμβάνονται από τον φορέα με την ακόλουθη διαδικασία: τα φορτία μεταβιβάζονται από το κατάστρωμα στις εγκάρσιες διαδοκίδες στατικής μορφής προβόλου. Οι διαδοκίδες μεταφέρουν την ένταση στην κύρια δοκό μέσω στρεπτικής και διατμητικής καταπόνησης. Ένα μέρος της έντασης μεταβιβάζεται στα βάθρα που βρίσκονται στην άκρη της κύριας δοκού. Το υπόλοιπο μέρος μεταβιβάζεται στους δύο πυλώνες μέσω του συστήματος καλωδίων και από εκεί στο έδαφος. Ο πυλώνας καταπονείται μόνο θλιπτικά λόγω της ύπαρξης καλωδίων αγκύρωσης, η ένταση των οποίων εξισορροπεί την οριζόντια συνιστώσα της δύναμης που εισάγουν τα καλώδια ανάρτησης.



Σχήμα 1.8: Τρόπος παραλαβής φορτίων από την κύρια δοκό.



Σχήμα 1.9: Ροή δυνάμεων από το κατάστρωμα στο έδαφος.

1.3 Ποιότητες υλικών και παραδοχές

Τα μεταλλικά στοιχεία του καταστρώματος και της ράμπας ανάβασης καθώς και οι δύο μεταλλικοί πυλώνες, είναι κατασκευασμένα από δομικό χάλυβα ποιότητας S355. Τα στοιχεία από σκυρόδεμα, δηλαδή η πλάκα καταστρώματος, τα βήθρα και η πλάκα της ράμπας ανάβασης κατασκευάζονται από έγχυτο σκυρόδεμα C25/30 και ενισχύονται με ράβδους οπλισμού ποιότητας B500C. Το χαλυβδοέλασμα της πλάκας καταστρώματος είναι ποιότητας S350, και συγκεκριμένα χρησιμοποιείται το Superholorib® SHR51 της εταιρίας Montana Bausysteme. Τα καλώδια ανάρτησης και αγκύρωσης κατασκευάζονται από γαλβανισμένο χάλυβα ποιότητας S1570 και επιλέγονται από την σειρά PV της εταιρίας Pfeifer.

Τα χαρακτηριστικά των υλικών που έχουν ληφθεί υπόψη για τα διάφορα μέλη της κατασκευής φαίνονται στους πίνακες που ακολουθούν.

Πίνακας 1.1: Χαρακτηριστικά σκυροδέματος C25/30.

Μέτρο Ελαστικότητας	$E_{cm} = 31475,8 \text{ Gpa}$
Σταθερά Poisson	$\nu = 0,20$
Ειδικό Βάρος	Ωπλισμένο Σκυρόδεμα $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
	Νωπό Σκυρόδεμα $\gamma_{c,f} = 25 \text{ kN/m}^3$
Χαρακτηριστική Θλιπτική Αντοχή	$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$
Χαρακτηριστική Εφελκυστική Αντοχή	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
Συντελεστής Ασφαλείας γ_c	1,50

Πίνακας 1.2: Χαρακτηριστικά χάλυβα S355.

Μέτρο Ελαστικότητας	$E_a = 210000 \text{ Gpa}$
Σταθερά Poisson	$\nu_a = 0,30$
Μέτρο Διάτμησης	$G_a = 80769,2 \text{ Gpa}$
Ειδικό Βάρος	$\gamma_a = 78,5 \text{ kN/m}^3$
Όριο Διαρροής	$f_y = 355 \text{ Mpa}, t < 16\text{mm}$
	$f_y = 345 \text{ Mpa}, t > 16\text{mm}$
Όριο Θραύσης	$f_u = 510 \text{ Mpa}, t < 16\text{mm}$
	$f_u = 470 \text{ Mpa}, t > 16\text{mm}$
Συντελεστής Ασφαλείας γ_{M0}	1,00
Συντελεστής Ασφαλείας γ_{M1}	1,10
Συντελεστής Ασφαλείας γ_{M2}	1,25

Πίνακας 1.3: Χαρακτηριστικά χάλυβα S1570.

Μέτρο Ελαστικότητας	$E_a = 165000 \text{ Gpa}$
Ειδικό Βάρος	$\gamma_a = 78,5 \text{ kN/m}^3$
Όριο Διαρροής	$f_y = 1300 \text{ Mpa}$
Όριο Θραύσης	$f_u = 1570 \text{ Mpa}$

Taille size	Force de rupture caract. charact. breaking load	Force de traction limite limit tension	Section métallique metallic cross section	Poids* weight*	Construction construction	Dia. nom. de câble nomin. strand dia.
	$Z_{B,k}$ DIN 18800* kN	$Z_{R,d}$ DIN 18800 kN	env./approx mm	env./approx kg		
PV 40	405	245	281	2,4	VVS-1	21
PV 60	621	376	430	3,6	VVS-1	26
PV 90	916	555	634	5,3	VVS-2	31
PV 115	1170	709	808	6,8	VVS-2	35
PV 150	1520	921	1060	8,9	VVS-2	40
PV 195	1930	1170	1340	11,2	VVS-2	45
PV 240	2380	1442	1650	13,8	VVS-2	50
PV 300	3020	1830	2090	17,2	VVS-3	55
PV 360	3590	2176	2490	20,5	VVS-3	60
PV 420	4220	2558	2920	24,1	VVS-3	65
PV 490	4890	2964	3390	27,9	VVS-3	70
PV 560	5620	3406	3890	32,1	VVS-3	75
PV 640	6390	3873	4420	36,4	VVS-3	80
PV 720	7210	4370	4990	41,1	VVS-3	85
PV 810	8090	4903	5600	46,2	VVS-3	90
PV 910	9110	5521	6310	52,0	VVS-3	95
PV 1010	10100	6121	6990	57,6	VVS-3	100
PV 1110	11100	6727	7710	63,5	VVS-3	105
PV 1220	12200	7394	8460	69,7	VVS-3	110
PV 1340	13400	8121	9240	76,2	VVS-3	115
PV 1450	14500	8788	10100	83,2	VVS-3	120
PV 1580	15800	9576	10900	89,8	VVS-3	125
PV 1730	17300	10485	11900	96,7	VVS-3	130
PV 1860	18600	11273	12900	104,8	VVS-3	135
PV 2000	20000	12121	13900	112,9	VVS-3	140

Εικόνα 1.2: Χαρακτηριστικά καλωδίων PV (πίνακας της εταιρίας Pfeifer).



Εικόνα 1.3: Διατομή καλωδίων PV Pfeifer (VVS-3).

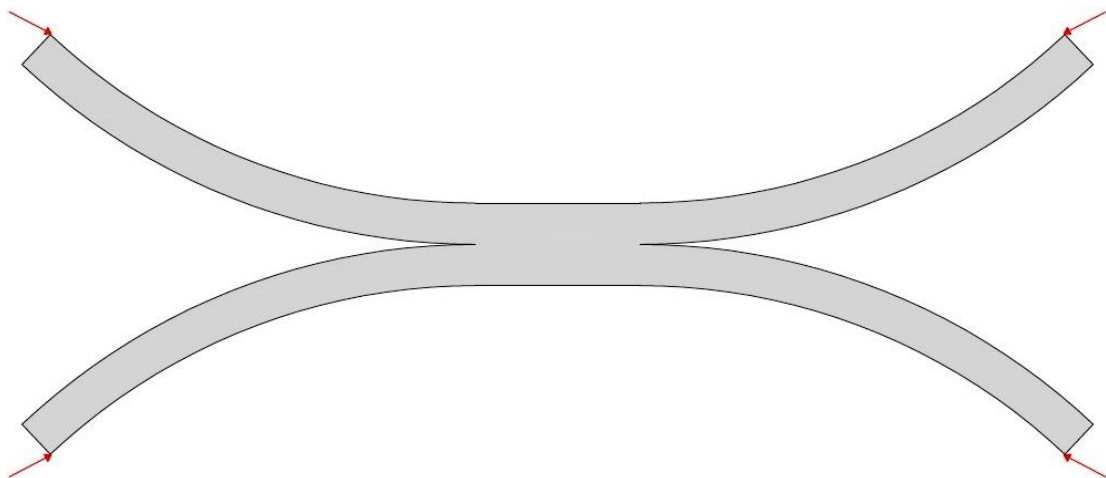
1.4 Ακραίες στηρίξεις καταστρώματος

1.4.1 Κινηματικές δεσμεύσεις καταστρώματος

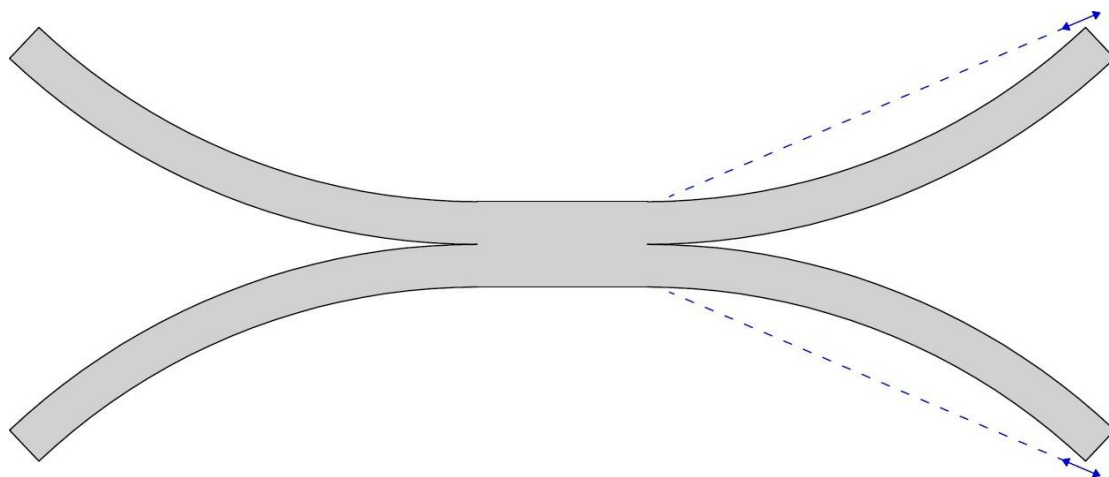
Το μήκος του καταστρώματος (80 μέτρα) καθιστά αναγκαία την μελέτη της επιρροής της θερμοκρασιακής φόρτισης σε αυτό. Για την μείωση της έντασης που προκαλεί η θερμοκρασιακή μεταβολή επιτρέπουμε, μέσω κατάλληλων μηχανισμών, την κίνηση του καταστρώματος στο οριζόντιο επίπεδο. Για την εύρεση της διεύθυνσης αυτής εργαστήκαμε ως εξής:

Αρχικά επιλύθηκε ο φορέας για θερμοκρασιακή φόρτιση θεωρώντας αρθρώσεις σε κάθε άκρο του καταστρώματος. Η θερμοκρασιακή φόρτιση επιβλήθηκε στο κατάστρωμα μέσω ομοιόμορφης συνιστώσας $\Delta T_N \pm 31^\circ$, αγνοώντας την γραμμική συνιστώσα η οποία δεν επηρεάζει σημαντικά τις οριζόντιες μετακινήσεις του φορέα. Οι αντιδράσεις των στηρίξεων έχουν την διεύθυνση του σχήματος 1.10. Σαν πρώτη προσέγγιση διερευνήθηκε η τοποθέτηση κυλίσεων σε αυτή τη διεύθυνση σε κάθε άκρο του καταστρώματος. Έπειτα από επίλυση του φορέα για οριζόντια φορτία διαπιστώθηκε πως ο φορέας δεν προβάλλει επαρκή αντίσταση στο οριζόντιο επίπεδο με αυτή τη διάταξη, και έτσι η λύση αυτή απορρίφθηκε.

Στη συνέχεια διερευνήθηκε η αντικατάσταση των κυλίσεων στα δύο άκρα του καταστρώματος με αρθρώσεις, ώστε να μπορεί να παραλάβει πλέον ο φορέας οριζόντια φορτία. Η λύση αυτή καθιστά τον φορέα μη συμμετρικό ως προς την στήριξή του με αποτέλεσμα η γέφυρα να συμπεριφέρεται διαφορετικά εκατέρωθεν των πυλώνων. Ωστόσο, έπειτα από επίλυση του φορέα για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων προέκυψε πως η διαφορετική αυτή συμπεριφορά είναι αμελητέα, τόσο για το κατάστρωμα, όσο και για τον πυλώνα. Για την εύρεση της κατάλληλης διεύθυνσης επιλύθηκε ο φορέας για την ίδια θερμοκρασιακή φόρτιση, θεωρώντας αρθρώσεις στα δύο άκρα του καταστρώματος και κυλίσεις προς κάθε διεύθυνση στα άλλα δύο άκρα. Η διεύθυνση της μετακίνησης στο οριζόντιο επίπεδο στην περιοχή των κυλίσεων καθόρισε την διεύθυνση της κύλισης που τοποθετήθηκε τελικά στον φορέα. Η διεύθυνση αυτή φαίνεται στο σχήμα 1.11.



Σχήμα 1.10: Αντιδράσεις στηρίξεων για θερμοκρασιακή φόρτιση με αρθρώσεις σε κάθε άκρο του καταστρώματος.

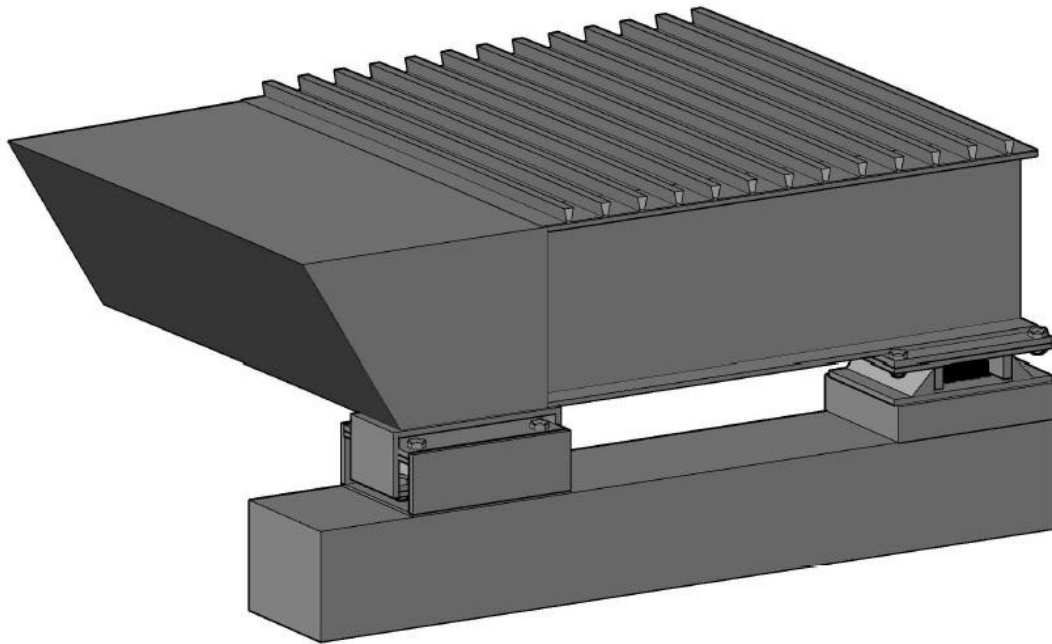


Σχήμα 1.11: Διεύθυνση ελευθέρωσης κινήσεως του καταστρώματος.

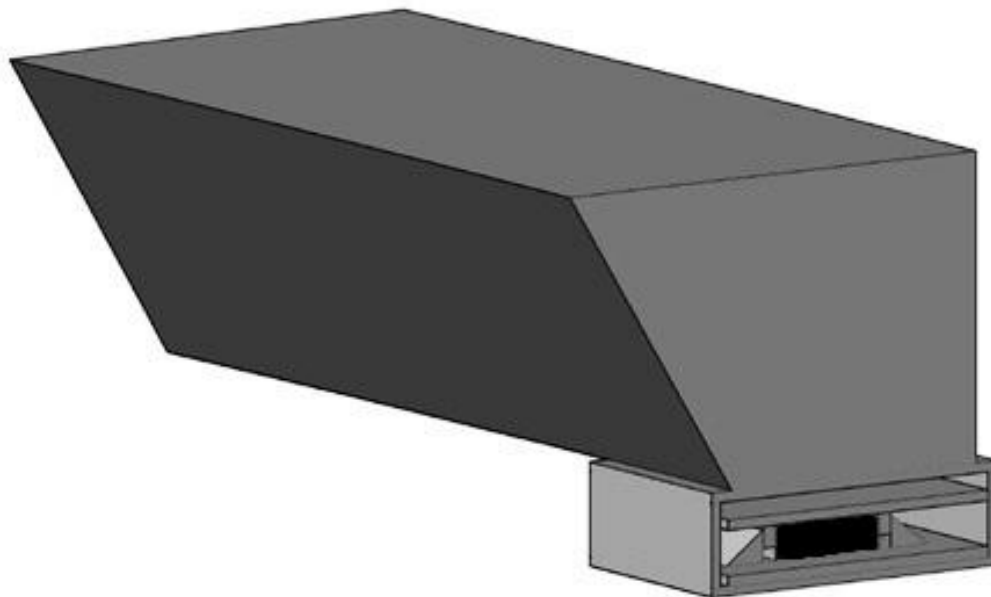
1.4.2 Επίτευξη κινηματικών δεσμεύσεων

Η κάθε άκρη του καταστρώματος συνδέεται με την δοκό έδρασης του αντίστοιχου βάρου μέσω δύο στηρίξεων, μία στην περιοχή της κύριας δοκού και μία στην άκρη της διαδοκίδας. Η σύνδεση αυτή επιλέχθηκε ώστε να περιορίζεται η στροφή της κύριας δοκού κατά τον διαμήκη άξονα x . Ως αποτέλεσμα αυτής της διάταξης, η στήριξη στην περιοχή της διαδοκίδας αναπτύσσει θλίψη ενώ η στήριξη στην περιοχή της κύριας δοκού αναπτύσσει εφελκυσμό, και η δοκός τείνει να ανασηκωθεί. Οι στηρίξεις του καταστρώματος πραγματοποιούνται με την τοποθέτηση κατάλληλων εφεδράνων ή μηχανισμών, ώστε να επιτευχθεί η επιθυμητή τους συμπεριφορά.

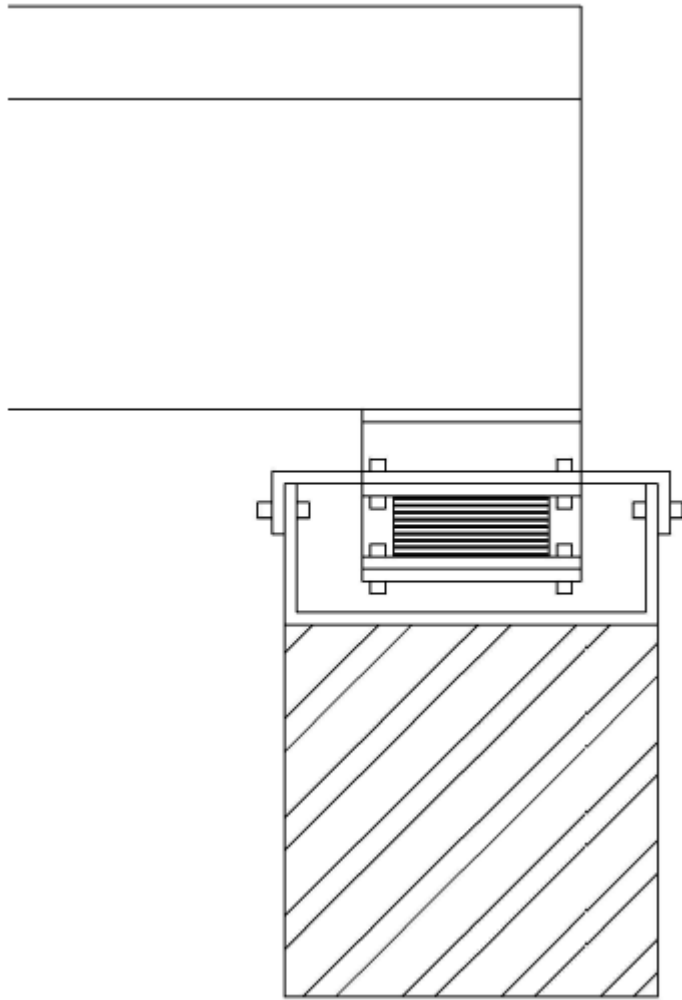
Στις περιοχές όπου έχει θεωρηθεί ελευθερία κίνησης του καταστρώματος τοποθετούνται ελαστομεταλλικά εφέδρανα σε συνδυασμό με οδηγούς, οι οποίοι καθορίζουν την διεύθυνση κίνησης αυτού. Συγκεκριμένα, στην περιοχή της διαδοκίδας τοποθετείται ελαστομεταλλικό εφέδρανο 250 mm x 250 mm x (8x8) τύπου C2 της εταιρίας Gumba. Τα εφέδρανα αυτού του τύπου διαθέτουν μεταλλικές πλάκες στην κορυφή και βάση τους για την σύνδεση με το κατάστρωμα και την δοκό έδρασης. Στην περιοχή της κύριας δοκού όπου αναπτύσσεται εφελκυσμός, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, γίνεται η διαμόρφωση του σχήματος 1.12 με την οποία επιτυγχάνουμε θλίψη του εφεδράνου. Στο σχήμα 1.13 φαίνεται η κύρια δοκός πριν την σύνδεσή της με την δοκό έδρασης. Η σύνδεση της δοκού έδρασης με το εφέδρανο γίνεται μέσω δύο ελασμάτων μορφής U (Σχήμα 1.14). Το εφέδρανο που τοποθετείται είναι ίδιων χαρακτηριστικών με το εφέδρανο στην περιοχή της διαδοκίδας. Ο έλεγχος των εφεδράνων για στατικά φορτία γίνεται σε επόμενο κεφάλαιο



Σχήμα 1.12: Κατασκευαστική διαμόρφωση στην περιοχή της κύριας δοκού.



Σχήμα 1.13: Μορφή κύριας δοκού πριν την σύνδεση με την δοκό έδρασης.



Σχήμα 1.14: Τομή κύριας δοκού στην περιοχή της κατασκευαστικής διαμόρφωσης.

1.5 Φάσεις ανέγερσης του φορέα

Η κατασκευή του έργου γίνεται σε πέντε φάσεις:

1^η φάση: Σε αυτή τη φάση γίνεται η κατασκευή των ραμπών ανάβασης και των βάθρων στην άκρη της γέφυρας. Τα βάθρα συνδέονται μονολιθικά με τις ράμπες ανάβασης καθώς σκυροδετούνται ταυτόχρονα. Αντιθέτως, η σύνδεση των βάθρων με το κατάστρωμα της γέφυρας γίνεται μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

2^η φάση (C.S. 10): Σε αυτή τη φάση τοποθετούνται τα μεταλλικά μέρη της γέφυρας. Αρχικά τοποθετούνται προσωρινά μεσόβαθρα ώστε να είναι δυνατή η στήριξη και συναρμολόγηση του καταστρώματος. Έπειτα τοποθετούνται τα 9 επιμέρους μεταλλικά τμήματα του καταστρώματος, τα οποία αποτελούνται από την κύρια δοκό, τις διαδοκίδες με το χαλυβδόφυλλο και τους υποδοχείς των προστατευτικών κιγκλιδώματων. Τα καμπύλα τμήματα του καταστρώματος χωρίζονται σε δύο επιμέρους τμήματα, ενώ το κεντρικό τμήμα έρχεται αυτούσιο. Ακολούθως, γίνεται η αποκατάσταση της συνέχειας του καταστρώματος μέσω κοχλιωτής σύνδεσης. Τέλος, τοποθετούνται οι μεταλλικοί πυλώνες μέσω κατάλληλης υποστήλωσης.

3^η φάση (C.S. 15): Σε αυτή τη φάση γίνεται η σύνδεση των καλωδίων ανάρτησης και αγκύρωσης με τους πυλώνες και επιβάλλεται η υπολογισμένη προένταση. Μετά την προέντασή τους αφαιρούνται τα προσωρινά μεσόβαθρα.

4^η φάση (C.S. 20): Σε αυτή τη φάση γίνεται η σκυροδέτηση του καταστρώματος.

5^η φάση (C.S. 30-35): Ο φορέας είναι πλέον σύμμικτος. Τοποθετούνται τα προστατευτικά κιγκλιδώματα στην γέφυρα και τις ράμπες και πραγματοποιούνται τα οικοδομικά τελειώματα του έργου.

1.6 ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΩΝ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΩΝ

1.6.1 Γενικά

Ως δράση νοείται οποιαδήποτε καταπόνηση δέχεται η κατασκευή και προκαλεί την ανάπτυξη τάσεων. Οι τάσεις αυτές μπορούν να είναι είτε ορθές προκαλούμενες από μεγέθη ορθής έντασης όπως ροπή κάμψης και αξονική δύναμη, είτε διατμητικές που προκαλούνται από μεγέθη όπως στρεπτική ροπή και τέμνουσα δύναμη. Οι καταπονήσεις διακρίνονται ανάλογα με τον τρόπο επιβολής τους σε άμεσες και έμμεσες, ανάλογα με τον χρόνο σε μόνιμες, μεταβλητές και τυχηματικές και ανάλογα με τη φύση τους σε στατικές και δυναμικές.

Ο καθορισμός των τιμών της κάθε καταπόνησης και της εφαρμογής της στην γέφυρα ορίζεται από διάφορα μέρη του Ευρωκώδικα 1 (Δράσεις επί των κατασκευών), του Ευρωκώδικα 3 (Σχεδιασμός Σιδηρών Κατασκευών) και του Ευρωκώδικα 4 (Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών). Μετά τον πλήρη προσδιορισμό κάθε καταπόνησης ελέγχεται η επίδρασή της στη κατασκευή μέσω κατάλληλων συνδυασμών ώστε να καλυφθούν όλα τα ενδεχόμενα ταυτόχρονης ύπαρξης διαφορετικών καταπονήσεων. Οι συνδυασμοί αυτοί ελέγχονται για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας και συνδυάζουν τις καταπονήσεις με κατάλληλους συντελεστές ώστε να ληφθεί υπόψη η πιθανότητα συνδυασμού των επιμέρους καταπονήσεων.

Η επάρκεια της κατασκευής επιβεβαιώνεται όταν για κάθε συνδυασμό δράσεων ισχύει $S_d \leq R_d$, όπου

S_d , το αποτέλεσμα του συνδυασμών δράσεων (εκφράζεται ως εντατικό μέγεθος ή μετακίνηση).

R_d , η αντοχή σχεδιασμού της κάθε διατομής ή μέλους της κατασκευής, ή η επιτρεπόμενη παραμόρφωση.

Ο έλεγχος των μελών πρέπει να γίνεται με σχέσεις αλληλεπίδρασης όταν κάποιο μέλος καταπονείται από διάφορα εντατικά μεγέθη (π.χ. ταυτόχρονη ύπαρξη ροπής κάμψης και αξονικής καταπόνησης), ώστε να υπολογιστεί η συνύπαρξή τους. Ο έλεγχος μπορεί να γίνει με διάφορα κριτήρια αστοχίας όπως το κριτήριο τάσεων Von Mises.

1.6.2 Φορτίσεις επί των πεζογεφυρών

Τα φορτία που καταπονούν την υπό μελέτη γέφυρα διακρίνονται σε μόνιμα και κινητά. Στα μόνιμα φορτία ανήκουν τα φορτία που φορτίζουν την κατασκευή καθ' όλη την διάρκεια ζωής της, και διακρίνονται σε:

- Ίδιον Βάρος Διατομών (G)
- Ίδιον Βάρος Κιγκλιδωμάτων (G') 0,5 kN/m²
- Προένταση Καλωδίων (P)

Στις μεταβλητές δράσεις ανήκουν τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση της πεζογέφυρας όπως η φόρτιση των ανθρώπων που την χρησιμοποιούν, αλλά και φορτία που προκαλούνται από το φυσικό περιβάλλον στο οποίο κατασκευάζεται το έργο, όπως φορτία ανέμου, φορτία χιονιού κ.α.. Τα φορτία αυτά λαμβάνονται με μία χαρακτηριστική τιμή που προκύπτει από τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα 1 και το εθνικό προσάρτημα κάθε χώρας, και με αυξημένους συντελεστές ασφαλείας. Η εμφάνιση και η τελική έντασή τους όμως είναι αβέβαιη στην διάρκεια ζωής του έργου. Για μία πεζογέφυρα διακρίνονται σε:

- Κινητό Φορτίο $Q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ που αντιστοιχεί στην φόρτιση της πεζογέφυρας από τον ανθρώπινο παράγοντα.
- Φορτίο Ανέμου (F_w) κατά τις τρεις διευθύνσεις της γέφυρας x, y, z
- Θερμοκρασιακές Μεταβολές (T)
- Τυχηματικές δράσεις

Στις τυχηματικές δράσεις για μία πεζογέφυρα κατατάσσονται οι δράσεις που προέρχονται από την κυκλοφορία οχημάτων κάτω από αυτήν και συγκεκριμένα η πιθανή πρόσκρουση ενός οχήματος σε κάποιο βάθρο της. Η δύναμη πρόσκρουσης $F_{\text{προσκ}}$ υπολογίζεται με θέση εφαρμογής 1,25m πάνω από την επιφάνεια του οδοστρώματος και με τιμή :

- 1000 kN παράλληλα προς την διεύθυνση κυκλοφορίας του οχήματος
- 500 kN κάθετα προς την διεύθυνση κυκλοφορίας των οχημάτων

Λόγω της αυξημένης ευαισθησίας των πεζογεφυρών θα χρησιμοποιηθεί στηθαίο ασφαλείας γύρω από τα βάθρα, ώστε να αποφευχθεί η πρόσκρουση οχήματος σε αυτά.

1.6.3 Υπολογισμός δυνάμεων ανέμου

Στον Ευρωκώδικα 1 Μέρος 1.4 (Δράσεις ανέμου) δίνονται διατάξεις για τον υπολογισμό των δυνάμεων του ανέμου. Προτείνονται δύο μέθοδοι: η λεπτομερής και η απλή, ανάλογα με την ευαισθησία της κατασκευής σε δυναμική διέγερση. Η τιμή της έντασης του ανέμου διαφέρει κατά περίπτωση και εξαρτάται από την γεωγραφική θέση, την τοπογραφία, την μέση ταχύτητα του ανέμου στην περιοχή, την μορφή της γέφυρας κ.α.. Η φόρτιση λόγω ανέμου, αν και αλλάζει τιμή και φορά συναρτήσει του χρόνου, θεωρείται στατικό φορτίο.

Η δύναμη του ανέμου $F_{w,i}$ (όπου $i = x, y, z$ η διεύθυνση της δύναμης) σε περίπτωση που η κατασκευή δεν είναι ευαίσθητη σε δυναμική καταπόνηση ($c_d < 1,2$), δίνεται από τον τύπο:

$$F_w = q_{ref} \cdot C_e(Z_e) \cdot C_f \cdot A_{ref}, \text{ όπου:}$$

q_{ref} , είναι η πίεση αναφοράς που αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα αναφοράς του ανέμου,

$C_e(Z_e)$, είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη την επιρροή της τραχύτητας του περιβάλλοντος εδάφους, της τοπογραφίας και του ύψους Z_e , πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, επί της μέσης ταχύτητας του ανέμου,

$C_{f,i}$, είναι ο συντελεστής δύναμης για κάθε διεύθυνση του ανέμου ($i = x,y,z$),

A_{ref} , είναι η επιφάνεια αναφοράς (επιφάνεια φόρτισης κάθε διατομής).

Οι δυνάμεις του ανέμου θα υπολογιστούν για κάθε διεύθυνση ως προς την επιφάνεια αναφοράς, δηλαδή θα υπολογιστεί η πίεση ανέμου $W_e = F_w / A_{ref}$

Η πίεση αναφοράς q_{ref} υπολογίζεται από την σχέση:

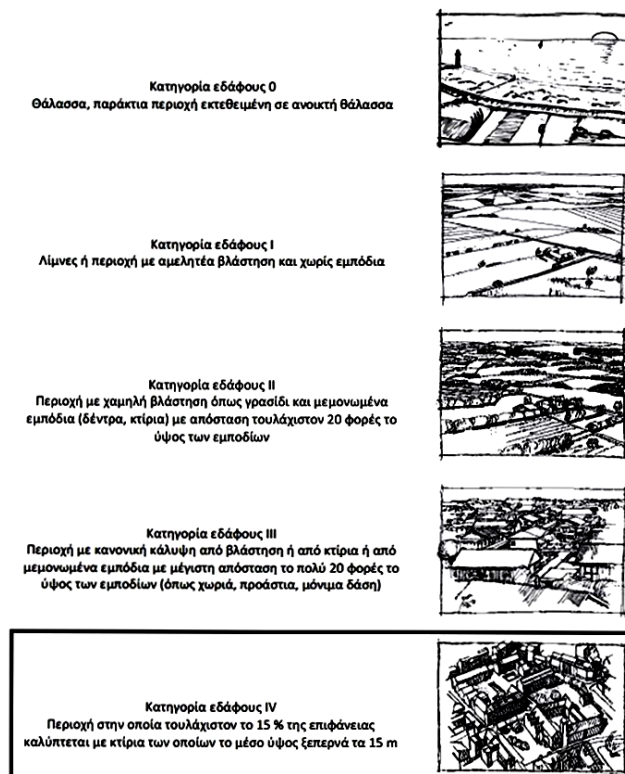
$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2$$

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα ίση με $1,25 \text{ kg/m}^3$

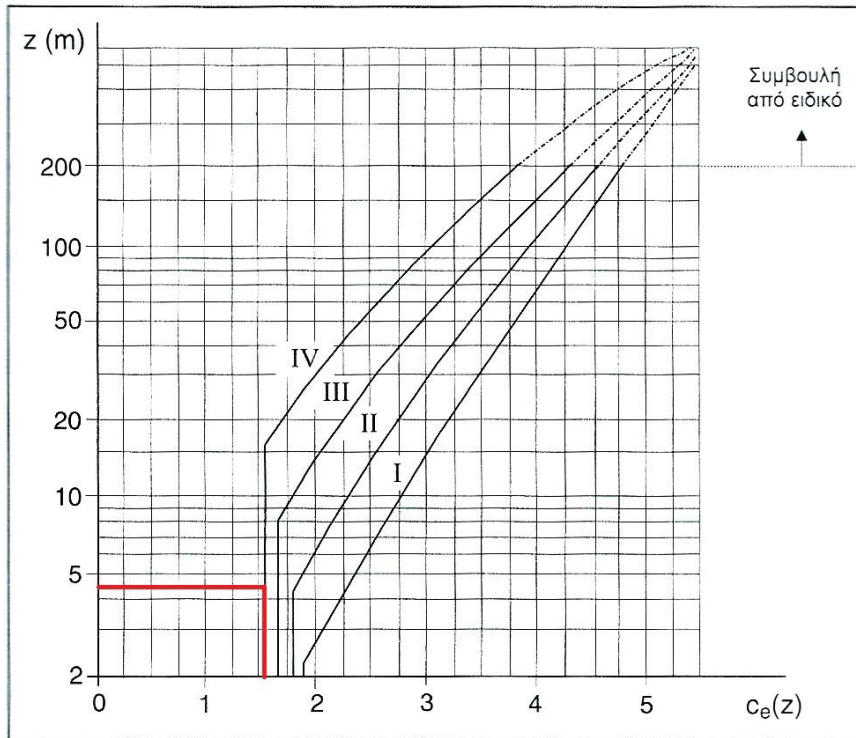
v_{ref} είναι η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου η οποία για το εσωτερικό της Ελλάδας είναι ίση με 30 m/sec

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 = \frac{0,00125}{2} \cdot 30^2 = 0,5625 \text{ kN/m}^2$$

Ο συντελεστής έκθεσης $C_e(Z_e)$ εξαρτάται από το ύψος Z της γέφυρας πάνω από το έδαφος και την κατηγορία εδάφους στο οποίο εδράζεται η κατασκευή. Η κατηγορία εδάφους δίνεται από το σχήμα 1.15 και στην περίπτωση μας λαμβάνεται IV. Ο συντελεστής έκθεσης δίνεται έπειτα από το σχήμα 1.16 όπου για κατηγορία εδάφους IV και ύψος $Z = 5,50$ μέτρα προκύπτει $C_e(Z_e) = 1,52$.



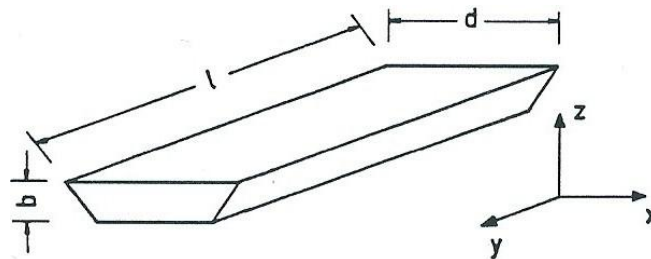
Σχήμα 1.15: Προσδιορισμός κατηγορίας εδάφους



Σχήμα 1.16: Συντελεστής έκθεσης $C_e(z)$ συναρτήσει του ύψους z πάνω από το έδαφος.

Συντελεστής Δύναμης C_f

Η δράση του ανέμου επί της πεζογέφυρας θεωρείται κατά τις τρεις διευθύνσεις x, y, z όπως φαίνεται στο σχήμα, και για κάθε διεύθυνση προσδιορίζεται ο αντίστοιχος συντελεστής δύναμης C_f :



Σχήμα 1.17: Διευθύνσεις των δράσεων ανέμου σε γέφυρες

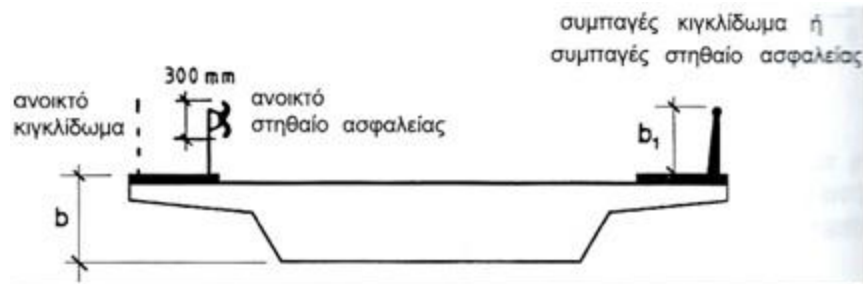
Φόρτιση ανέμου κατά την διεύθυνση x :

$$C_{f,x} = C_{f,x,0} \cdot \psi_{\lambda,x} \quad , \text{όπου}$$

$C_{f,x,0}$ είναι ο συντελεστής δύναμης για $\lambda = l / b = \infty$ και δίνεται στο σχήμα 1.19.

$\psi_{\lambda,x}$ είναι μειωτικός συντελεστής λυγηρότητας και λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα

Στα άκρα της γέφυρας θα τοποθετηθούν προστατευτικά κιγκλιδώματα για την προστασία των πεζών, ύψους 2,00 m. Το ύψος που θα χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό του $A_{ref,x}$ δίνεται από το παρακάτω σχήμα:



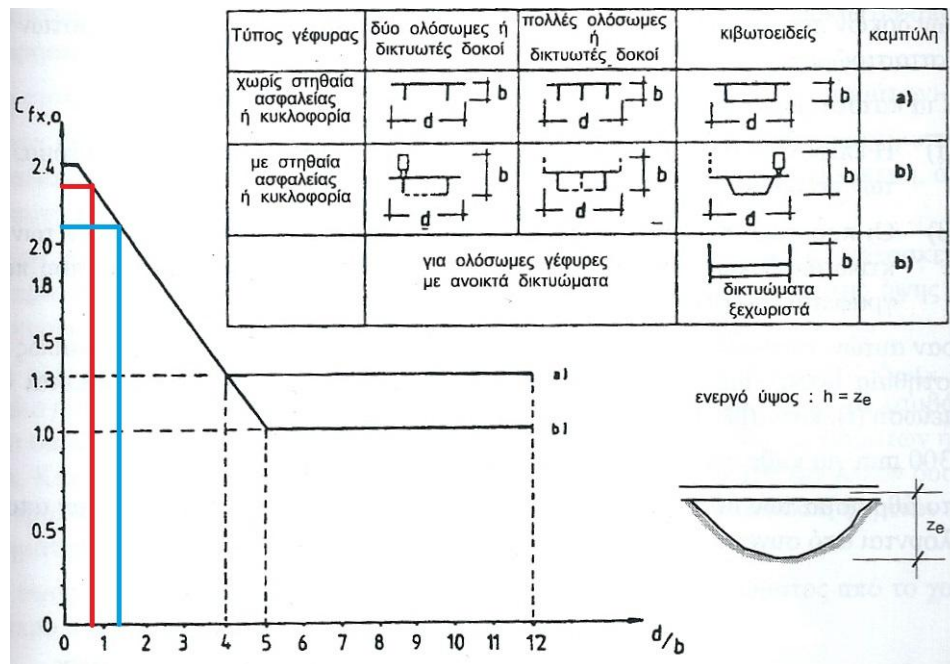
Σύστημα ασφάλειας	Στη μία πλευρά	Στις δύο πλευρές
Ανοιχτό κιγκλιδώμα ή ανοιχτό στηθαίο ασφαλείας	$b + 300 \text{ mm}$	$b + 600 \text{ mm}$
Συμπαγές κιγκλιδώμα ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	$b + b_1$	$b + 2b_1$
Ανοιχτό κιγκλιδώμα και ανοιχτό στηθαίο ασφαλείας	$b + 600 \text{ mm}$	$b + 1200 \text{ mm}$

Σχήμα 1.18: Προσδιορισμός ύψους της επιφάνειας αναφοράς

$$b_{\text{tot}} = 4,80\text{m} (2 \cdot \text{ύψος κιγκλιδώματος} + \text{ύψος κύριας δοκού})$$

$$\frac{d}{b_{\text{tot}}} = \frac{3,00}{4,80} = 0,625 \text{ για τα καμπύλα τμήματα της γέφυρας.}$$

$$\frac{d}{b_{\text{tot}}} = \frac{6,00}{4,80} = 1,25 \text{ για το κεντρικό τμήμα της γέφυρας.}$$



Σχήμα 1.19: Συντελεστής δύναμης $C_{f_x,0}$ για γέφυρες

Έτσι προκύπτει:

$$C_{f_x,0} = 2,30 \text{ για τα καμπύλα τμήματα της γέφυρας}$$

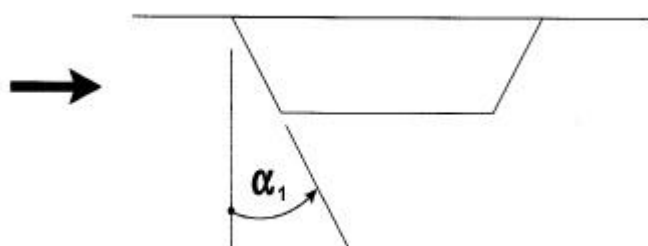
$$C_{f_x,0} = 2,10 \text{ για το κεντρικό τμήμα της γέφυρας}$$

Σε περίπτωση που η προσήνεμη πλευρά έχει κλίση ως προς την κατακόρυφο, ο συντελεστής δύναμης $c_{f,x,0}$ μπορεί να μειώνεται κατά 0,5% για κάθε μοίρα κλίσης από την κατακόρυφο. Η απομείωση επιτρέπεται να γίνει έως 30%. Ακόμη εάν το κατάστρωμα της γέφυρας έχει εγκάρσια κλίση, το $c_{f,x,0}$ πρέπει να αυξάνεται 3% για κάθε μοίρα κλίσης, με μέγιστη αύξηση το 25%.

Στην περίπτωσή μας θα γίνει απομείωση του $c_{f,x,0}$ λόγω κεκλιμένης προσήνεμης όψης της κύριας δοκού. Η γωνία κλίσης του κεκλιμένου κορμού είναι $\alpha = 32^\circ$.

$Cf_{x,0} = 2,40 \cdot (1,00 - 0,005 \cdot 32) = 2,02$ για τα καμπύλα τμήματα της γέφυρας.

$Cf_{x,0} = 2,10 \cdot (1,00 - 0,005 \cdot 32) = 2,02$ για το κεντρικό τμήμα της γέφυρας.



Σχήμα 1.20: Γέφυρα με κεκλιμένη προσήνεμη όψη

Τελικά, η συνολική πίεση λόγω ανέμου κατά τη διεύθυνση x υπολογίζεται:

- για τα καμπύλα τμήματα της γέφυρας:

$$q_{w,x} = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{f,x} = 0,5625 \cdot 1,52 \cdot 2,02 = 1,73 \text{ kN/m}^2$$

- για το κεντρικό τμήμα της γέφυρας:

$$q_{w,x} = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{f,x} = 0,5625 \cdot 1,52 \cdot 1,76 = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Φόρτιση ανέμου κατά την διαμήκη διεύθυνση y

Για ολόσωμες γέφυρες, οι δυνάμεις λόγω ανέμου κατά τη διεύθυνση y λαμβάνονται ίσες με το 25% των δυνάμεων ανέμου κατά τη διεύθυνση x .

$$q_{w,y} = 0,25 \cdot q_{w,x} = 0,25 \cdot 1,73 = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{w,y} = 0,25 \cdot q_{w,x} = 0,25 \cdot 1,50 = 0,38 \text{ kN/m}^2$$

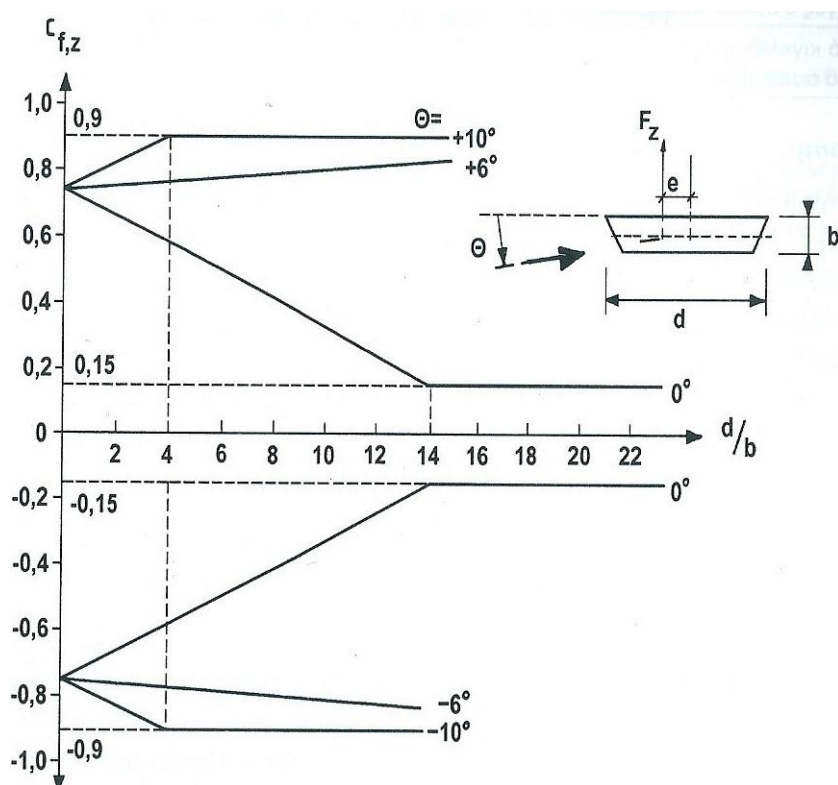
Συντελεστής δύναμης κατά την διεύθυνση z :

Ο συντελεστής δύναμης κατά την διεύθυνση z υπολογίζεται για δράση ανέμου τόσο προς τα άνω όσο και προς τα κάτω. Η τιμή του μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0,90 ή εναλλακτικά δίνεται από το παρακάτω σχήμα. Η τιμή του ανέμου σε αυτή τη διεύθυνση έχει σημαντικές επιπτώσεις μόνο όταν είναι ίδιας τάξης μεγέθους με το ίδιον βάρος.

Στην περίπτωση που υπολογιστεί ο συντελεστής $c_{f,z}$ από το παρακάτω σχήμα, το d_{tot} υπολογίζεται αγνοώντας οποιοδήποτε εξοπλισμό της γέφυρας (λαμβάνεται υπ' όψη μόνο το ύψος της κύριας δοκού). Επομένως θα ληφθεί προσεγγιστικά $d_{tot} = 0,80\text{m}$ και $\theta = 0^\circ$.

$$\frac{d}{btot} = \frac{3,00}{0,80} = 3,75 \text{ για τα καμπύλα τμήματα της γέφυρας.}$$

$$\frac{d}{btot} = \frac{6,00}{0,80} = 7,50 \text{ για το κεντρικό τμήμα της γέφυρας.}$$



Σχήμα 1.21: Συντελεστής δύναμης $c_{f,z}$ συναρτήσει της κλίσης θ της ανεμοπίεσης.

$C_{f,z} = 0,55$, για τα καμπύλα τμήματα της γέφυρας

$C_{f,z} = 0,42$, για το κεντρικό τμήμα της γέφυρας

Η συνολική πίεση που δρα επί της πεζογέφυρας υπολογίζεται:

για τα καμπύλα τμήματα της γέφυρας:

$$q_{w,z} = q_{ref} \cdot c_{e(z_e)} \cdot c_{f,z} = 0,5625 \cdot 1,52 \cdot 0,55 = 0,47 \text{ kN/m}^2$$

για το κεντρικό τμήμα της γέφυρας:

$$q_{w,z} = q_{ref} \cdot c_{e(z_e)} \cdot c_{f,z} = 0,5625 \cdot 1,52 \cdot 0,42 = 0,36 \text{ kN/m}^2$$

Η δύναμη κατά z εφαρμόζεται παράλληλα με τον άξονα y της γέφυρας και με εκκεντρότητα $e = b/4 = 0,75\text{m}$.

$$F_w = q_{ref} \cdot C_e(Z_e) \cdot C_f \cdot A_{ref} = 0,47 \cdot 3,00 = 1,41 \text{ kN/m}$$

$$F_w = q_{ref} \cdot C_e(Z_e) \cdot C_f \cdot A_{ref} = 0,36 \cdot 3,00 = 1,08 \text{ kN/m}$$

Επειδή οι δυνάμεις ανέμου κατά z δεν είναι σημαντικές, στη συνέχεια θα αγνοηθούν.

1.6.4 Θερμοκρασιακές Μεταβολές

Η μεταβολή της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος με τον χρόνο προκαλεί μεταβολή της θερμοκρασίας των διατομών και συνεπώς την παραμόρφωσή τους με την μορφή διαστολής ή συστολής. Όταν η παραμόρφωση αυτή εμποδίζεται, δημιουργούνται τάσεις οι οποίες πρέπει να ληφθούν υπ' όψη στους συνδυασμούς δράσεων.

Για τον προσδιορισμό των τιμών της θερμοκρασιακής φόρτισης τα καταστρώματα των γεφυρών ταξινομούνται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με το υλικό των κύριων δοκών και του καταστρώματος:

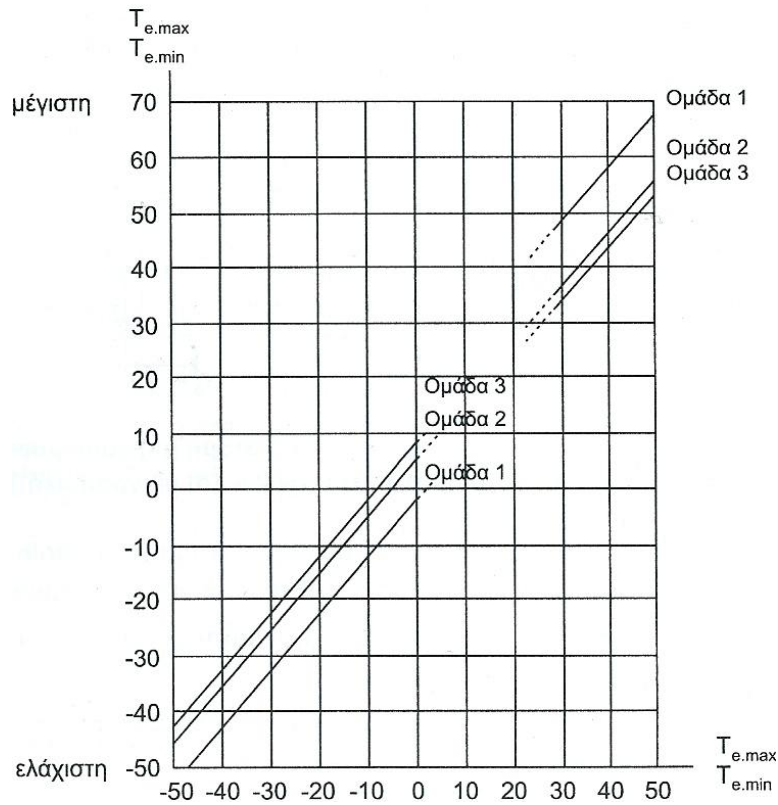
- Ομάδα 1: Χαλύβδινο δάπεδο επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα
- Ομάδα 2: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα
- Ομάδα 3: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί ανοικτών ή κιβωτοειδών δοκών από σκυρόδεμα

Η θερμοκρασιακή φόρτιση έχει δύο συνιστώσες: την ομοιόμορφη (uniform) και τη γραμμική (linear).

Προσδιορισμός ομοιόμορφης συνιστώσας:

Για τον προσδιορισμό της ομοιόμορφης συνιστώσας πρέπει να προσδιοριστούν αρχικά η ελάχιστη (T_{\min}) και μέγιστη (T_{\max}) θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά που αναμένεται να εμφανιστούν στην γέφυρα. Από ισοθερμικούς χάρτες για την περιοχή της πεζογέφυρας προκύπτουν $T_{\min} = 0,4 \text{ }^\circ\text{C}$ και $T_{\max} = 40,5 \text{ }^\circ\text{C}$.

Στη συνέχεια μέσω του σχήματος 1.22 (Ευρωκώδικας 1 μέρος 5) υπολογίζονται η ελάχιστη και μέγιστη ενεργός θερμοκρασία της γέφυρας:



Σχήμα 1.22: Σχέση μεταξύ $T_{e,min}$, $T_{e,max}$ και T_{min} , T_{max}

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

$$T_{e,max} = +46 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Η θερμοκρασία κατασκευής του έργου θεωρείται 15°C

Οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της αρνητικής ($\Delta T_{N,neg}$) και θετικής ($\Delta T_{N,pos}$) ενεργού θερμοκρασίας της γέφυρας προκύπτουν:

$$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0 = 5 - 15 = -10 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0 = 46 - 15 = 31 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Γραμμική συνιστώσα:

Η γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας είναι αποτέλεσμα θέρμανσης και ψύξης του καταστρώματος σε μία ορισμένη χρονική περίοδο, κατά την οποία εμφανίζεται μία μέγιστη θετική (άνω επιφάνεια θερμότερη) και μία μέγιστη αρνητική (κάτω επιφάνεια θερμότερη) μεταβολή της θερμοκρασίας. Οι χαρακτηριστικές τιμές προκύπτουν από τον πίνακα 1.4:

Πίνακας 1.4: Χαρακτηριστικές τιμές της γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας.

Ομάδα Καταστρώματος		Θετική διαφορά θερμοκρασίας	Αρνητική διαφορά θερμοκρασίας
		$\Delta T_{M,pos}$ (C)	$\Delta T_{M,neg}$ (C)
1		18	-13
2		15	-18
3	Κιβωτοειδής Δοκός	10	-5
	Λοιπές Μορφές	15	-8

Επομένως για χαλύβδινο κατάστρωμα προκύπτουν $\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ και $\Delta T_{M,cool} = 18^\circ\text{C}$.

Για την συνύπαρξη της γραμμικής και ομοιόμορφης συνιστώσας χρησιμοποιείται ο δυσμενέστρος από τους συνδυασμούς:

$$\Delta T_M + 0,35 \cdot \Delta T_N$$

$$0,75 \cdot \Delta T_M + \Delta T_N ,$$

1.7 Συνδυασμοί Δράσεων

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 μέρος 1 προσδιορίζονται οι συνδυασμοί δράσεων για τους οποίους θα ελεγχθεί η κατασκευή για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Αυτές οι “καταστάσεις σχεδιασμού” αναφέρονται σε όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων στους οποίους μπορεί να εκτεθεί η κατασκευή στην προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της, η οποία για μία πεζογέφυρα ορίζεται στα 100 έτη. Οι καταστάσεις σχεδιασμού για την Ο.Κ.Α. και την Ο.Κ.Λ ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες:

- Καταστάσεις διαρκείας (persistent), 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 ή τοπική αστοχία.
- Καταστάσεις σεισμού (seismic), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Η Οριακή Κατάσταση Αστοχίας αναφέρεται σε καταστάσεις που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχία της γέφυρας, μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής, υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης. Οι οριακές αυτές καταστάσεις θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Ο έλεγχος στην Ο.Κ.Α. ικανοποιείται όταν για κάθε έναν από τους παρακάτω συνδυασμούς ισχύει:

$$E_d \leq R_d, \text{όπου}$$

E_d : η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεως.

R_d : η αντοχή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης.

Ο Ευρωκώδικας 1 μέρος 1 ορίζει τους εξής συνδυασμούς για τον υπολογισμό των δράσεων σχεδιασμού E_d :

α) Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_{G,j} * G_{k,j} \text{ «+» } \gamma_P * P \text{ «+» } \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} \text{ «+» } \sum \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_k,$$

β) Καταστάσεις σεισμού

$$\sum G_{k,j} \text{ «+» } P \text{ «+» } A_{Ed} \text{ «+» } \sum \gamma_{Q,i} * \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad , \text{όπου}$$

Το σύμβολο «+» σημαίνει επαλληλία δράσεων (και όχι αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση).

$G_{k,j}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων.

P είναι η χαρακτηριστική δύναμη της προέντασης.

$Q_{k,1}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης.

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

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης.

A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης.

$\gamma_{G,j}$ είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j .

γ_P είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση.

$\gamma_{Q,i}$ είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i .

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

Στον Ευρωκώδικα 0 - Αρχές Σχεδιασμού αναφέρεται ότι στις πεζογέφυρες κατά τον συνδυασμό δράσεων ισχύουν:

- Το συγκεντρωμένο φορτίο Q_{fwk} δεν συνδυάζεται με άλλες μεταβλητές δράσεις που δεν οφείλονται στην κίνηση πεζών.
- Οι δράσεις ανέμου και οι δράσεις από θερμοκρασιακή μεταβολή δεν συνδυάζονται μεταξύ τους.

Πίνακας 1.5: Συντελεστές συνδυασμού ψ για πεζογέφυρες.

Table A2.2 – Recommended values of ψ factors for footbridges

Action	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Traffic loads	gr1	0,40	0,40	0
	$Q_{f,sk}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Wind forces	F_{Wk}	0,3	0,2	0
Thermal actions	T_k	0,6 ¹⁾	0,6	0,5
Snow loads	$Q_{S,sk}$ (during execution)	0,8	-	0
Construction loads	Q_c	1,0	-	1,0
1) The recommended ψ_0 value for thermal actions may in most cases be reduced to 0 for ultimate limit states EQU, STR and GEO. See also the design Eurocodes.				

NOTE 4 For footbridges, the infrequent value of variable actions is not relevant.

Η κατασκευή μας θα ελεγχθεί για τις δύο ακόλουθες φάσεις:

- 1) Φάση κατασκευής: Σε αυτή τη φάση η ένταση που αναπτύσσεται στον δορέα αναλαμβάνεται από το μεταλλικό τμήμα του καταστρώματος. Τα φορτία που καταπονούν τον φορέα είναι τα ίδια βάρη των μεταλλικών διατομών, η προένταση των καλωδίων και το βάρος του νωπού σκυροδέματος.
- 2) Φάση Λειτουργίας: Σε αυτή τη φάση ο φορέας συμπεριφέρεται ως σύμμικτος και αναλαμβάνει τις υπόλοιπες δράσεις (κινητά φορτία Q_{fk} , ανεμοπίεση W , θερμοκρασιακές μεταβολές T).

Ο φορέας ελέγχεται σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας με τους παρακάτω συνδυασμούς:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,30 \cdot F_w \quad \text{Με κύρια δράση τα φορτία } Q \text{ (gr1)}$$

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q - 1,50 \cdot 0,30 \cdot F_w$$

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot F_w + 1,50 \cdot 0,40 \cdot Q \quad \text{Με κύρια δράση τον άνεμο (} F_w \text{)}$$

$$1,35 \cdot G - 1,50 \cdot F_w + 1,50 \cdot 0,40 \cdot Q$$

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot T \quad \text{Με κύρια δράση την θερμοκρασιακή μεταβολή (} T \text{).}$$

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας αναφέρεται σε συνδυασμούς που αν δεν ικανοποιούνται η κατασκευή δεν είναι λειτουργική. Για παράδειγμα η ανάπτυξη μεγάλων παραμορφώσεων ή μετακινήσεων που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες.

Η ανίσωση ελέγχου παίρνει την μορφή:

$$E_d \leq C_d \quad , \text{ όπου}$$

E_d : η τιμή σχεδιασμού του εξεταζόμενου αποτελέσματος δράσεως.

C_d : η οριακή τιμή σχεδιασμού του αντίστοιχου κριτηρίου λειτουργικότητας (π.χ. βέλος).

Ο συνδυασμός που θα χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας είναι ο εξής:

$$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot Q + P$$

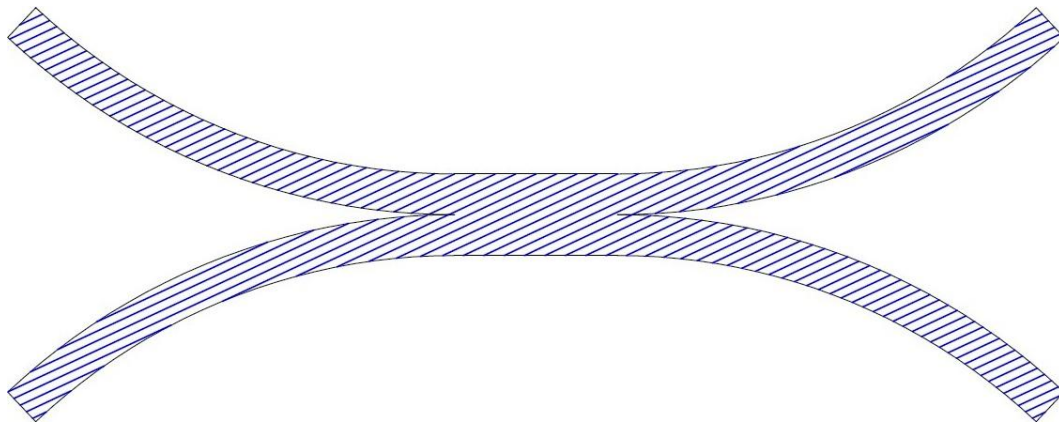
Σε αυτό το σημείο σημειώνεται πως για τους συνδυασμούς φορτίσεων στην Ο.Κ.Α. και στην Ο.Κ.Λ. για την φόρτιση Q μορφώθηκαν τέσσερις κατανομές. Ο έλεγχος για κάθε στοιχείο της γέφυρας έγινε με την κατανομή που προκαλούσε τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

1^{ος} Συνδυασμός (Q_1), όπου το φορτίο κυκλοφορίας $Q = 5 \text{ kN/m}^2$ ασκείται σε όλη την πεζογέφυρα (Σχήμα 1.23).

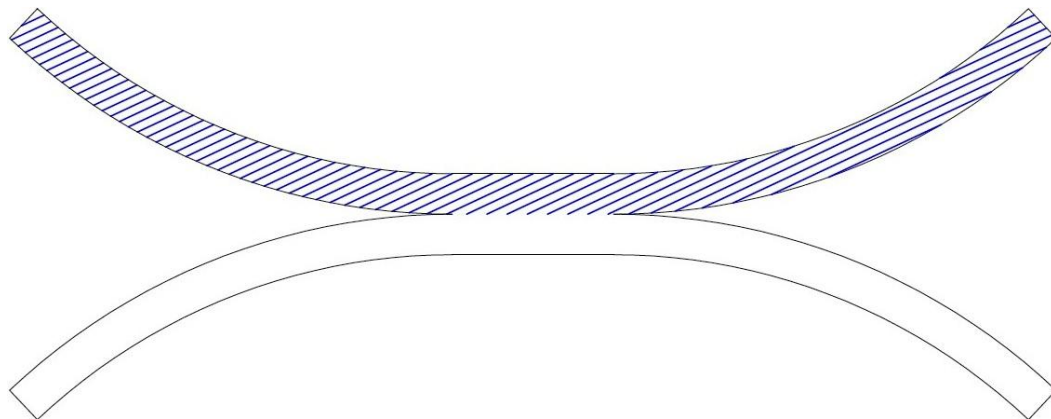
2^{ος} Συνδυασμός (Q_2), όπου το φορτίο κυκλοφορίας $Q = 5 \text{ kN/m}^2$ ασκείται στη μία πλευρά της γέφυρας (Σχήμα 1.24).

3^{ος} Συνδυασμός (Q_3), όπου το φορτίο κυκλοφορίας $Q = 5 \text{ kN/m}^2$ ασκείται στην άλλη πλευρά της γέφυρας (Σχήμα 1.25).

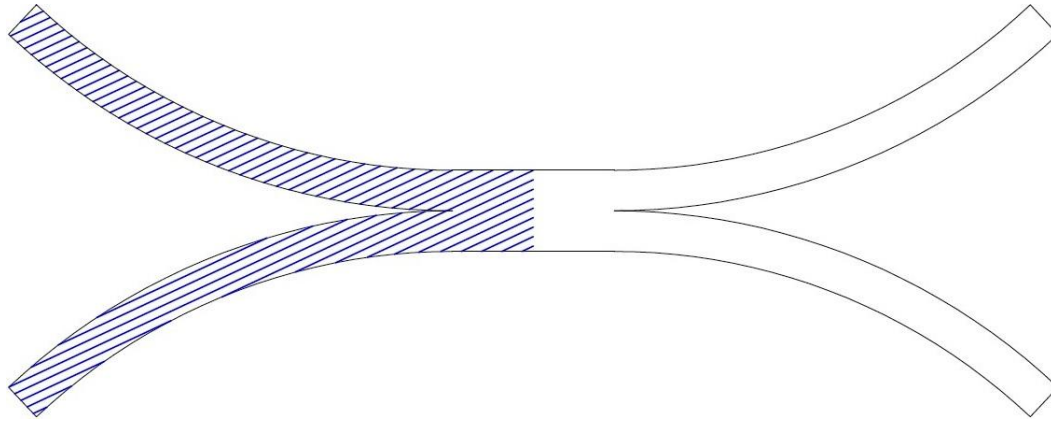
4^{ος} Συνδυασμός (Q_4), όπου το φορτίο κυκλοφορίας $Q = 5 \text{ kN/m}^2$ ασκείται αντισυμμετρικά (Σχήμα 1.26).



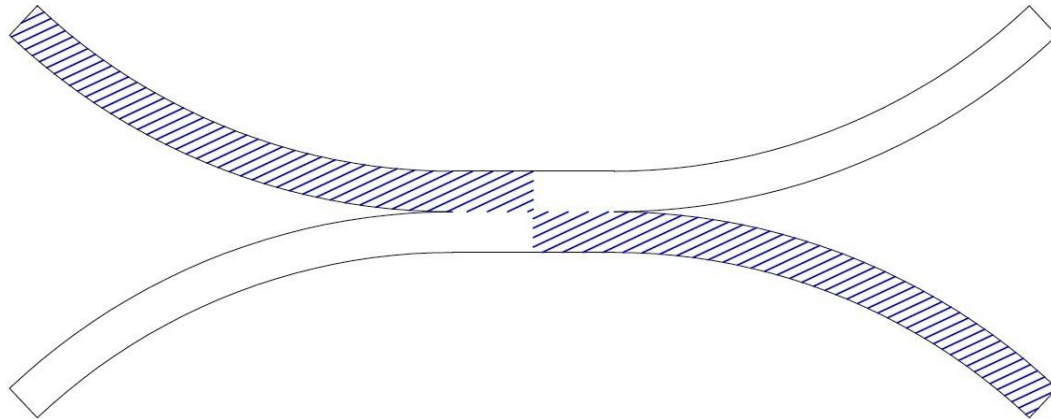
Σχήμα 1.23: 1^{ος} Συνδυασμός φόρτισης.



Σχήμα 1.24: 2^{ος} Συνδυασμός φόρτισης.



Σχήμα 1.25: 3^{ος} Συνδυασμός φόρτισης.



Σχήμα 1.26: 4^{ος} Συνδυασμός φόρτισης.

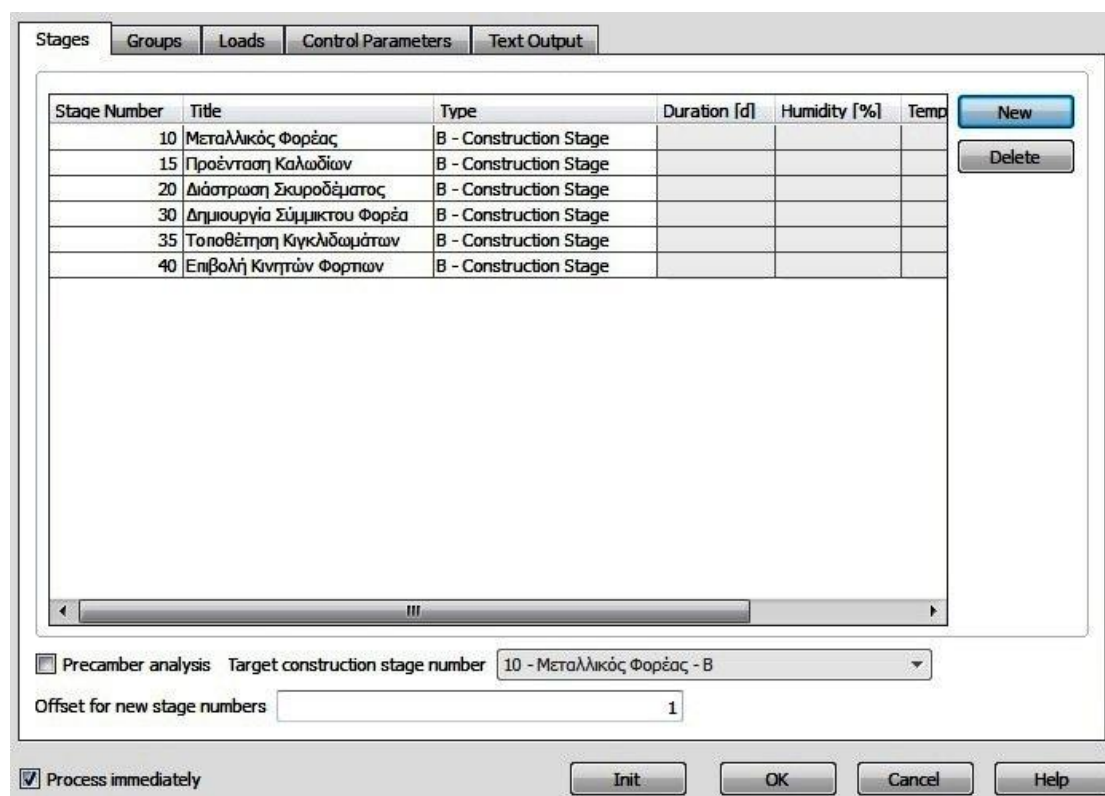
2 Ανάλυση του φορέα

2.1 Λογισμικό Ανάλυσης Sofistik

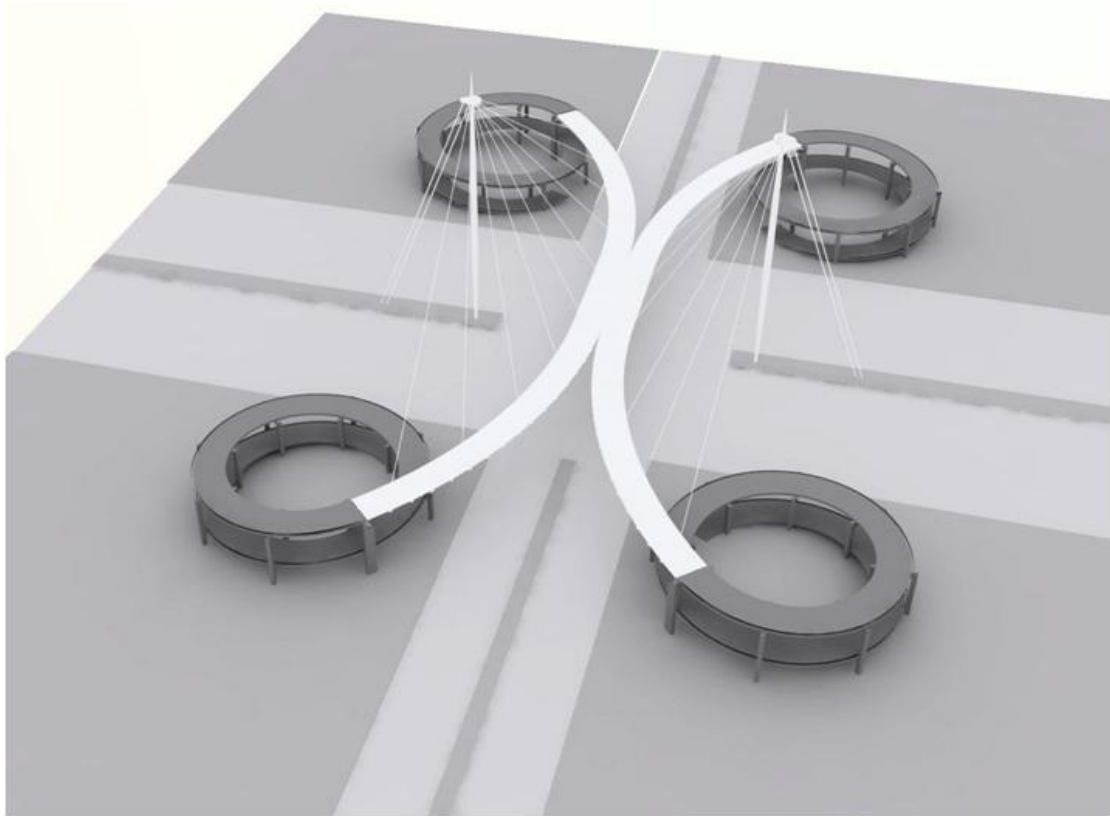
Για την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Sofistik GmbH. Η προσομοίωση του φορέα έγινε με στόχο να αποδίδεται κατά το δυνατόν η πραγματική του γεωμετρία και συνδεσμολογία. Οι έλεγχοι γίνονται για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας και Αστοχίας με τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων που περιγράφηκαν προηγουμένως, καθώς και για τις διαφορετικές φάσεις κατασκευής και λειτουργίας. Για την διάκριση των φάσεων κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το υποπρόγραμμα Construction Stage Manager, χάρη στο οποίο είναι εύκολη η ενεργοποίηση συγκεκριμένων στοιχείων και ιδιοτήτων του φορέα, ανάλογα με την φάση στην οποία βρισκόμαστε.

Συγκεκριμένα αναλύονται οι εξής 5 φάσεις:

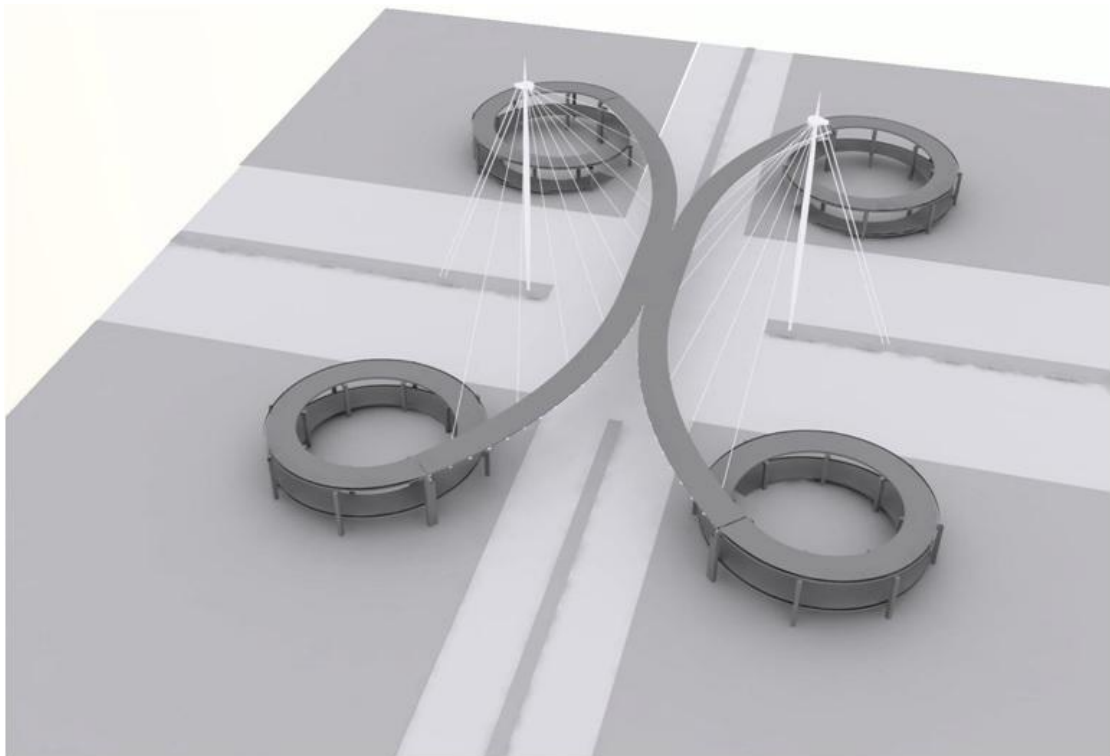
- Μεταλλικό κατάστρωμα μόνο εδραζόμενο επί των ακραίων βάθρων (μέσω ελατηρίων που προσομοιώνουν τα εφέδρανα) και του πυλώνα μέσω των καλωδίων ανάρτησης (C.S. 10).
- Εφαρμογή προέντασης στα καλώδια ανάρτησης και αγκύρωσης (C.S. 15).
- Διάστρωση νωπού σκυροδέματος (C.S. 20).
- Δημιουργία σύμμικτου φορέα μετά την πήξη του σκυροδέματος (C.S. 30).
- Τοποθέτηση κιγκλιδωμάτων (C.S. 35).
- Εφαρμογή κινητών φορτίων (Q_{fk} , W , T) (C.S. 40).



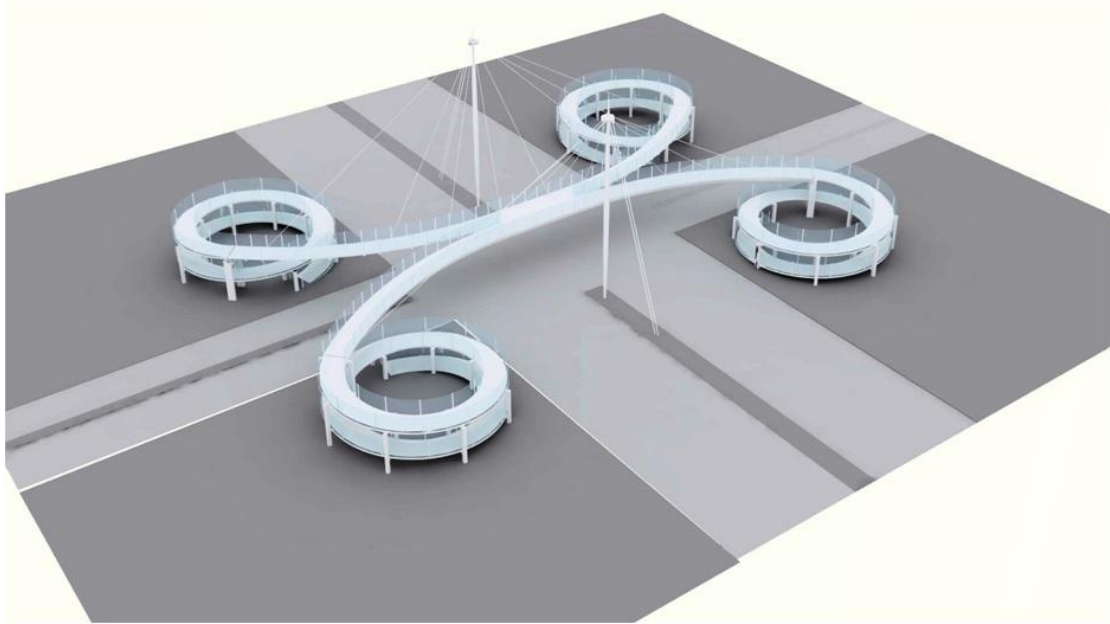
Εικόνα 2.1: Φάσης Ανάλυσης του φορέα μέσω υποπρογράμματος C.S.M.



Εικόνα 2.2: Μορφή της γέφυρας μετά τη φάση κατασκευής 15.

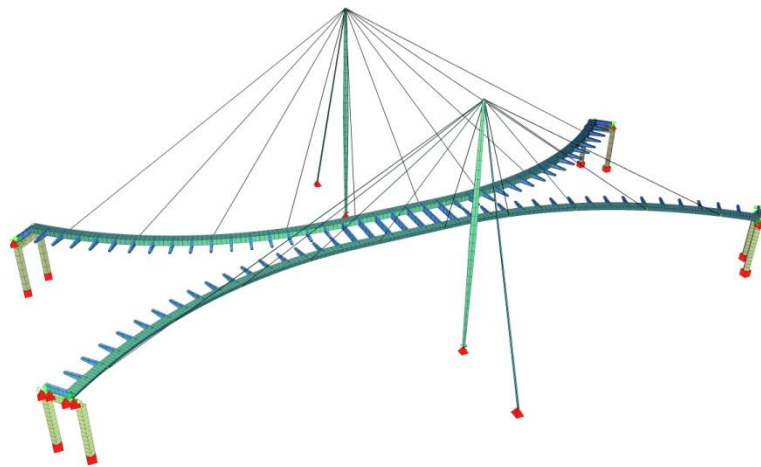


Εικόνα 2.3: Μορφή της γέφυρας μετά τη φάση κατασκευής 30.

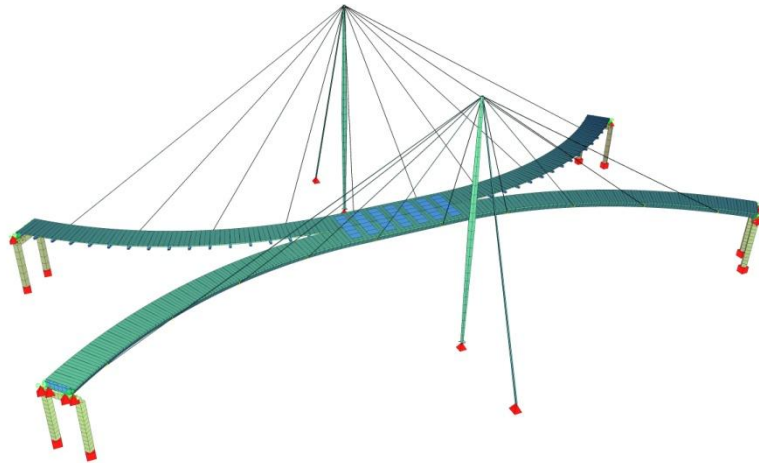


Εικόνα 2.4: Μορφή της γέφυρας μετά τη φάση κατασκευής 35.

Η γέφυρα μελετάται ξεχωριστά από τις ράμπες ανάβασης καθώς δεν υπάρχει σημαντική αλληλεπίδραση στην συμπεριφορά τους. Παρακάτω φαίνεται το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε για τις διάφορες φάσεις.



Σχήμα 2.1: Προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στο Sofistik για τις φάσεις κατασκευής 10,15 (μεταλλικός φορέας).



Σχήμα 2.2: Προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στο Sofistik για τις φάσεις κατασκευής 30,35,40 (σύμμικτος φορέας).

Για την προσομοίωση της κύριας δοκού, των διαδοκίδων και του πυλώνα χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (beam elements). Η διατομή της κύριας δοκού χωρίζεται σε δύο φάσεις, με την πλάκα σκυροδέματος να ενεργοποιείται στην φάση κατασκευής 30. Το σκυρόδεμα της πλάκας σκυροδέματος θεωρείται αβαρές και το βάρος του εισάγεται ως γραμμικό φορτίο στις διαδοκίδες.

Οι διαδοκίδες του καταστρώματος είναι μεταβλητής διατομής για τα καμπύλα τμήματα του φορέα και δεν λειτουργούν σύμμικτα με την πλάκα καταστρώματος, καθώς αναπτύσσονται μόνο αρνητικές ροπές σε όλες τις φάσεις ζωής της γέφυρας. Στο κεντρικό τμήμα αντιθέτως, αναπτύσσονται κατά κύριο λόγο θετικές ροπές και συνεπώς οι διαδοκίδες λειτουργούν σύμμικτα με την πλάκα σκυροδέματος.

Τα καλώδια ανάρτησης και αγκύρωσης προσομοιώνονται με στοιχεία καλωδίου (cable elements) και χρησιμοποιούνται οι διατομές της εταιρίας Pfeifer που διαθέτει στην βάση δεδομένων του το πρόγραμμα. Τα καλώδια ανάρτησης συνδέονται με την κύρια δοκό μέσω constraints KP, ώστε να επιτύχουμε την ακριβή κλίση τους.

2.2 Περιγραφή και έλεγχος Καλωδίων

2.2.1 Προένταση καλωδίων

Στα καλώδια του φορέα επιβάλλεται προένταση μέσω κατάλληλης εντολής του προγράμματος. Η προένταση αυτή κρίνεται απαραίτητη καθώς:

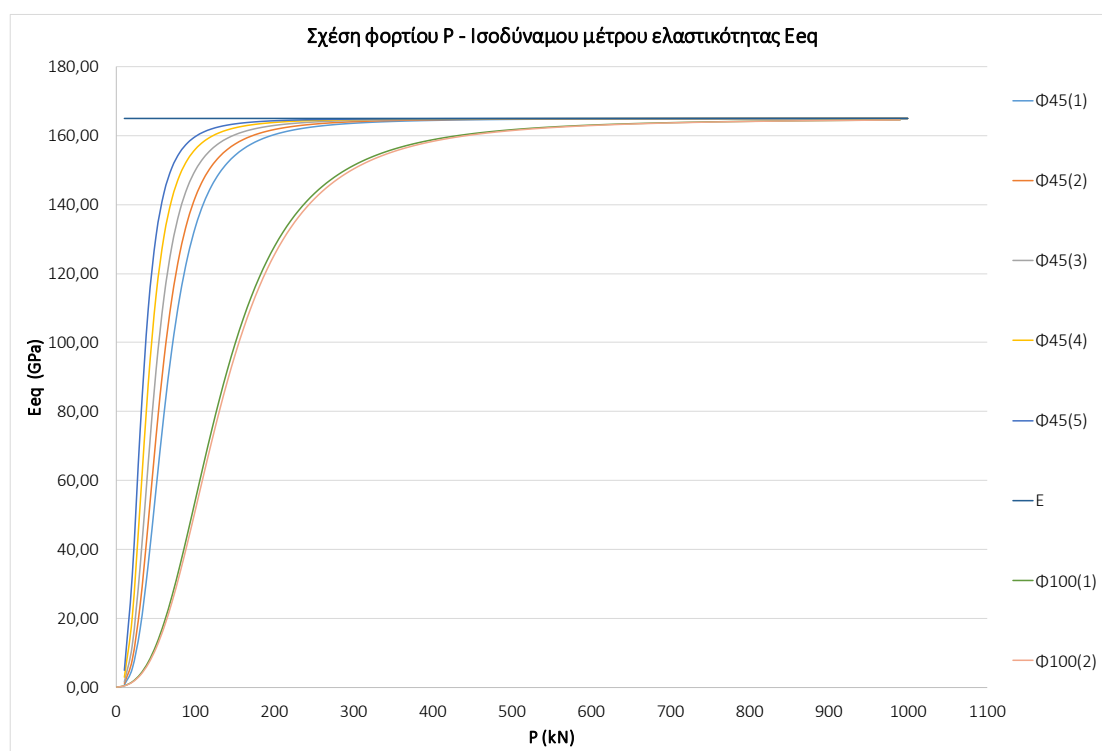
- Εισάγεται με ευκολία αντιβέλος στον φορέα για τον περιορισμό των βελών λόγω μόνιμων φορτίων.
- Εξασφαλίζεται η συμβολή τους στο μητρώο ακαμψίας του φορέα για όλες τις φορτίσεις (η προένταση υπολογίζεται ώστε να λειτουργούν όλα τα καλώδια για όλους τους πιθανούς συνδυασμούς φορτίσεων)
- Αποτρέπει την μη-γραμμική σχέση φορτίου - επιμήκυνσης καλωδίου, η οποία οφείλεται στο βέλος του καλωδίου λόγω ίδιου βάρους.

Συγκεκριμένα, η αύξηση του φορτίου σε ένα καλώδιο συνεπάγεται την μείωση του βέλους λόγω ίδιου βάρους και συνεπώς την επιμήκυνσή του, γεγονός που δημιουργεί μη γραμμικότητα στην σχέση φορτίου-επιμήκυνσης. Για την εξάλειψη αυτής της μη γραμμικότητας έχει προταθεί η μέθοδος του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας, το οποίο εξαρτάται από την προβολή του καλωδίου στο οριζόντιο επίπεδο και την εφελκυστική τάση που αναπτύσσεται σε αυτό.

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot \alpha^2 \cdot E}{12 \cdot \sigma^3}}$$

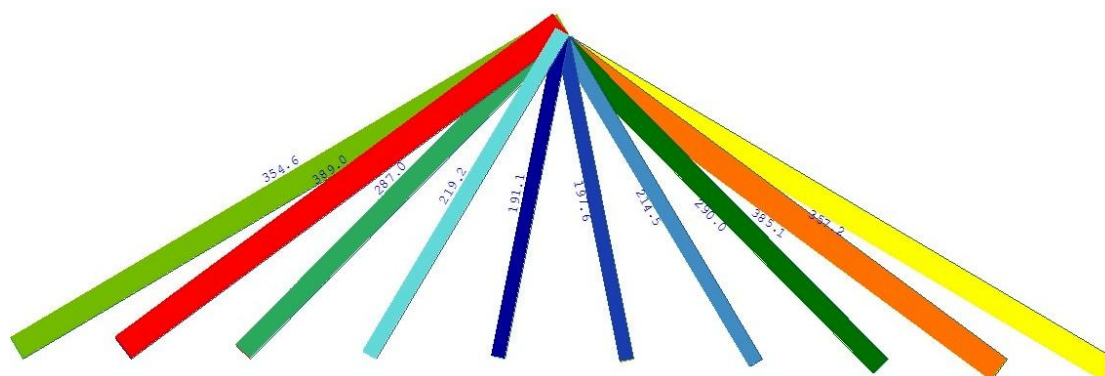
Όπου, E, το μέτρο ελαστικότητας του ευθύγραμμου καλωδίου
 α, η οριζόντιο προβολή του καλωδίου
 γ, το ειδικό βάρος του καλωδίου
 σ, η εφελκυστική τάση του καλωδίου

Για κάθε καλώδιο υπολογίζεται η ελάχιστη προένταση που πρέπει να επιβληθεί ώστε το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας να ισούται με το μέτρο ελαστικότητας του ευθύγραμμου καλωδίου ($E_{eq} \approx 165000$ MPa). Στα παρακάτω σχέδια και πίνακες ως καλώδιο ανάρτησης 1 αναφέρεται το πιο απομακρυσμένο καλώδιο από τον πυλώνα στην περιοχή της αρθρωτής έδρασης της κύριας δοκού, ως καλώδιο 2 το αμέσως επόμενο κ.ο.κ..



Σχήμα 2.3: Καμπύλες ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας συναρτήσει της δύναμης προεντάσεως.

Το μέγεθος της προέντασης που εισάγεται στα καλώδια υπολογίζεται ώστε ο φορέας, μετά την διάστρωση του σκυροδέματος και την τοποθέτηση των κιγκλιδωμάτων, να πλησιάζει κατά το δυνατόν την απαραμόρφωτη γεωμετρία του. Ακόμη ελέγχεται η ένταση που αναπτύσσεται σε κάθε καλώδιο στη φάση κατασκευής 35 να είναι μεγαλύτερη της απαιτούμενης προέντασης που υπολογίστηκε παραπάνω. Στον πίνακα 2.1 παρουσιάζονται οι τιμές προέντασης που επιβλήθηκαν σε κάθε καλώδιο καθώς και το τελικό αξονικό φορτίο στη φάση κατασκευής 35. Σημειώνεται πως το αξονικό φορτίο που δέχονται τα καλώδια μετά την προέντασή τους, δηλαδή στη φάση κατασκευής 15, διαφέρει από την επιβαλλόμενη προένταση, λόγω της χαλάρωσης των καλωδίων από την έλξη που δημιουργούν στο φορέα.



Σχήμα 2.4: Αξονικά φορτία καλωδίων στην φάση κατασκευής 35.

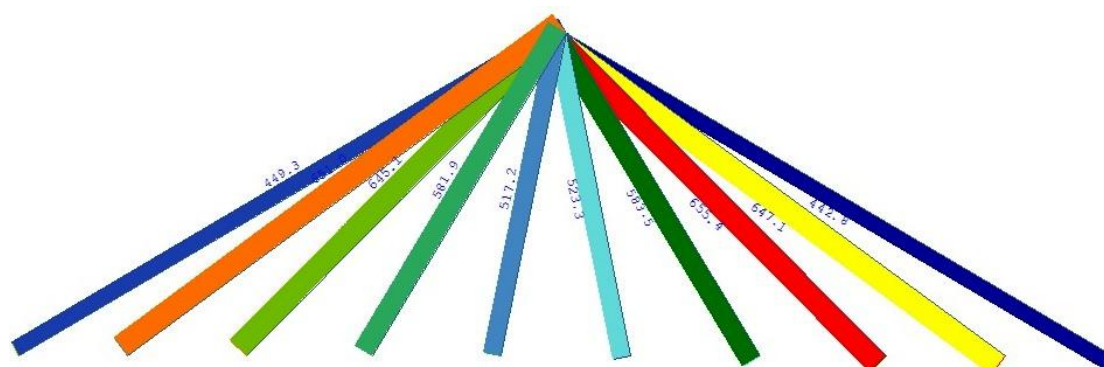
Πίνακας 2.1: Τιμές προέντασης και αξονικά φορτία καλωδίων στη φάση κατασκευής 35.

α/α Καλωδίου	Τιμές προέντασης (kN)	Αξονικό Φορτίο καλωδίου (kN) (C.S. 35)	Απαιτούμενη Προένταση (kN)
καλώδιο ανάρτησης 1	390	357,2	290
καλώδιο ανάρτησης 2	540	385,1	260
καλώδιο ανάρτησης 3	470	290,0	220
καλώδιο ανάρτησης 4	340	214,5	180
καλώδιο ανάρτησης 5	285	197,6	150
καλώδιο ανάρτησης 6	285	191,1	150
καλώδιο ανάρτησης 7	360	219,2	180
καλώδιο ανάρτησης 8	480	287,0	220
καλώδιο ανάρτησης 9	550	389,0	260
καλώδιο ανάρτησης 10	385	354,6	290
καλωδιο αγκύρωσης 1	1400	1100	650
καλωδιο αγκύρωσης 2	1400	1100	660

Παρατηρούμε ότι το αξονικό φορτίο κάθε καλωδίου στη φάση κατασκευής 35 είναι μεγαλύτερο της αντίστοιχης απαιτούμενης προέντασης.

2.2.2 Έλεγχος καλωδίων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Ο έλεγχος των καλωδίων στην Ο.Κ.Α. γίνεται για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίων: $1,35 \cdot G + P + 1,50 \cdot Q_1 + 1,50 \cdot 0,30 \cdot W$.



Σχήμα 2.5: Μέγιστα αξονικά φορτία καλωδίων για τον συνδυασμό $1,35 \cdot G + P + 1,50 \cdot Q_{fk} + 1,50 \cdot 0,30 \cdot W$

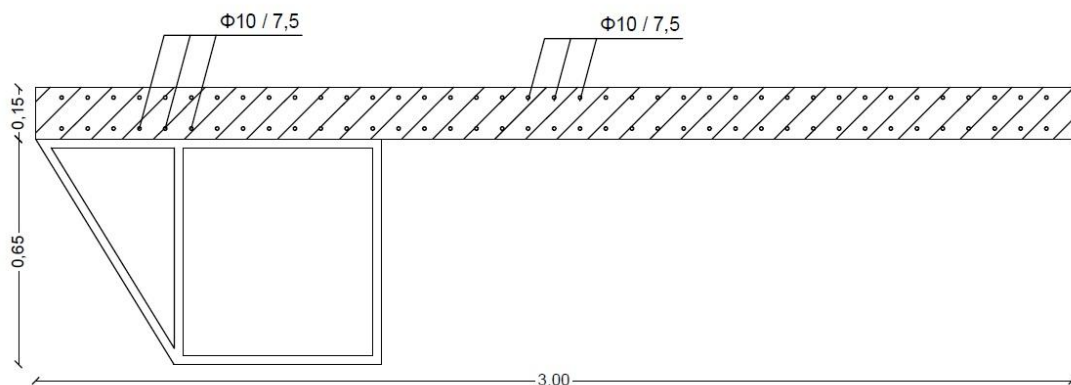
Πίνακας 2.2 Μέγιστα αξονικά φορτία καλωδίων και ποσοστό εκμετάλευσής τους.

α/α Καλωδίου	Αξονικό Φορτίο Καλωδίου (kN) $1,35 * G + P + 1,50 * Q_{fk} + 1,50 * 0,30 * W$	Ποσοστό Εκμετάλευσης (%)
καλώδιο ανάρτησης 1	442,8	37,8
καλώδιο ανάρτησης 2	647,1	55,3
καλώδιο ανάρτησης 3	655,4	56,0
καλώδιο ανάρτησης 4	583,5	49,9
καλώδιο ανάρτησης 5	523,3	44,7
καλώδιο ανάρτησης 6	517,2	44,2
καλώδιο ανάρτησης 7	581,9	49,7
καλώδιο ανάρτησης 8	645,1	55,1
καλώδιο ανάρτησης 9	651,0	55,6
καλώδιο ανάρτησης 10	449,3	38,4
καλωδιο αγκύρωσης 1	2546	41,6
καλωδιο αγκύρωσης 2	2546	41,6

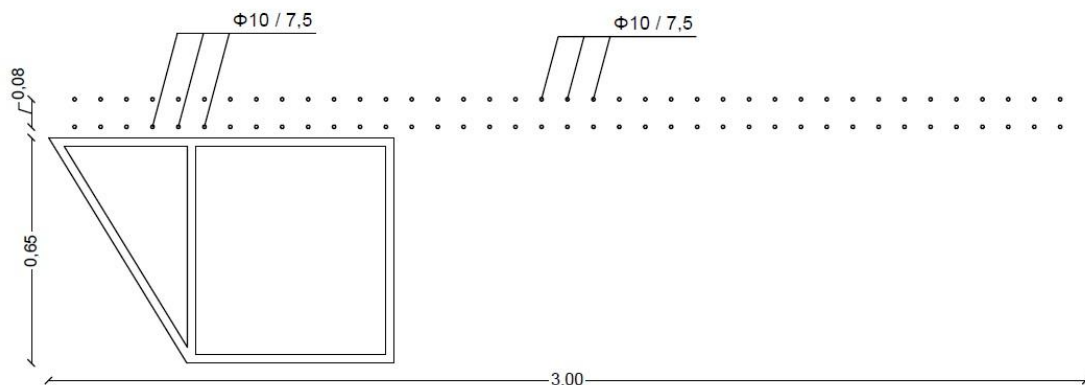
Παρατηρούμε ότι η μέγιστη απόδοση των καλωδίων ανάρτησης είναι 56% ενώ η ελάχιστη 37,8%. Η επιλογή αυτής της διατομής καλωδίων έγινε για τον περιορισμό των βελών από κινητά φορτία, όπως θα φανεί και στη συνέχεια.

2.3 Παρουσίαση και έλεγχος κύριας δοκού

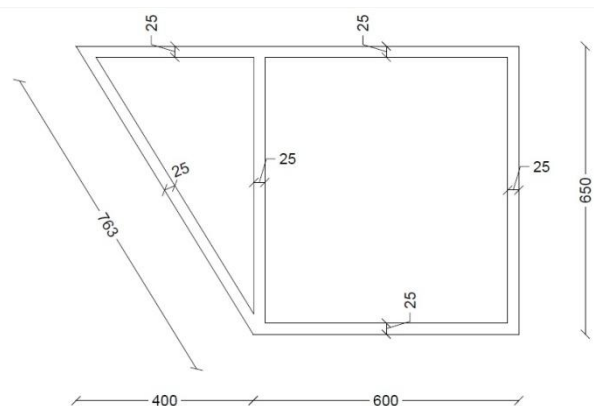
Για την προσομοίωση της κύριας δοκού στο πρόγραμμα ανάλυσης χρησιμοποιήθηκε η διατομή του σχήματος 2.6. Η κύρια δοκός αποτελείται από το μεταλλικό μέρος (ενεργό καθ'όλη τη διάρκεια ζωής της γέφυρας) και την πλάκα σκυροδέματος και τον οπλισμό που ενεργοποιούνται στη φάση κατασκευής 30. Στις περιοχές αρνητικών ροπών θεωρείται ότι την ένταση αναλαμβάνει το μεταλλικό μέρος της κύριας δοκού (σχήμα 2.7) καθώς και ο οπλισμός της πλάκας σκυροδέματος.



Σχήμα 2.6 Διατομή κύριας δοκού για θετικές ροπές.



Σχήμα 2.7: Διατομή κύριας δοκού για αρνητικές ροπές



Σχήμα 2.8: Μεταλλική διατομή κύριας δοκού.

Στις περιοχές θετικών ροπών η διατομή είναι σύμμικτη με πάχος πλάκας σκυροδέματος $h_c = 15$ εκατοστά και συνεργαζόμενο πλάτος 3,00 μέτρα. Τίθεται άνω διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός $\Phi 10/7,5$ ($10,47\text{cm}^2/\text{m}$) καθώς και κάτω διαμήκης οπλισμός $\Phi 10/7,5$ ($10,47\text{cm}^2/\text{m}$).

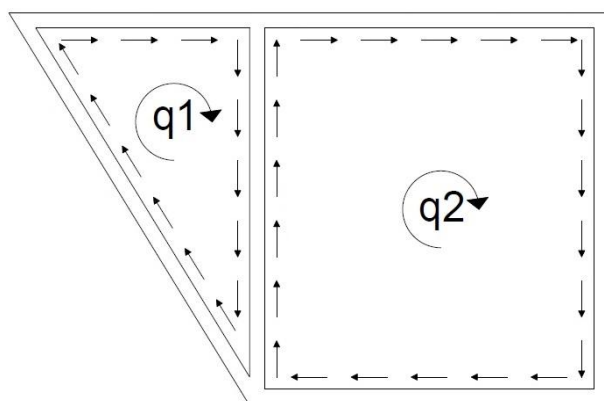
2.3.1 Μεθοδολογία ελέγχου κύριας δοκού

Ο έλεγχος της κύριας δοκού γίνεται στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας. Στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας ελέγχεται η αντοχή της διατομής στη φάση λειτουργίας για τους διάφορους συνδυασμούς έντασης. Θεωρείται πως η ένταση λόγω ροπής M_z στη φάση αυτή (σύμμικτος φορέας) αναλαμβάνεται εξ'ολοκλήρου από την πλάκα σκυροδέματος.

Στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας γίνεται ο έλεγχος βελών της κύριας δοκού. Ακόμη, δεν επιτρέπεται η πλαστικοποίηση των διατομών και γίνεται έλεγχος περιορισμού των τάσεων.

Η κύρια δοκός ελέγχεται σε συνδυασμό μονοαξονικής κάμψης κατά τον άξονα y και αξονικής θλίψης N σύμφωνα με το κριτήριο $\frac{N_{ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,00$, όπου N_{Rd} και $M_{y,Rd}$ οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής ανάλογα την κατηγορία της διατομής, αφού γίνει τυχόν απομείωση της αντοχής λόγω ύπαρξης διάτμησης και στρέψης.

Η παραλαβή της στρέψης σε κλειστές διατομές γίνεται μέσω του μηχανισμού της ομοιόμορφης στρέψης (Saint Venant), κατά την οποία αναπτύσσεται στη διατομή ομοιόμορφη ροή διατμητικών δυνάμεων (σχήμα 2.9).



Σχήμα 2.9: Διατμητικής ροή στην κύρια δοκό λόγω στρέψης.

Αφού βρεθεί η διατμητική ροή στην διατομή λόγω στρέψης, γίνεται απομείωση της πλαστικής αντοχής σε διάτμηση σύμφωνα με τον τύπο:

$$V_{pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}} \right) \cdot V_{pl,Rd}$$

Σε περίπτωση που σε μία διατομή αναπτύσσεται ταυτόχρονα καμπτική και σημαντική διατμητική ένταση, ελέγχεται αν πρέπει να γίνει απομείωση της πλαστικής καμπτικής αντοχής, σύμφωνα με το κριτήριο:

$$V_{Ed} > 0,50 \cdot V_{pl,T,Rd}$$

Εάν το παραπάνω κριτήριο επαληθεύεται, γίνεται μείωση της τάσης διαρροής του πέλματος ή κορμού στη διεύθυνση της τέμνουσας δύναμης κατά $(1 - \rho)$, όπου το ρ υπολογίζεται σύμφωνα με τον τύπο:

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$$

Η εύρεση της διατμητικής ροής λόγω στρέψης για διατομή δύο κυψελών γίνεται ως εξής:

- Υπολογίζεται το εμβαδόν της επιφάνειας που περικλείεται από τη μέση γραμμή κάθε κυψέλης (F_1 , F_2).
- Υπολογίζεται ο όρος $\oint \frac{ds}{t}$ για τις δύο κυψέλες και το τοίχωμα που τις διαχωρίζει. Στον τύπο ds είναι η περίμετρος της κυψέλης και αντίστοιχα το μήκος του ελάσματος, ενώ t το πάχος των ελασμάτων.
- Από τον δεύτερο τύπο του Bredt $q_i \cdot \left(\oint \frac{ds}{t} \right) = G \cdot 2 \cdot F_i \cdot \varphi'$, όπου i κάθε κυψέλη μορφώνεται σύστημα δύο εξισώσεων η λύση του οποίου μας δίνει τους $\frac{q_1}{G \cdot \varphi'}$ και $\frac{q_2}{G \cdot \varphi'}$.
- Υπολογίζεται η στρεπτική σταθερά $It = 2 \cdot \sum_1^2 \left(\frac{q_i}{G \cdot \varphi'} \right) \cdot F_i$.
- Υπολογίζεται η διατμητική ροή $q_i = \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{q_i}{G \cdot \varphi'}$.
- Υπολογίζεται η διατμητική τάση λόγω στρέψης $\tau_i = \frac{q_i}{t_i}$.

2.3.2 Ρηγμάτωση σκυροδέματος

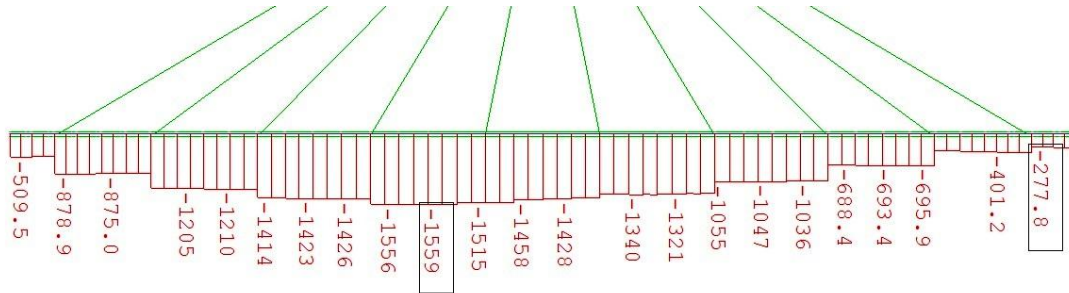
Στις περιοχές αρνητικών ροπών το σκυρόδεμα της πλάκας βρίσκεται υπό εφελκυσμό και ρηγματώνεται. Επομένως το σκυρόδεμα σε αυτές τις περιοχές έχει μειωμένη δυσκαμψία, γεγονός που πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψη στο προσομοίωμα. Διακρίνονται τρεις περιπτώσεις:

- Χρήση της αρηγμάτωτης δυσκαμψίας $E \cdot I_1$
- Χρήση της ρηγματωμένης δυσκαμψίας $E \cdot I_2$ (σκυρόδεμα εντελώς ανενεργό)
- Χρήση της ρηγματωμένης δυσκαμψίας $E \cdot I_{2ts}$, όπου λαμβάνεται υπ' όψη η συμμετοχή του σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών. Η δυσκαμψία $E \cdot I_{2ts}$ βρίσκεται μεταξύ των τιμών $E \cdot I_1$ και $E \cdot I_2$ και είναι αυξημένη ως προς την δεύτερη κατά 15-45%, ανάλογα την στάθμη της φόρτισης.

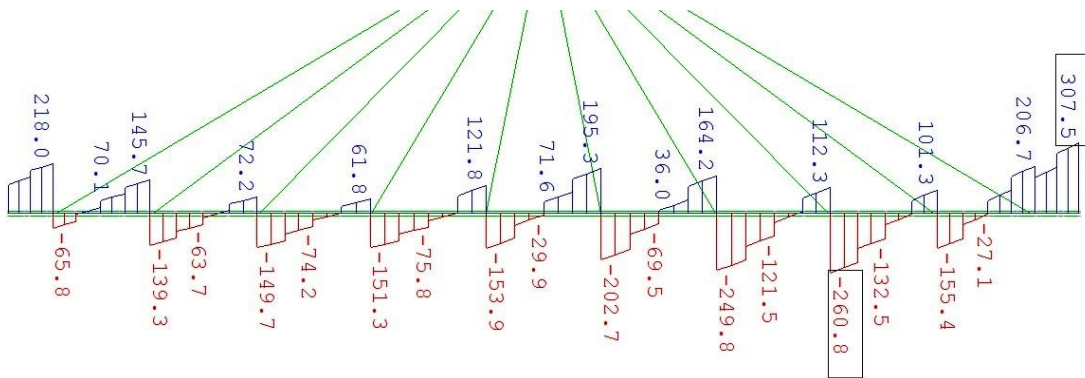
Στην περίπτωση μας επιλέχθηκε η χρήση της τρίτης μεθόδου. Για κάθε συνδυασμό φόρτισης Q_{fk} προσδιορίστηκε το τμήμα του φορέα όπου αναπτύσσονται αρνητικές ροπές και δόθηκε στο σκυρόδεμα μειωμένη δυσκαμψία $E \cdot I_{2ts} \approx 8000 \text{ GPa}$, η οποία αντιστοιχεί στην ρηγματωμένη δυσκαμψία προσαυξημένη κατά 35%.

2.3.3 Έλεγχος κύριας δοκού στην Ο.Κ.Α.

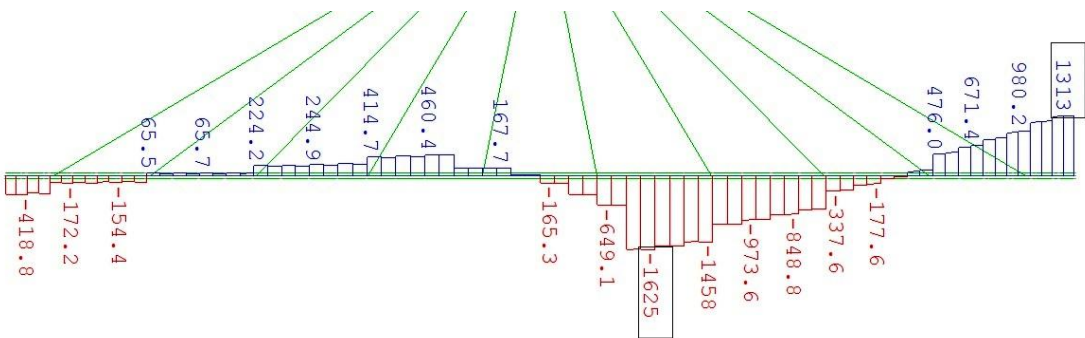
Ο έλεγχος στην Ο.Κ.Α. γίνεται για τον δυσμενέστερο συνδυασμό $1,35 \cdot G + P + 1,50 \cdot Q_3 + 1,50 \cdot 0,30 \cdot W$. Τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών από τη φόρτιση αυτή παρατίθενται παρακάτω:



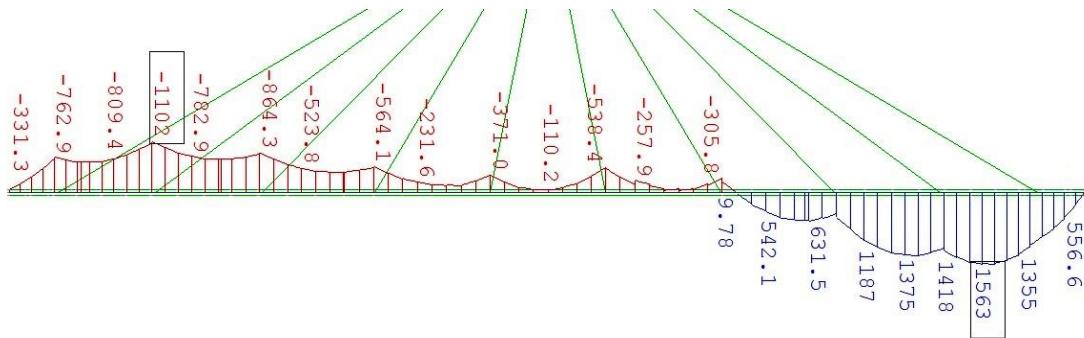
Σχήμα 2.10: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N.



Σχήμα 2.11: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz.



Σχήμα 2.12: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων M_y .



Σχήμα 2.13: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων M_x .

2.3.3.1 Κατάταξη Διατομών

Αρχικά γίνεται κατάταξη των διατομών για την επιλογή της μεθόδου προσδιορισμού της αντοχής της κύριας δοκού.

- Διατομή στη θέση θετικών ροπών

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

Για την κατάταξη των κορμών θεωρήθηκε επί το δυσμενέστερο ότι αυτοί υπόκεινται σε καθαρή θλίψη. Αν κάποιος κορμός προέκυπτε κατηγορίας 3 ή 4 θα εξεταζόταν αν για συνδυασμό κάμψης και θλίψης μπορεί να καταταγεί στην κατηγορία 1 ή 2.

- Θλιβόμενο άνω πέλμα

Τα άνω πέλματα σύμμικτων δοκών κατατάσσονται στην κατηγορία 1 ανεξαρτήτως λόγου c/t επειδή η πλάκα σκυροδέματος εμποδίζει τον τοπικό λυγισμό τους. Αν η κατάταξή τους χωρίς την πλάκα σκυροδέματος αντιστοιχούσε σε κατηγορία 3 ή 4, τίθενται περιορισμοί για την απόσταση των διατμητικών ήλων:

$$\frac{c}{t} = \frac{55,00}{2,50} = 22,00 < 33 \cdot \varepsilon = 26,73 \rightarrow \text{κατηγορίας 1}$$

- Κεκλιμένος κορμός

$$\frac{c}{t} = \frac{68,07}{2,50} = 27,23 < 38 \cdot \varepsilon = 30,78 \rightarrow \text{κατηγορίας 2}$$

- Κατακόρυφος κορμός

$$\frac{c}{t} = \frac{60,00}{2,50} = 24,00 < 33 \cdot \varepsilon = 26,73 \rightarrow \text{κατηγορίας 1}$$

- Διατομή στη θέση αρνητικών ροπών

- Θλιβόμενο κάτω πέλμα

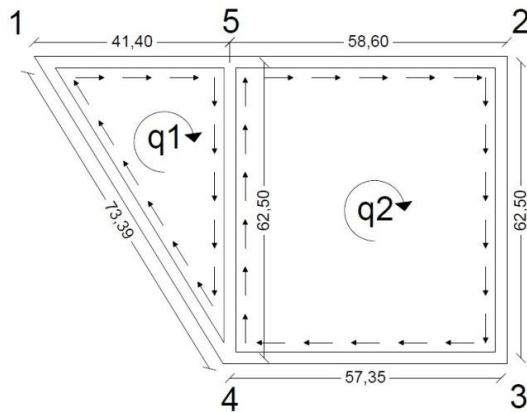
$$\frac{c}{t} = \frac{55,00}{2,50} = 22,00 < 33 \cdot \varepsilon = 26,73 \rightarrow \text{κατηγορίας 1}$$

Πίνακας 2.3 Εντατικά μεγέθη και αντίστοιχη αντοχή κύριας δοκού.

Μεγέθη Δράσης - Αντοχής		N (kN)	V _z (kN)	M _y (kNm)	M _t (kNm)
Περιοχή θετικών ροπών	Μεγέθη Δράσης	395,6	56,2	1563	812,8
	Μεγέθη Αντοχής	36557,7	7592,9	9114,6	
Περιοχή αρνητικών ροπών	Μεγέθη Δράσης	1196	146,2	1102	157,9
	Μεγέθη Αντοχής	36557,7	7592,9	6667,5	

2.3.3.2 Έλεγχος δοκού στην περιοχή θετικών ροπών

Υπολογισμός διατμητικών τάσεων λόγω στρέψης:



Σχήμα 2.14: Διαστάσεις δοκού για τον υπολογισμό των τάσεων λόγω στρέψης.

Το πάχος όλων των ελασμάτων είναι 2,50 εκατοστά.

Το εμβαδόν που περικλείεται από τη μέση γραμμή της κάθε κυψέλης είναι:

$$F_1 = 1293,75 \text{ cm}^2, \quad F_2 = 3662,50 \text{ cm}^2$$

$$\oint \left(\frac{d_s}{t} \right)_1 = 70,92, \quad \oint \left(\frac{d_s}{t} \right)_2 = 96,38, \quad \oint \left(\frac{d_s}{t} \right)_{4-5} = 25,00$$

Από τον δεύτερο τύπο του Bredt προκύπτει το σύστημα:

$$\begin{cases} \frac{1}{G \cdot \varphi'} \cdot [q_1 \cdot \oint \left(\frac{d_s}{t} \right)_1 - q_2 \cdot \oint \left(\frac{d_s}{t} \right)_{4-5}] = 2 \cdot F_1 \\ \frac{1}{G \cdot \varphi'} \cdot [q_2 \cdot \oint \left(\frac{d_s}{t} \right)_2 - q_1 \cdot \oint \left(\frac{d_s}{t} \right)_{4-5}] = 2 \cdot F_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{1}{G \cdot \varphi'} \cdot [q_1 \cdot 70,92 - q_2 \cdot 25,00] = 2 \cdot 1293,75 \\ \frac{1}{G \cdot \varphi'} \cdot [q_2 \cdot 96,38 - q_1 \cdot 25,00] = 2 \cdot 3662,50 \end{cases}$$

$$\frac{q_1}{G \cdot \varphi'} = 69,05, \quad \frac{q_2}{G \cdot \varphi'} = 94,07$$

$$I_t = 2 \cdot \sum_1^2 \frac{q_i}{G \cdot \varphi'} \cdot F_i = 867729,63 \text{ cm}^4 = 8,677 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$I_t \approx 8,565 \cdot 10^{-3}$ η οποία είναι η τιμή της I_t που υπολογίζει το *Sofistik*

$$q_1 = \frac{M_t}{I_t} \cdot \left(\frac{q_1}{G \cdot \varphi'} \right) = \frac{81280}{867729,63} \cdot 69,05 = 6,47 \text{ kN/cm}$$

$$q_2 = \frac{M_t}{I_t} \cdot \left(\frac{q_2}{G \cdot \varphi'} \right) = \frac{81280}{867729,63} \cdot 94,07 = 8,81 \text{ kN/cm}$$

$$\tau_1 = \frac{q_1}{t_1} = \frac{6,47}{2,5} = 2,59 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{q_2}{t_2} = \frac{8,81}{2,5} = 3,52 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{4-5} = \tau_2 - \tau_1 = 0,93 \text{ kN/cm}^2$$

Έλεγχος σε κύρτωση ελασμάτων υπό διάτμηση:

Ελάσματα με λόγο $\frac{h_w}{t} > 31 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} / \eta$ πρέπει να ελέγχονται για αντοχή σε κύρτωση. Για $a / h_w = 2,00 / 0,681 = 2,94 > 1,00$, ο συντελεστής κύρτωσης k_τ για ενισχυμένους κορμούς δίνεται από:

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \cdot (h_w/a)^2 = 5,34 + 4,00 \cdot (0,681/2,00)^2 = 5,804$$

$$\eta = 1,20 \cdot \gamma_{M1} / \gamma_{M2} = 1,32$$

$$\frac{h_w}{t} = \frac{68,1}{2,5} = 27,24 < 31 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} / \eta = 31 \cdot 0,81 \cdot \sqrt{5,804} / 1,32 = 45,83$$

Επομένως δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος σε διατμητική κύρτωση.

Απομείωση διατμητικής αντοχής λόγω στρέψης:

$$V_{pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}} \right) \cdot V_{pl,Rd} = \left(1 - \frac{3,52}{\frac{34,5}{\sqrt{3} \cdot 1,00}} \right) = 6251,06 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 78,4 < 0,5 \cdot V_{pl,T,Rd} = 3125,53 \text{ kN}$$

επομένως δεν γίνεται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω διάτμησης.

$$\frac{N_{ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,00 = \frac{395,6}{36557,67} + \frac{1563}{9114,59} = 18,2\% < 1,00$$

2.3.3.3 Έλεγχος δοκού στην περιοχή αρνητικών ροπών

Υπολογισμός διατμητικών τάσεων λόγω στρέψης:

Η διαδικασία μέχρι τον υπολογισμό της I_t είναι η ίδια.

$$q_1 = \frac{M_t}{I_t} \cdot \left(\frac{q_1}{G \cdot \varphi'} \right) = \frac{15790}{867729,63} \cdot 69,05 = 1,26 \text{ kN/cm}$$

$$q_2 = \frac{M_t}{I_t} \cdot \left(\frac{q_2}{G \cdot \varphi'} \right) = \frac{15790}{867729,63} \cdot 94,07 = 1,71 \text{ kN/cm}$$

$$\tau_1 = \frac{q_1}{t_1} = \frac{1,26}{2,5} = 0,51 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{q_2}{t_2} = \frac{1,71}{2,5} = 0,69 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{4-5} = \tau_2 - \tau_1 = 0,18 \text{ kN/cm}^2$$

Απομείωση διατμητικής αντοχής λόγω στρέψης:

$$V_{pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}} \right) \cdot V_{pl,Rd} = \left(1 - \frac{0,18}{\frac{34,5}{\sqrt{3} \cdot 1,00}} \right) = 7523,39 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 145,7 < 0,5 \cdot V_{pl,T,Rd} = 3761,7 \text{ kN}$$

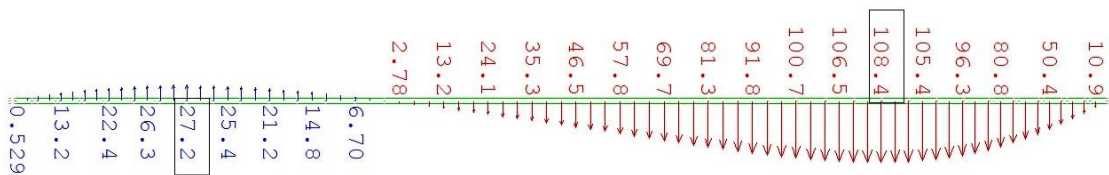
επομένως δεν γίνεται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω διάτμησης.

$$\frac{N_{ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,00 = \frac{1196}{36557,67} + \frac{1102}{6667,52} = 19,8\% < 1,00$$

2.3.4 Έλεγχος κύριας δοκού στην Ο.Κ.Λ.

2.3.4.1 Έλεγχος βελών

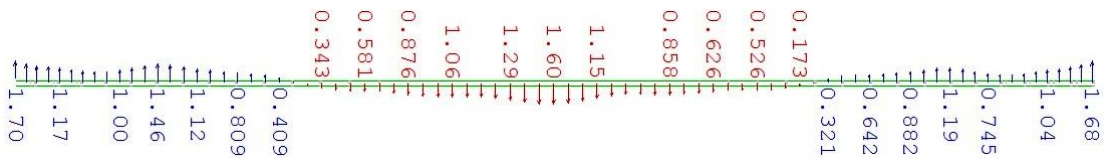
Η γέφυρα ελεγχεται για περιορισμό των βελών (Σχήμα 2.15) με τον δυσμενέστερο συνδυασμό: $1,00 \cdot G + P + 1,00 \cdot Q_3$. Η προένταση που έχει επιβληθεί είναι κατάλληλη ώστε το βέλος από τα μόνιμα φορτία να είναι σχεδόν μηδενικό (Σχήμα 2.16). Το βέλος της κύριας δοκού από τα κινητά φορτία μόνο δίνεται απευθείας από το υποπρόγραμμα του Sofstik C.S.M..



Σχήμα 2.15: Βέλη κύριας δοκού για τον δυσμενέστερο συνδυασμό.

$$\delta_{2,max} = 108,4 \text{ mm} < L/350 = 114,3 \text{ mm} .$$

Το μήκος για τον έλεγχο των βελών είναι το μήκος της μισής γέφυρας.

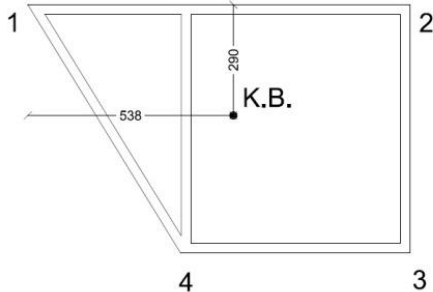


Σχήμα 2.16: Βέλη κύριας δοκού στη φάση κατασκευής 35.

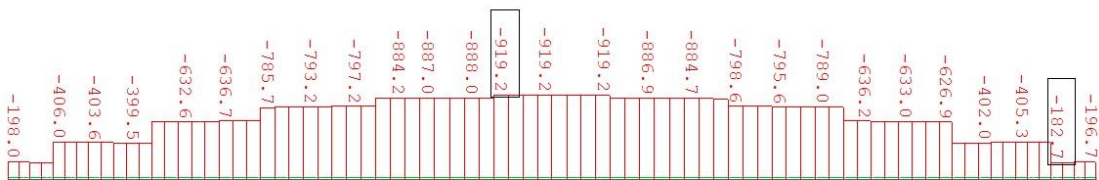
2.3.4.2 Έλεγχος περιορισμού των τάσεων στην Ο.Κ.Λ.

Ένα βασικό κριτήριο λειτουργικότητας για σύμμικτες γέφυρες είναι η αποφυγή διαρροής του χάλυβα στη Ο.Κ.Λ.. Ο έλεγχος γίνεται για τον δυσμενέστερο συνδυασμό $1,00 \cdot G + P + 1,00 \cdot Q_3$. Υπολογίζονται οι ορθές και διατμητικές τάσεις στην κύρια δοκό (αρχικά μεταλλική και έπειτα σύμμικτη) στις δυσμενέστερες θέσεις και στο τέλος ελέγχεται η διαρροή του χάλυβα με το κριτήριο Von Mises.

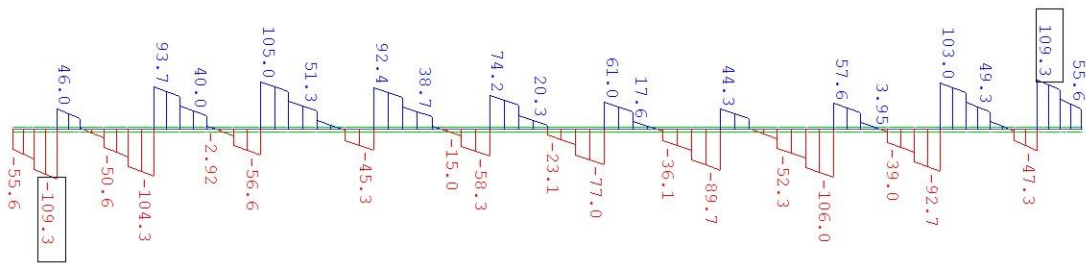
Μέχρι την φάση κατασκευής 20 όπου γίνεται η διάστρωση του νωπού σκυροδέματος, η κύρια δοκός αποτελείται από το μεταλλικό της μέρος μόνο όπως στο σχήμα 2.17. Τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται παρουσιάζονται παρακατω.



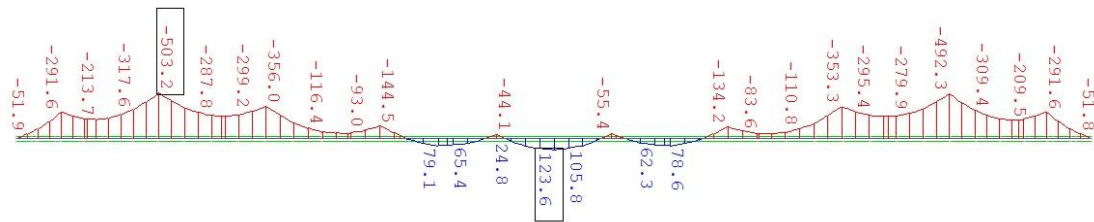
Σχήμα 2.17: Διατομή κύριας δοκού πριν την σύμμικτη λειτουργία



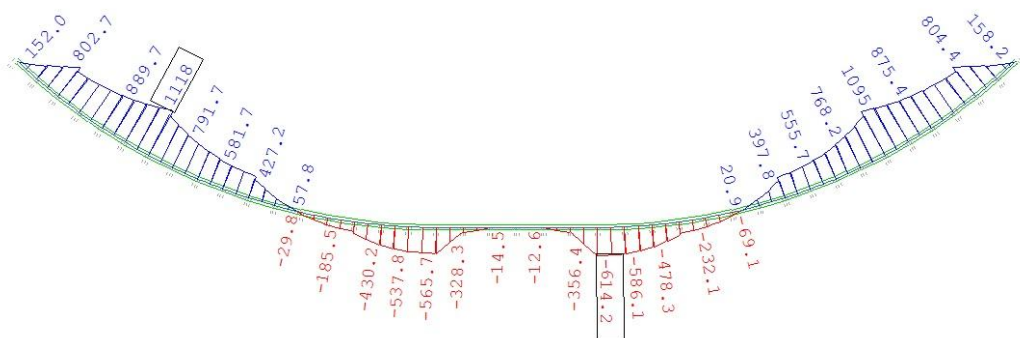
Σχήμα 2.18 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N.



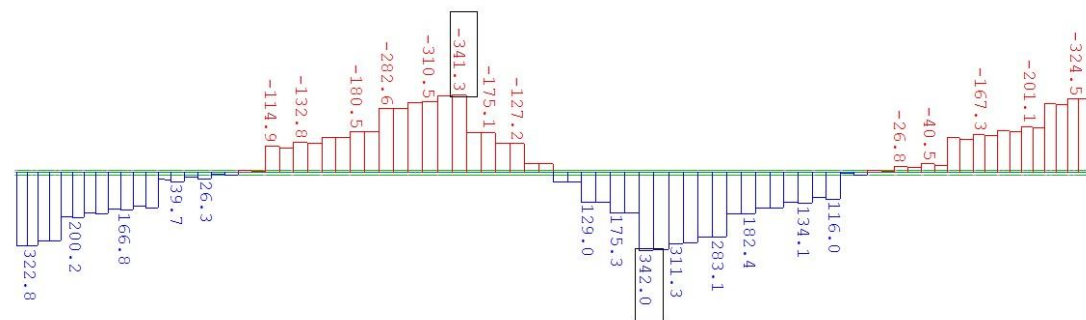
Σχήμα 2.19: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z .



Σχήμα 2.20 Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y .

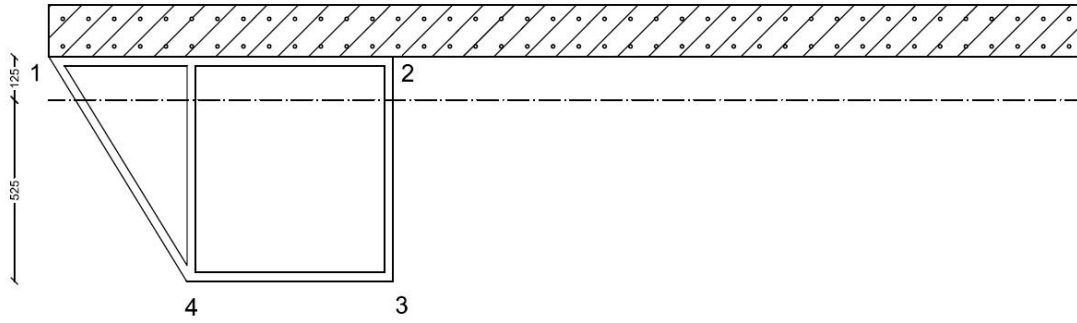


Σχήμα 2.21: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_z .

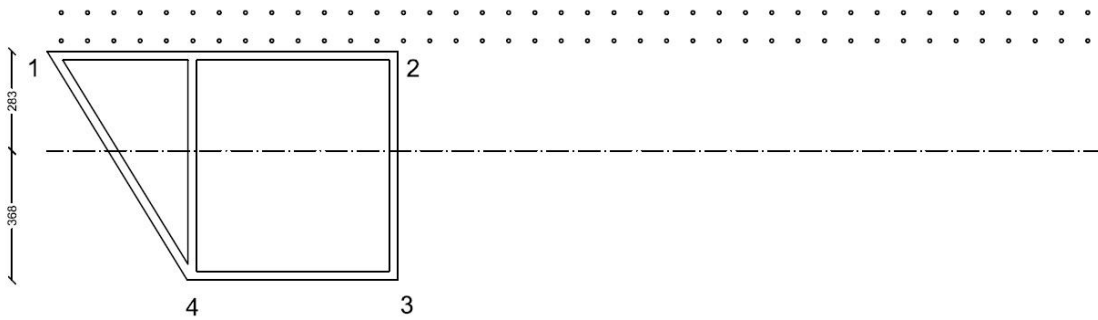


Σχήμα 2.22 Διάγραμμα στρεπτικών ροπών M_t .

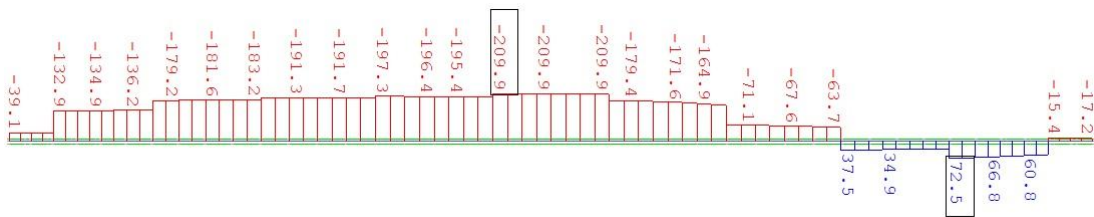
Μετά την φάση κατασκευής 30, όταν πλέον ο φορέας συμπεριφέρεται ως σύμμικτος, η κύρια δοκός συνεργάζεται με το σκυρόδεμα και τον οπλισμό της πλάκας καταστρώματος. Στις περιοχές θετικών ροπών η ένταση αναλαμβάνεται από την σύμμικτη διατομή (σχήμα 2.23), ενώ στις περιοχές αρνητικών ροπών αγνοείται το σκυρόδεμα που εφελκύεται (σχήμα 2.24). Η ένταση λόγω καμπτικών ροπών M_z αναλαμβάνεται εξ' ολοκλήρου από την πλάκα καταστρώματος. Τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται παρουσιάζονται παρακατω.



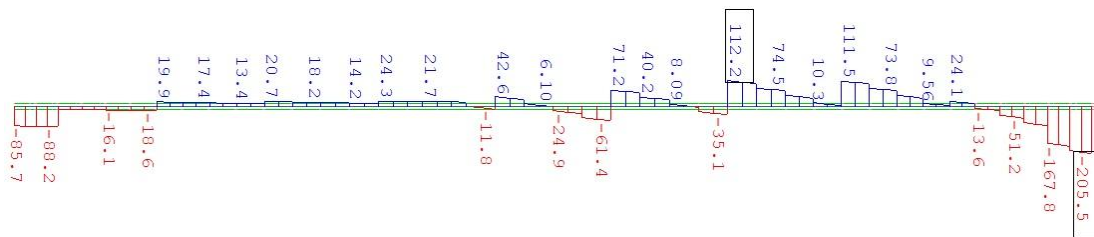
Σχήμα 2.23: Διατομή σύμμικτης κύριας δοκού για θετικές ροπές.



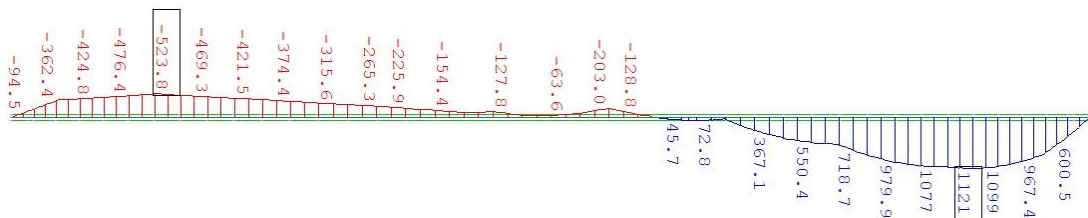
Σχήμα 2.24: Διατομή σύμμικτης κύριας δοκού για αρνητικές ροπές



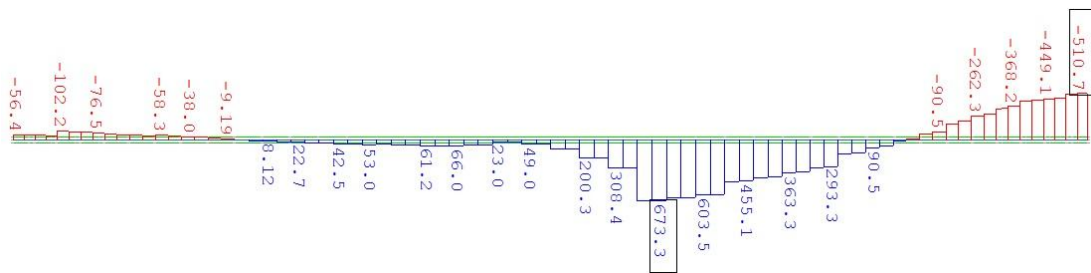
Σχήμα 2.25: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N.



Σχήμα 2.26: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz.



Σχήμα 2.27: Διάγραμμα καμπτικών ροπών My.



Σχήμα 2.28: Διάγραμμα στρεπτικών ροπών M_t .

Ο έλεγχος των τάσεων γίνεται στις διατομές που παρατηρείται αυξημένη ένταση και ομόφορα εντατικά μεγέθη. Επιλέγονται οι διατομές i) μέγιστης αρνητικής ροπής M_y^- (C.S.20), ii) μέγιστης θετικής ροπής M_y^+ (C.S.40) και iii) μέγιστης στρεπτικής ροπής M_t .

Πίνακας 2.4 Αναπτυσσόμενες τάσεις στην δοκό στο σημείο 3 για την θέση i.

Σημείο 3	C.S. 20		C.S. 40		σ_{tot} (Mpa)	$\sigma_{v.M.}$
Ορθές Τάσεις	σ (Mpa)		Ορθές Τάσεις	σ (Mpa)		
N (-)	7,23	99,93	N (-)	1,12	131,66	131,91
M_y (-)	32,61		M_y (-)	30,61		
M_z (-)	60,09					
Διατμητικές Τάσεις	τ (Mpa)		Διατμητικές Τάσεις	τ (Mpa)	τ_{tot} (Mpa)	
M_t (+)	7,23		M_t (-)	-2,53	4,70	

Πίνακας 2.5 Αναπτυσσόμενες τάσεις στην δοκό στο σημείο 2 για την θέση ii.

Σημείο 2	C.S. 20		C.S. 40		σ_{tot} (Mpa)	$\sigma_{v.M.}$
Ορθές Τάσεις	σ (Mpa)		Ορθές Τάσεις	σ (Mpa)		
N (-)	4,60	36,84	N (-)	2,52	52,16	61,33
M_y (+)	16,13		M_y (-)	12,80		
M_z (-)	48,38					
Διατμητικές Τάσεις	τ (Mpa)		Διατμητικές Τάσεις	τ (Mpa)	τ_{tot} (Mpa)	
M_t (+)	7,25		M_t (+)	11,37	18,63	

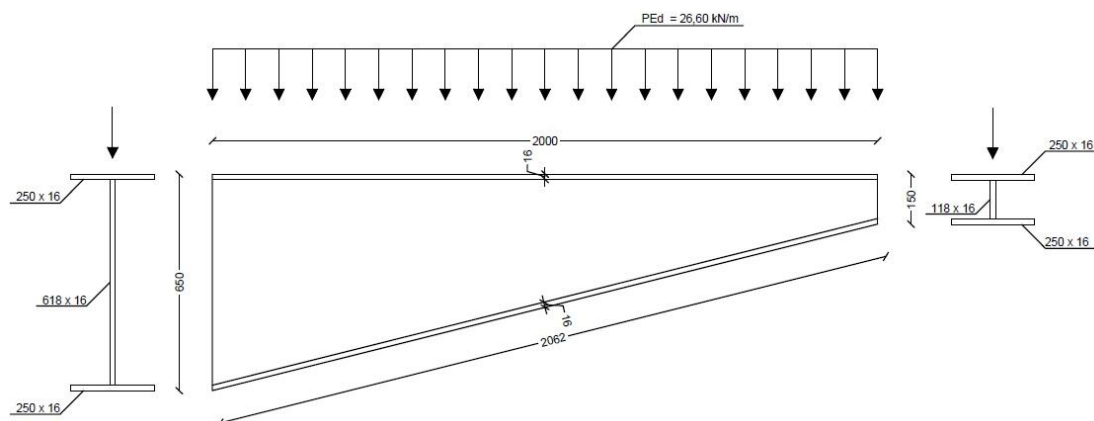
Πίνακας 2.6 Αναπτυσσόμενες τάσεις στην δοκό στο σημείο 2 για την θέση iii.

Σημείο 2	C.S. 20		C.S. 40		σ_{tot} (Mpa)	$\sigma_{v.M.}$
Ορθές Τάσεις	σ (Mpa)		Ορθές Τάσεις	σ (Mpa)		
N (-)	10,14	-46,40	N (-)	2,52	-49,67	91,01
M_y (-)	3,25		M_y (+)	5,79		
M_z (+)	33,01					
Διατμητικές Τάσεις	τ (Mpa)		Διατμητικές Τάσεις	τ (Mpa)	τ_{tot} (Mpa)	
M_t (+)	14,83		M_t (+)	29,20	44,03	

Παρατηρούμε πως οι αναπτυσσόμενες τάσεις είναι μικρότερες της τάσης διαρροής $f_y=345$ MPa. Επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.

2.4 Ανάλυση και έλεγχος των διαδοκίδων

2.4.1 Διαδοκίδες καμπύλων τμημάτων



Σχήμα 2.29: Όψη διαδοκίδας και τομή στη στήριξη και στο άκρο της.

Στη περιοχή του καμπύλου φορέα οι διαδοκίδες έχουν στατικό σύστημα προβόλου που συνεπάγεται την ανάπτυξη εφελκυσμού στο υπερκείμενο σκυρόδεμα. Έτσι, όλη η ένταση που αναπτύσσεται από τα μόνιμα και κινητά φορτία παραλαμβάνεται από τη μεταλλική διατομή. Τα φορτία που καταπονούν τις διαδοκίδες (με ζώνη επιρροής 2,00 μέτρα) είναι τα εξής:

- Ίδιον βάρος μεταλλικής διατομής: $g_a = 1,09 \text{ kN/m}$
- Ίδιον βάρος σκυροδέματος: $g_{\sigma\kappa\upsilon\rho} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,15 \text{ m} \cdot 2,00 \text{ m} = 7,5 \text{ kN/m}$
- Κινητά φορτία: $Q_{fk} = 5,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,00 \text{ m} = 10,00 \text{ kN/m}$

Συνολικά, η φόρτιση των διαδοκίδων μπορεί να προσομοιωθεί με ένα γραμμικό κατανεμημένο φορτίο τιμής:

$$P_{Ed} = 1,35 \cdot (g_a + g_{\sigma\kappa\upsilon\rho}) + 1,50 \cdot Q_{fk} = 1,35 \cdot (1,09 + 7,5) + 1,50 \cdot 10,00$$

$$\text{Άρα } P_{Ed} = 26,60 \text{ kN/m}$$

2.4.1.1 Έλεγχος διατομής στη στήριξη έναντι διάτμησης V και κάμψης M_y

Στην ακραία διατομή της διαδοκίδας τα εντατικά μεγέθη ελέγχου είναι:

$$M_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot P_{Ed} \cdot l^2 = \frac{1}{2} \cdot 26,60 \cdot 2,00^2 = 53,2 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = P_{Ed} \cdot l = 26,60 \cdot 2,00 = 53,20 \text{ kN}$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης:

$$h_w/t = 61,80/1,60 = 38,63 < 72 \cdot \varepsilon/\eta = 72 \cdot 0,81/1,32 = 44,18$$

Επομένως δεν απαιτείται έλεγχος σε κύρτωση του κορμού.

$$V_{pL,Rd} = A_v \cdot f_{yd}/\sqrt{3} = 61,8 \cdot 1,6 \cdot 35,5/\sqrt{3} = 2026,64 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 53,20 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 2026,64 \text{ kN}$$

Επομένως ο έλεγχος σε διάτμηση ικανοποιείται.

Έλεγχος έναντι κάμψης:

- Κατάταξη διατομής

➤ Κάτω πέλμα σε θλίψη

$$c/t = 11,7/1,6 = 7,31 < 10 \cdot \varepsilon = 8,1 \rightarrow \text{κατηγορίας 2}$$

➤ Κορμός σε κάμψη

$$c/t = 61,8/1,6 = 38,63 < 72 \cdot \varepsilon = 58,32 \rightarrow \text{κατηγορίας 1}$$

Επομένως η διατομή ανήκει στην κατηγορία 2 για κάμψη.

Η διατομή είναι διπλής συμμετρίας επομένως $x_{pl} = h / 2 = 32,5 \text{ cm}$.

$$W_{pl} = 2 \cdot \left(25 \cdot 1,6 \cdot 31,7 + 30,9 \cdot 1,6 \cdot \frac{30,9}{2} \right) = 4063,70 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4063,70 \cdot 35,5}{1,00} = 1442,61 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 53,2 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 1442,61 \text{ kNm}$$

Επομένως ο έλεγχος σε κάμψη περί τον άξονα y-y ικανοποιείται.

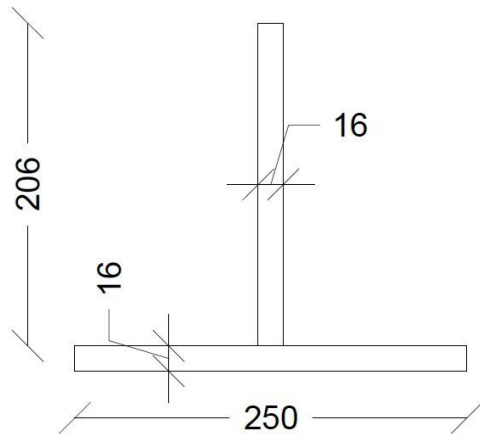
2.4.1.2 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κάτω θλιβόμενου πέλματος

Στη φάση λειτουργίας η ροπή που αναπτύσσεται στις διαδοκίδες προκαλεί θλίψη του κάτω πέλματος, το οποίο πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Ο έλεγχος μπορεί να γίνεται είτε με την γενική μέθοδο όπου εξετάζεται ολόκληρη η διατομή της διαδοκίδας, είτε με μία απλοποιημένη μέθοδο όπου εξετάζεται η πλευρική ευστάθεια του θλιβόμενου πέλματος ως υποστύλωμα υπό αξονική θλιπτική δύναμη.

Σύμφωνα με την απλοποιητική μέθοδο, ελέγχεται έναντι λυγισμού τμήμα της διατομής που αποτελείται από το θλιβόμενο κάτω πέλμα + 1/3 του κορμού της διατομής. Η υπό εξέταση διατομή έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

$$A_{eff} = A_f + \frac{1}{3} \cdot A_w = 25 \cdot 1,6 + \frac{1}{3} \cdot 61,8 \cdot 1,6 = 72,96 \text{ cm}^2$$

$$I_{z,eff} = 25^3 \cdot 1,6/12 + 1,6^3 \cdot 61,8/3/12 = 2090,36 \text{ cm}^4$$



Σχήμα 2.30: Τομή ισοδύναμης διατομής \perp για έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(2 \cdot L_{cr})^2} = \pi^2 \cdot 21000 \cdot \frac{2090,36}{(2 \cdot 206)^2} = 2552,38 \text{ kN}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{f_y \cdot A_{eff}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{35,5 \cdot 72,96}{2552,38}} = 1,01$$

Για συγκολλητή διατομή I με $h / b > 2 \rightarrow$ καμπύλη λυγισμού d , $\alpha = 0,76$

$$\chi_{LT} = 0,46$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,46 \cdot 72,96 \cdot \frac{35,5}{1,10} = 1083,12 \text{ kN}$$

Κέντρο Βάρους διατομής \perp

$$z_{K.B.} = \frac{25 \cdot 1,6 \cdot \frac{1,6}{2} + \frac{61,8}{3} \cdot 1,6 \cdot (\frac{61,8}{3} \cdot \frac{1}{2} + 1,6)}{25 \cdot 1,6 + \frac{61,8}{3} \cdot 1,6} = 5,81 \text{ cm}$$

Απόσταση κ.β. διατομής \perp από κέντρο βάρους διατομής I:

$$z = h/2 - z_{\perp} = 32,5 - 5,81 = 26,69 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \cdot 25 \cdot 1,6^3 / 12 + 2 \cdot 25 \cdot 1,6 \cdot 31,7^2 + 1,6 \cdot 61,8^3 / 12 = 111878,80 \text{ cm}^4$$

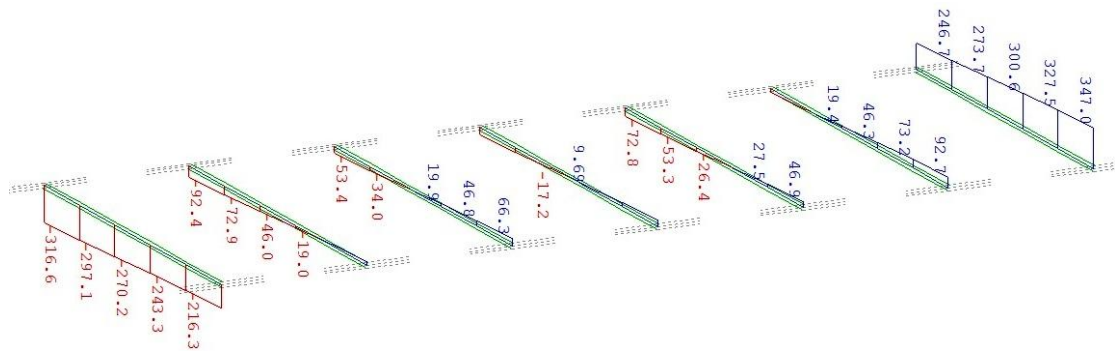
Τάση στο κ.β. της διατομής \perp :

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{I_y \cdot z} = \frac{5320 \cdot 26,69}{111878,80} = 1,269 \text{ kN/cm}^2 = 12,69 \text{ MPa}$$

Δρώσα θλιπτική δύναμη διατομής \perp :

$$N_{f,Ed} = \sigma \cdot A_{eff} = 1,269 \cdot 72,69 = 92,24 \text{ kN}$$

$$N_{f,Ed} = 92,24 < N_{b,Rd} = 1271,49 \text{ kN}$$



Σχήμα 2.34: Διάγραμμα τέμνουσας V_z διαδοκίδων κεντρικού τμήματος.

2.4.2.1 Έλεγχος διαδοκίδων έναντι διάτμησης V και συνδυασμού αξονικής δύναμης N και ροπής κάμψης M_y

Πίνακας 2.7 Μεγέθη δράσης και αντοχής διαδοκίδων κεντρικού τμήματος.

Μεγέθη Δράσης - Αντοχής	N (kN)	V_z (kN)	M_y (kNm)
Μεγέθη Δράσης	646,7	246,7	1252
Μεγέθη Αντοχής	8900,2	2026,6	2194,9

Έλεγχος έναντι διάτμησης:

$$h_w/t = 61,80/1,60 = 38,63 < 72 \cdot \varepsilon / \eta = 72 \cdot 0,81/1,32 = 44,18$$

Επομένως δεν απαιτείται έλεγχος σε κύρτωση του κορμού.

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_{yd} / \sqrt{3} = 61,8 \cdot 1,6 \cdot 35,5 / \sqrt{3} = 2026,64 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 246,70 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 2026,64 \text{ kN}$$

Επομένως ο έλεγχος σε διάτμηση ικανοποιείται.

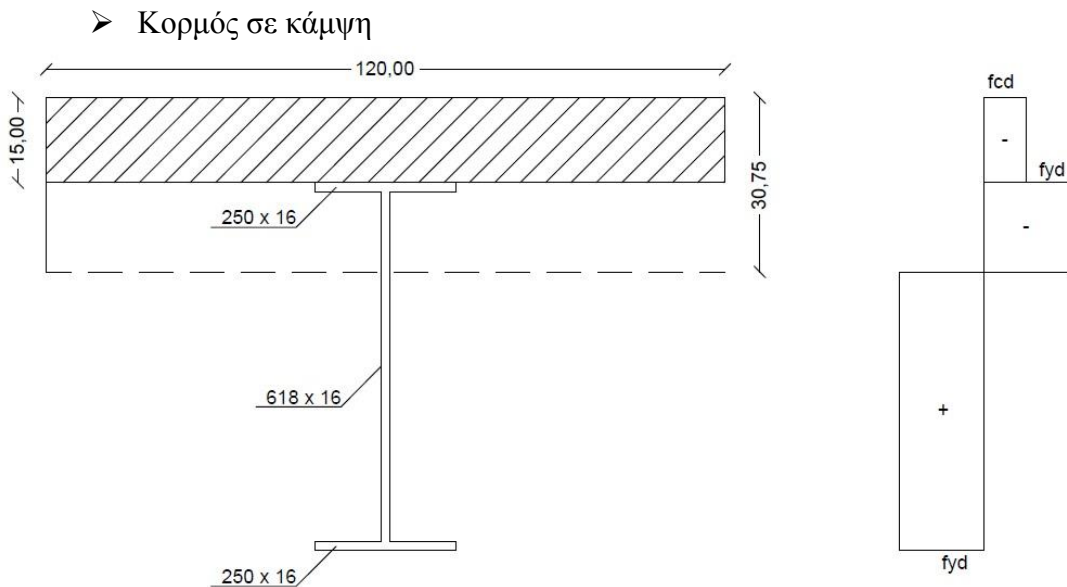
Έλεγχος έναντι κάμψης:

- Κατάταξη διατομής

➤ Άνω πέλμα σε θλίψη

Τα άνω πέλματα σύμμικτων δοκών κατατάσσονται στην κατηγορία 1 ανεξαρτήτως λόγου c/t επειδή η πλάκα σκυροδέματος εμποδίζει τον τοπικό λυγισμό τους. Αν η κατάταξή τους χωρίς την πλάκα σκυροδέματος αντιστοιχούσε σε κατηγορία 3 ή 4, τίθενται περιορισμοί για την απόσταση των διατμητικών ήλων:

$$c/t = 11,7/1,6 = 7,31 < 10 \cdot \varepsilon = 8,1 \rightarrow \text{κατηγορίας 2}$$



Σχήμα 2.35: Τομή διαδοκίδας για κατάταξη της διατομής της.

$$c/t = 61,8/1,6 = 38,63 < 72 \cdot \varepsilon = 58,32 \rightarrow \text{κατηγορίας 1}$$

Επομένως η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1 για κάμψη.

$$V_{Ed} = 246,70 \text{ kN} < 0,50 \cdot V_{pl,Rd} = 1013,32 \text{ kN}$$

Επομένως δεν γίνεται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

Έλεγχος σε αλληλεπίδραση ροπής κάμψης M_y^+ και αξονικής δύναμης:

$$\frac{N_{ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,ed}}{M_{y,Rd}} = \frac{646,7}{8900,24} + \frac{1252}{2194,85} = 64,3\% < 1,00$$

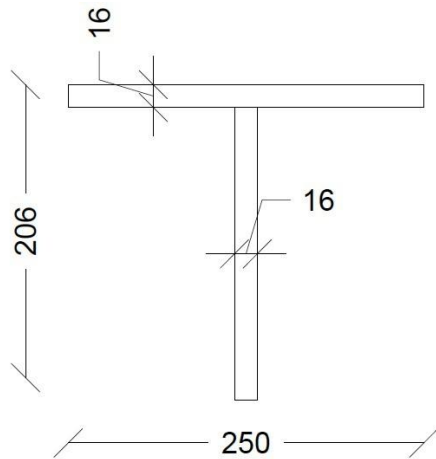
2.4.2.2 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στη φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής, πρώτου αρχίσει η σύμμικτη λειτουργία των διαδοκίδων του κεντρικού τμήματος, το άνω θλιβόμενο πέλμα των διαδοκίδων πρέπει να ελεγχθεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Μετά την διάστρωση του σκυροδέματος (C.S. 20) η δρώσα ροπή κάμψης M_y είναι 286,80 kNm. Ο εφελκυσμός των διαδοκίδων αγνοείται υπέρ της ασφαλείας.

Σύμφωνα με την απλοποιητική μέθοδο, ελέγχεται έναντι λυγισμού τμήμα της διατομής που αποτελείται από το θλιβόμενο άνω πέλμα + 1/3 του κορμού της διατομής. Η υπό εξέταση διατομή έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

$$A_{eff} = A_f + \frac{1}{3} \cdot A_w = 25 \cdot 1,6 + \frac{1}{3} \cdot 61,8 \cdot 1,6 = 72,96 \text{ cm}^2$$

$$I_{z,eff} = 25^3 \cdot 1,6/12 + 1,6^3 \cdot 61,8/3/12 = 2090,36 \text{ cm}^4$$



Σχήμα 2.36: Τομή ισοδύναμης διατομής T για έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(2 \cdot L_{cr})^2} = \pi^2 \cdot 21000 \cdot \frac{2090,36}{(2 \cdot 206)^2} = 2552,38 \text{ kN}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{f_y \cdot A_{eff}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{35,5 \cdot 72,96}{2552,38}} = 1,01$$

Για συγκολλητή διατομή I με $h/b > 2 \rightarrow$ καμπύλη λυγισμού d, $\alpha = 0,76$

$$\chi_{LT} = 0,46$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,46 \cdot 72,96 \cdot \frac{35,5}{1,10} = 1083,12 \text{ kN}$$

Κέντρο Βάρους διατομής T

$$z_{K.B.} = \frac{25 \cdot 1,6 \cdot \frac{1,6}{2} + \frac{61,8}{3} \cdot 1,6 \cdot \left(\frac{61,8}{3} \cdot \frac{1}{2} + 1,6\right)}{25 \cdot 1,6 + \frac{61,8}{3} \cdot 1,6} = 5,81 \text{ cm}$$

Απόσταση κ.β. διατομής T από κέντρο βάρους διατομής I:

$$z = h/2 - z_{\perp} = 32,5 - 5,81 = 26,69 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \cdot 25 \cdot 1,6^3/12 + 2 \cdot 25 \cdot 1,6 \cdot 31,7^2 + 1,6 \cdot 61,8^3/12 = 111878,80 \text{ cm}^4$$

Τάση στο κ.β. της διατομής T:

$$\sigma = \frac{MEd}{I_y \cdot z} = \frac{28680 \cdot 26,69}{111878,80} = 6,84 \text{ kN/cm}^2 = 68,4 \text{ MPa}$$

Δρώσα θλιπτική δύναμη διατομής T:

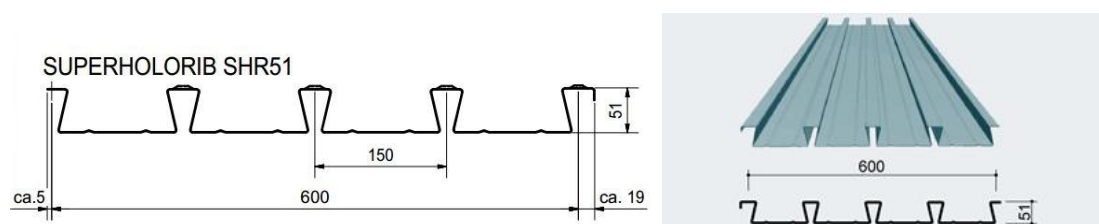
$$N_{f,Ed} = \sigma \cdot A_{eff} = 6,84 \cdot 72,69 = 497,20 \text{ kN}$$

$$N_{f,Ed} = 497,20 < N_{b,Rd} = 1271,49 \text{ kN}$$

επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.

2.5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας καταστρώματος

Η πλάκα καταστρώματος υπολογίστηκε σύμμικτη και αποτελείται από σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30 διαστρωμένο πάνω σε τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο υψηλής συνάφειας. Το χαλυβδόφυλλο τοποθετείται κάθετα στις διαδοκίδες και φέρει εγκοπές για την διατμητική σύνδεση με την κύρια δοκό και τις διαδοκίδες μέσω διατμητικών ήλων. Αρχικά το χαλυβδόφυλλο χρησιμεύει ως μεταλλότυπος για την διάστρωση του σκυροδέματος και στη συνέχεια, μετά την πήξη αυτού, λειτουργεί σύμμικτα με το σκυρόδεμα. Για την διασφάλιση της σύμμικτης λειτουργίας το χαλυβδόφυλλο φέρει κατάλληλες αυλακώσεις και έχει κατάλληλη μορφή ώστε το σκυρόδεμα να είναι εγκιβωτισμένο σε αυτό. Χρησιμοποιήθηκε το χαλυβδόφυλλο Superholorib SHR51/150 της εταιρίας Montana Bausysteme AG.



Σχήμα 2.37 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου SHR51.

2.5.1 Υπολογισμός πλάκας σκυροδέματος

Η πλάκα σκυροδέματος καλείται να διασφαλίσει διαφραγματική λειτουργία και να παραλάβει τη ροπή M_z που προκαλείται τόσο λόγω της καμπύλης μορφής της γέφυρας όσο και λόγω της έντονης κλίσης των καλωδίων ως προς την κατακόρυφο. Επομένως, σύμφωνα με τον κανονισμό, τίθενται οι περιορισμοί $h > 90 \text{ mm}$ και $h_c > 50 \text{ mm}$. Στην περίπτωσή μας $h = 150 \text{ mm}$ και $h_c = 99 \text{ mm}$ επομένως οι περιορισμοί καλύπτονται.

2.5.2 Οπλισμός ρηγμάτωσης

Υπό την επίδραση ρηγματικών ροπών, το σκυρόδεμα παραλαμβάνει εφελκυστικές τάσεις. Αν η ροπή αυξηθεί πέραν της ροπής ρηγμάτωσης, αν δηλαδή υπάρξει υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος, τότε το σκυρόδεμα χάνει την ατνοχή του. Για το λόγο αυτό τίθεται κατάλληλος οπλισμός, ικανός να υποκαταστήσει το ρηγματωμένο πλέον σκυρόδεμα.

$$z_0 = \frac{A_a \cdot z_a}{A_a + A_c/\eta_0} = \frac{874,86 \cdot 36,48}{874,86 + 300 \cdot 15/6,67} = 20,60$$

$$A_{s,min} = \frac{k_d \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s} \cdot A_c$$

$$\text{όπου } k_c = \frac{1}{1 + hc/(2zo)} + 0,3 \leq 1,00$$

$k = 0,8$ συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την κατανομή ανομοιόμορφων αυτεντατικών τάσεων

$$k_d = 0,9$$

$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6$ MPa η ενεργός εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

σ_s , τάση οπλισμού για περιορισμό των ανοιγμάτων των ρωγμών στο $w_k=0,2$ mm.

A_c , το εμβαδόν της πλάκας σκυροδέματος εντός συνεργαζόμενου πλάτους.

Επομένως τελικά:

$$k_c = \frac{1}{1 + 15/(2 \cdot 20,6)} + 0,3 = 1,03 \rightarrow k_c = 1,00$$

$$A_{s,min} = \frac{0,9 \cdot 1,00 \cdot 0,8 \cdot 2,60}{500} \cdot 100 \cdot 15 = 5,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Έχει τεθεί άνω και κάτω διαμήκης οπλισμός $\Phi 10/7,5$ ($10,47 \text{ cm}^2/\text{m}$).

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{20,94}{100 \cdot 15} = 0,01396$$

$$a_{st} = \frac{E_{II} \cdot I_{II}}{E_a \cdot I_a} = 1,19$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{a_{st} \cdot \rho_s} = \frac{0,4 \cdot 2,60}{1,19 \cdot 0,01396} = 62,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,0} = \frac{M_y^-}{I_{II}} \cdot z_{s,0} = 69,34 \text{ MPa}$$

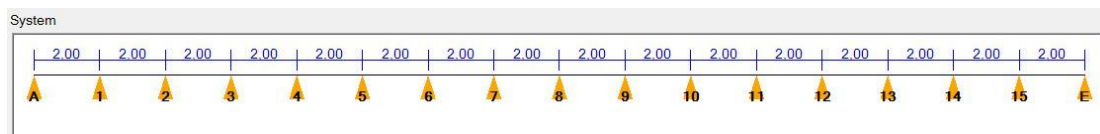
$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s = 69,34 + 62,60 = 131,94 \text{ MPa}$$

Για τάση οπλισμού 132 MPa προκύπτει μέγιστη διάμετρος ράβδου 25mm και μέγιστη απόσταση 200mm. Ο επιλεγμένος οπλισμός καλύπτει τις απαιτήσεις

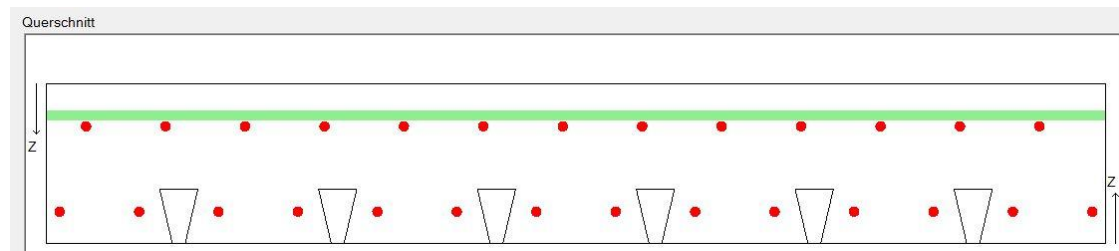
2.5.3 Υπολογισμός Χαλυβδόφυλλου

Για τον έλεγχο του χαλυβδόφυλλου και της σύμμικτης πλάκας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα διαστασιολόγησης της εταιρίας Montana Bausysteme AG, η οποία κατασκευάζει το εν λόγω χαλυβδόφυλλο. Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τον κανονισμό DIN 18800-5 για ελαστική ανάλυση χωρίς ανακατανομή των ροπών. Το άνοιγμα που χρησιμοποιήθηκε έχει μήκος ίσο με 34m (απόσταση από το ένα άκρο της γέφυρας έως την αρχή της πλατείας) και θεωρήθηκαν στηρίξεις στις θέσεις των διαδοκίδων, δηλαδή ανά 2m. Αρχικά, λόγω της πυκνής διάταξης των

διαδοκίδων, εξετάζεται η επάρκεια του λεπτότερου διαθέσιμου χαλυβδόφυλλου πάχους 0,75mm.



Σχήμα 2.38: Στατικό προσομοίωμα σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 2.39: Διατομή πλάκας σκυροδέματος

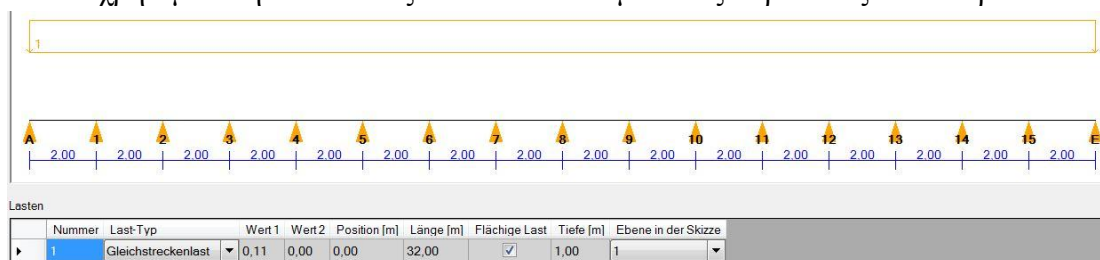
Στη φάση κατασκευής το χαλυβδόφυλλο δέχεται τα εξής φορτία:

- Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου
- Ίδιον βάρος νωπού σκυροδέματος
- Φορτίο διάστρωσης το οποίο αναλύεται σε ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $0,75 \text{ kN/m}^2$ και ένα κινητό φορτίο $0,75 \text{ kN/m}^2$ που δρά σε επιφάνεια $3 \times 3 \text{ m}$.

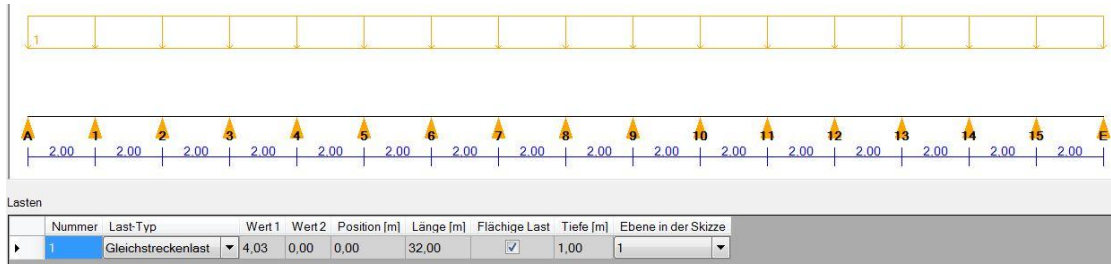
Στη φάση λειτουργίας το χαλυβδόφυλλο δέχεται τα εξής φορτία:

- Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου
- Ίδιον βάρος νωπού σκυροδέματος
- Κινητό φορτίο πεζογέφυρας $5,00 \text{ kN/m}^2$

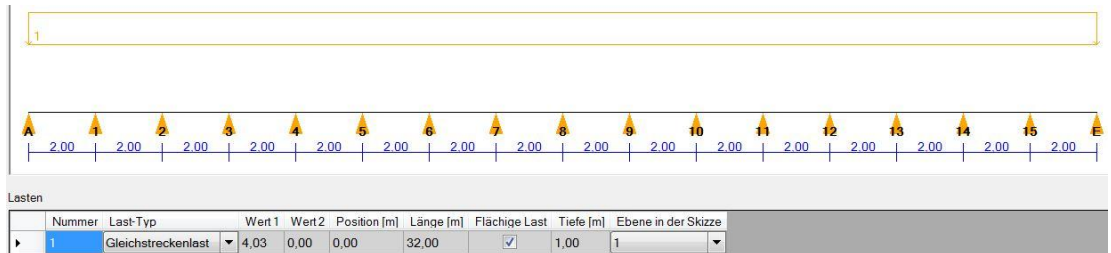
Το πρόγραμμα υπολογίζει αυτομάτως τις περισσότερες καταστάσεις φόρτισης και σε αυτές προστίθεται χειροκίνητα η φόρτιση των κινητών φορτίων. Οι φορτίσεις που θα χρησιμοποιηθούν καθώς και οι συνδυασμοί τους παρουσιάζονται παρακάτω:



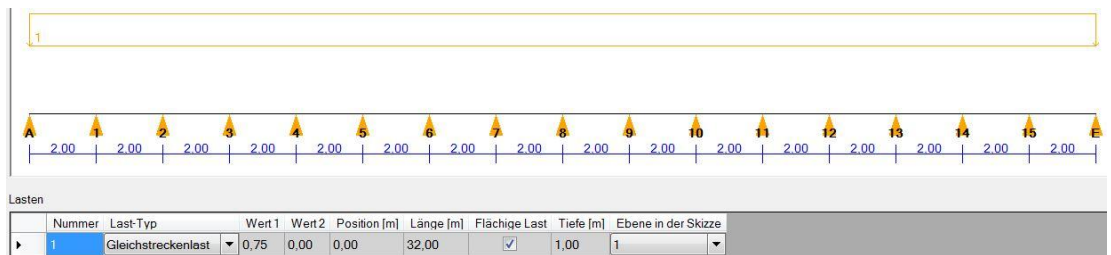
Σχήμα 2.40: Φόρτιση 1 – Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου (ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο με τιμή 0,11 kN/m).



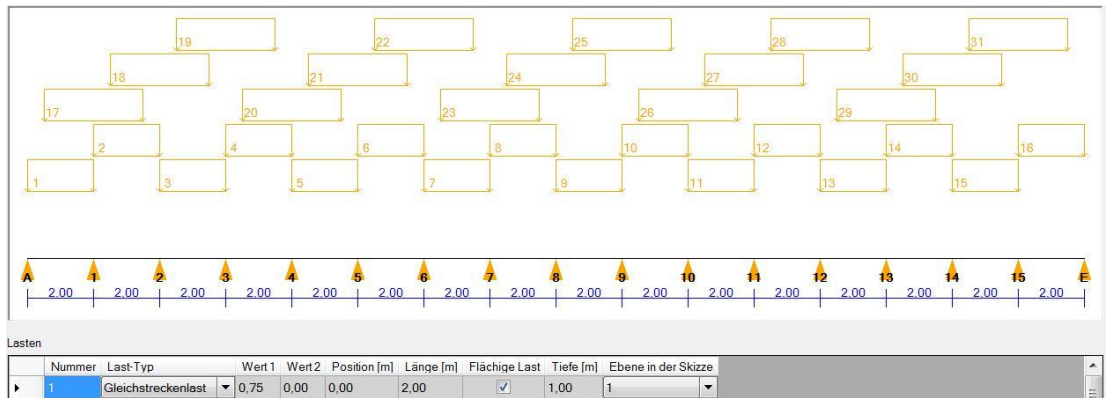
Σχήμα 2.41: Φόρτιση 2 – Ίδιον βάρος νοπού σκυροδέματος (φανωματική διάστρωση φορτίου με τιμή 4,03 kN/m)



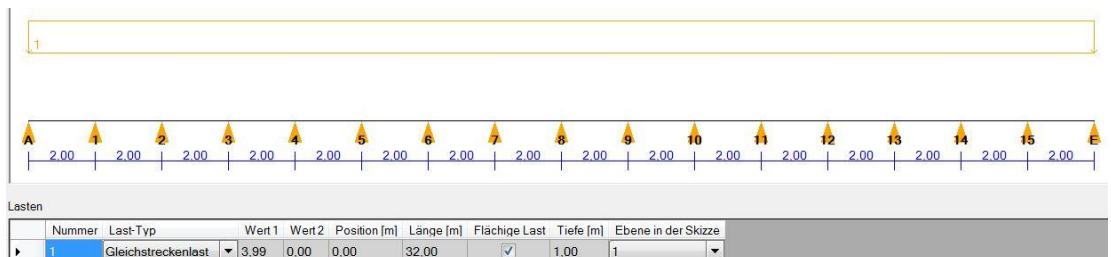
Σχήμα 2.42: Φόρτιση 3 - Ίδιον βάρος νοπού σκυροδέματος (ομοιόμορφη κατανομή φορτίου με τιμή 4,03 kN/m)



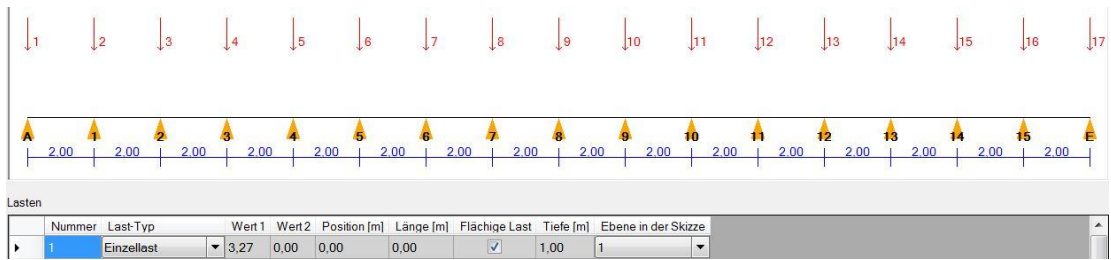
Σχήμα 2.43: Φόρτιση 4 – Φορτίο διάστρωσης (ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο με τιμή 0,75 kN/m)



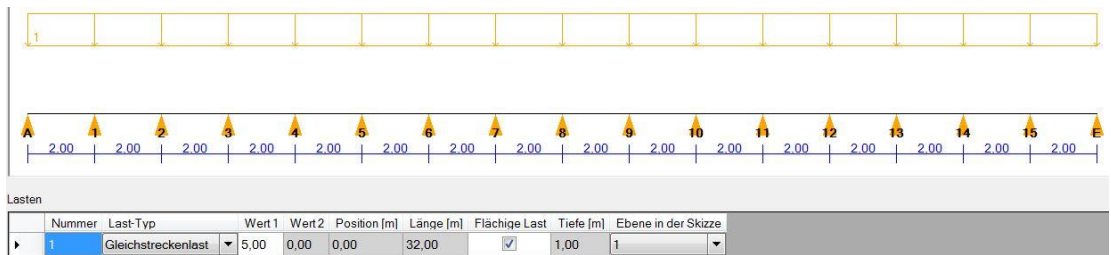
Σχήμα 2.44: Φόρτιση 5 – Φορτίο διάστρωσης (κινητό φορτίο με τιμή 0,75 kN/m που δρα σε επιφάνεια 3x3m και συνδυάζεται όπως φαίνεται στο σχήμα)



Σχήμα 2.45: Φόρτιση 6 – Ίδιον βάρος σύμμικτης πλάκας (ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο με τιμή 3,99 kN/m - χρησιμοποιείται για τον έλεγχο σε ΟΚΑ)



Σχήμα 2.46: Φόρτιση 7 – Ίδιον βάρος σύμμικτης πλάκας (με τη μορφή σημειακών φορτίων στις θέσεις των στηρίξεων - χρησιμοποιείται για έλεγχο στην ΟΚΛ)

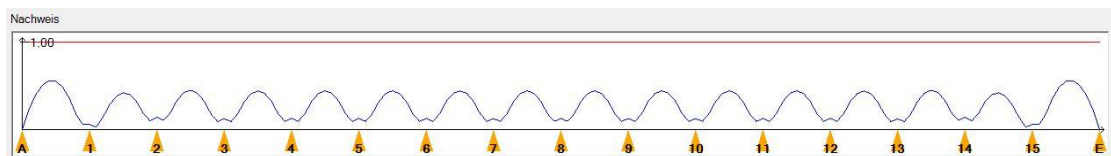


Σχήμα 2.47: Φόρτιση 8 – Κινητό φορτίο (φανωματική διάστρωση φορτίου με τιμή 0,5 kN/m)

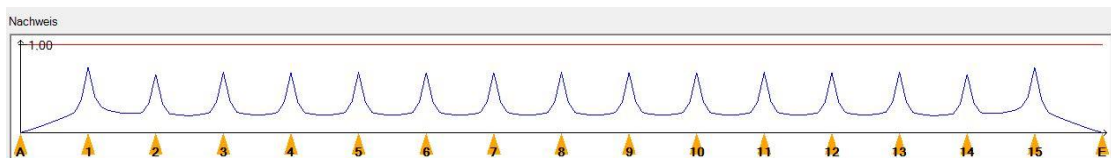
2.5.4 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής

- Ελαστικός έλεγχος στη φάση κατασκευής

Συνδυασμός ελέγχου : $1,00 \cdot (1) + 1,00 \cdot (2) + 1,15 \cdot (4) + 1,15 \cdot (5)$



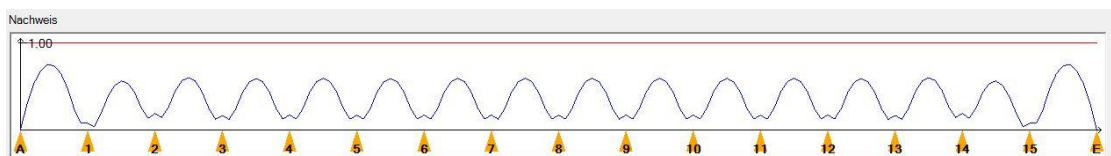
Σχήμα 2.48: Διάγραμμα θετικών ροπών χαλυβδόφυλλου ($\max = 0,56 < 1,00$)



Σχήμα 2.49: Διάγραμμα αρνητικών ροπών χαλυβδόφυλλου ($\max = 0,74 < 1,00$)

1) Έλεγχος Αντοχής χαλυβδόφυλλου

Συνδυασμός ελέγχου : $1,35 \cdot (1) + 1,35 \cdot (2) + 1,50 \cdot (4) + 1,50 \cdot (5)$



Σχήμα 2.50: Διάγραμμα θετικών ροπών στη φάση κατασκευής ($\max = 0,75 < 1,00$)

2) Έλεγχος βελών στη φάση κατασκευής

Συνδυασμός ελέγχου : $1,00 \cdot (1) + 1,00 \cdot (3)$

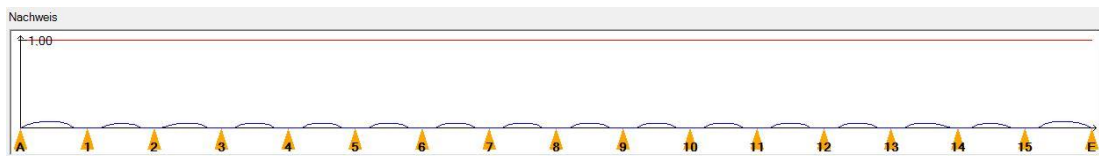


Σχήμα 2.51: Διάγραμμα βελών στη φάση κατασκευής ($\max = 0,43 < 1,00$, $\delta_{\max} = 4,81\text{mm}$)

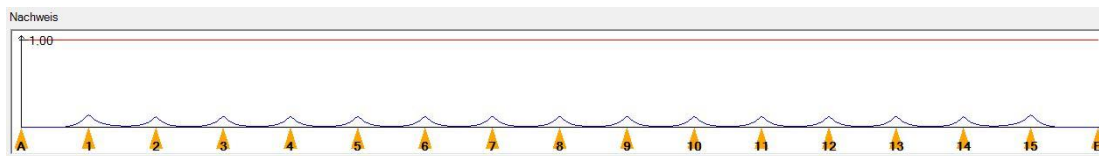
2.5.5 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στη φάση λειτουργίας

3) Έλεγχος αντοχής χαλυβδόφυλλου

Συνδυασμός ελέγχου : $1,35 \cdot (6) + 1,50 \cdot (8)$



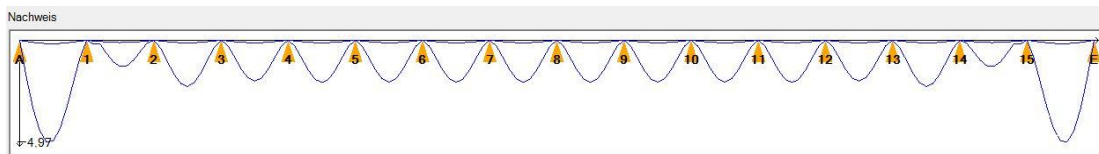
Σχήμα 2.52: Διάγραμμα θετικών ροπών χαλυβδόφυλλο ($\max = 0,08 < 1,00$)



Σχήμα 2.53: Διάγραμμα αρνητικών ροπών χαλυβδόφυλλο ($\max = 0,17 < 1,00$)

4) Έλεγχος βελών στη φάση λειτουργίας

Συνδυασμός ελέγχου : $1,00 \cdot (7) + 1,00 \cdot (8)$



Σχήμα 2.54: Έλεγχος βελών στη φάση λειτουργίας ($\max = 4,97\text{mm}$, πρόσθετο βέλος από φάση λειτουργίας $0,16\text{mm}$)

Για τον έλεγχο των βελών σύμφωνα με τον κανονισμό επιτρέπεται μέγιστο βέλος :

$$\frac{L}{350} = \frac{2000}{350} = 5,71 \text{ mm} < 20 \text{ mm λόγω ωφέλιμων φορτίων}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{2000}{250} = 8,00 \text{ mm} < 20 \text{ mm λόγω συνολικών φορτίων}$$

Βέλος λόγω συνολικών φορτίων $\delta_{\max} = 4,97\text{mm} < 8,00\text{mm}$

Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων $\delta_{\max} = 0,16 \text{ mm} < 5,71\text{mm}$

2.6 Μεταλλικοί πυλώνες

Οι μεταλλικοί πυλώνες του φορέα είναι κυκλικής μεταβλητής διατομής και εδράζονται στο έδαφος αρθρωτά. Στην κορυφή τους συντρέχουν τα καλώδια ανάρτησης και δύο καλώδια αγκύρωσης, τα οποία εξασφαλίζουν την αποφυγή ανάπτυξης καμπτικής καταπόνησης. Συνεπώς, οι πυλώνες καταπονούνται μόνο από αξονική θλιπτική δύναμη και ελέγχονται έναντι καμπτικού λυγισμού.

Ο πυλώνας έχει ύψος 26,00 μέτρα και η διατομή του μεταβάλλεται καθ' ύψος. Στα άκρα η διατομή έχει διάμετρο 45 εκατοστά και μεταβάλλεται ομαλά μέχρι το μέσον του, όπου η διάμετρος γίνεται 70 εκατοστά. Το πάχος είναι σταθερό 4,50 εκατοστά.

Πίνακας 2.8 Στοιχεία της διατομής του πυλώνα

	D (cm)	t (cm)	A (cm ²)	I (cm ⁴)
Διατομή στο μέσον	75	4,5	996,67	621735,37
Διατομή στα άκρα	45	4,5	572,56	118841,00

2.6.1 Έλεγχος πυλώνα έναντι λυγισμού

Το πρόβλημα του λυγισμού και συνεπώς το φορτίο λυγισμού επηρεάζεται από τις ατέλειες που εμφανίζουν τα πραγματικά υποστυλώματα, τα οποία σχεδόν πάντα απέχουν από τις ιδανικές (τέλειες) συνθήκες και γι' αυτό η συμπεριφορά τους είναι διαφορετική από τη θεωρητικά προβλεπόμενη. Είναι, λοιπόν, απαραίτητο οι ατέλειες να λαμβάνονται υπ' όψη κατά την ανάλυση παρά το γεγονός ότι δε μπορούν να καθοριστούν με ακρίβεια εκ των προτέρων.

Οι ατέλειες μπορεί να είναι:

- γεωμετρικής φύσης, όπως έλλειψη ευθυγραμμίας ή έλλειψη κατακορυφότητας,
- λόγω εκκεντρότητας της φόρτισης
- λόγω εγγενών κατασκευαστικών ανωμαλιών (δομικές ατέλειες), π.χ. παραμένουσες τάσεις που δημιουργούνται στην αφόρτιστη κατάσταση κατά τη διαδικασία έλασης, παραγωγής, συγκόλλησης κλπ, ή ανομοιογένεια του υλικού.

Η ανάλυση έγινε με θεώρηση αρχικού βέλους του πυλώνα στο μέσον του (δ_0), το οποίο λειτουργεί ως μοχλοβραχίονας για την θλιπτική δύναμη P δημιουργώντας ροπή κάμψης στη διατομή αυτή. Με την αύξηση της θλιπτικής δύναμης, δημιουργείται πρόσθετο βέλος δ_τ και η προκαλούμενη ροπή αυξάνεται ($M = P \cdot (\delta_0 + \delta_\tau)$). Θεωρούμε πως η μεσαία διατομή αστοχεί λόγω λυγισμού όταν η τάση στην ακραία της ίνα ισούται με την τάση διαρροής f_y .

Η τάση στη μεσαία διατομή λόγω θλιπτικής δύναμης P και για βέλος δ_τ δίνεται από:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot \delta_\tau}{W}$$

Το συνολικό βέλος δ_τ αποδεικνύεται πως ισούται με:

$$\delta_\tau = \frac{P_E}{P_E + P_0}$$

όπου P_E το φορτίο Euler.

Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού Euler σε μέλη μεταβλητής διατομής υπολογίζεται ως το κρίσιμο φορτίο του μέλους αν αυτό ήταν σταθερής διατομής πολλαπλασιασμένο με τον συντελεστή c . Ο συντελεστής c εξαρτάται από την ροπή αδράνειας της μεσαίας και ακραίας διατομής. Το υποστύλωμα θεωρήθηκε αμφιαρθρωτό θεωρώντας πως τα καλώδια προσφέρουν επαρκή εξασφάλιση προς κάθε διεύθυνση.

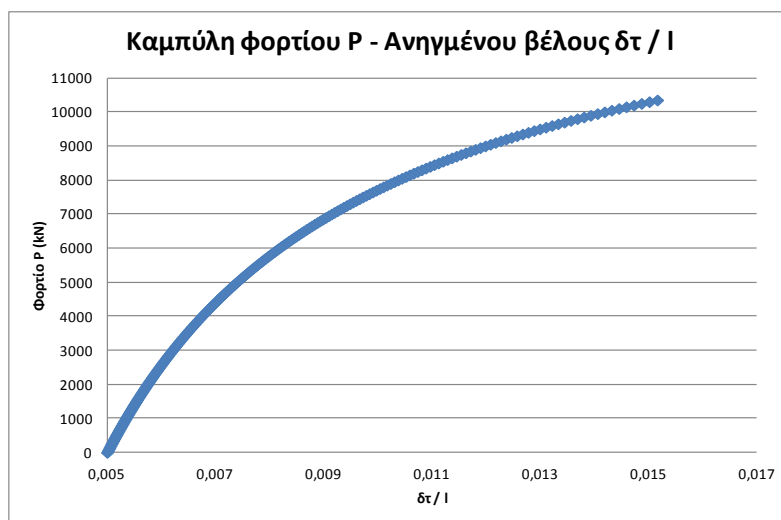
$$v = \sqrt{\frac{J_0}{J_1}} = \sqrt{\frac{118841,00}{621735,37}} = 0,44$$

$$c = 0,48 + 0,02 \cdot v + 0,5 \cdot \sqrt{v} = 0,82$$

$$P_{cr} = c \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l^2} = 0,82 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 621735,37}{2600^2} = 15631,18 \text{ kN}$$

Λαμβάνεται αρχική ατέλεια $\delta_0 = l/200 = 13 \text{ cm}$.

Για τον προσδιορισμό του φορτίου λυγισμού του πυλώνα κατασκευάζεται η καμπύλη φορτίου P – ανηγμένου βέλους δ_τ / l που φαίνεται στο σχήμα 2.32. Το φορτίο λυγισμού αντιστοιχεί στη διαρροή της μεσαίας διατομής και προκύπτει $N = 10350 \text{ kN}$.



Σχήμα 2.55: Καμπύλη αξονικού φορτίου P – ανηγμένου βέλους στο μέσον δ_τ .

Ο πυλώνας επαρκεί έναντι λυγισμού με απόδοση $\frac{8813}{10350} = 85,2\%$

2.7 Έλεγχος εφεδράνων υπό στατικά φορτία

Στις περιοχές όπου έχουμε θεωρήσει ελευθερία κίνησης του καταστρώματος προς μία διεύθυνση, όπως περιγράφηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, τοποθετούνται εφέδρανα με τα χαρακτηριστικά του πίνακα 2.9. Τα εφέδρανα είναι ίδια για την στήριξη της κύριας δοκού και της διαδοκίδας.

Πίνακας 2.9: Στοιχεία ελαστομεταλλικού εφεδράνου

a (mm)	b (mm)	e (mm)	t _i (mm)	t _s (mm)	n	T _b (mm)	T _q (mm)
250	250	2,5	8	3	8	96	69

$$A' = a' + b' = (250 - 10) \cdot (250 - 10) = 57600 \text{ mm}^2 = 576 \text{ cm}^2$$

$$I_p = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (250 - 10 + 250 - 10) = 960 \text{ mm} = 96 \text{ cm}$$

$$S = \frac{A'}{I_p \cdot t_e} = \frac{576}{96 \cdot 0,8} = 7,5$$

2.7.1 Έλεγχος εφεδράνου στην περιοχή της κύριας δοκού

Ο έλεγχος γίνεται για τον δυσμενέστερο συνδυασμό $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot Q_3 + 1,00 \cdot P + 0,9 \cdot T$. Στον πίνακα 2.10 δίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Πίνακας 2.10: Στοιχεία ελέγχου εφεδράνου στην περιοχή της κύριας δοκού

P _z (kN)	u _x (mm)	u _y (mm)	α _{a,d} (mrad)	α _{b,d} (mrad)
242,6	59,7	0	6,25	2,9

$$A_r = A' \cdot \left(1 - \frac{v_{x,d}}{a'} - \frac{v_{y,d}}{b'}\right) = 576 \cdot \left(1 - \frac{59,7}{240} - \frac{0}{240}\right) = 432,72 \text{ cm}^2$$

- Έλεγχος παραμορφώσεων

$$\text{Πρέπει } \varepsilon_{t,d} = K_L \cdot (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) < \varepsilon_{u,d} = 5,00$$

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1,5 \cdot F_{z,d}}{G \cdot A_r \cdot S} = \frac{1,5 \cdot 242,6}{900 \cdot 0,043272 \cdot 7,5} = 1,246$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} = \frac{\sqrt{0^2 + 5,97^2}}{6,9} = 0,865$$

$$\varepsilon_{a,d} = \frac{(a'^2 \cdot \alpha_{a,d} + b'^2 \cdot \alpha_{b,d}) \cdot t_i}{2 \cdot \sum t_i^3} = \frac{(24^2 \cdot 6,25 + 24^2 \cdot 2,9) \cdot 10^{-3} \cdot 0,8}{2 \cdot 8 \cdot 0,8^3} = 0,515$$

$$\varepsilon_{t,d} = K_L \cdot (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) = 1 \cdot (1,246 + 0,865 + 0,515) = 2,626 < 5,00$$

- Έλεγχος χαλύβδινων ελασμάτων σε εφελκυστικές τάσεις

$$t_{s,min} = \max \left\{ \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}; 2,0 \right\} =$$

$$\max \left\{ \frac{1,3 \cdot 242,6 \cdot (0,8 + 0,8) \cdot 1 \cdot 1}{432,72 \cdot 35,5}; 2,0 \right\} = 2,0mm < t_s = 3mm$$

- Περιορισμός στροφής

$$K_v = \left\{ \frac{T_e}{A'} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right\}^{-1} = \left\{ \frac{6,9 \cdot 10^{-2}}{576} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot 900 \cdot 7,5^2} + \frac{1}{2000000} \right) \right\}^{-1} =$$

$$K_v = 187565,6 \text{ kN/m}$$

$$\sum v_{z,d} = \sum \frac{F_{z,d} \cdot t_i}{A'} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) = \frac{F_{z,d}}{K_v} = \frac{242,6}{187565,6} \cdot 100 = 0,129cm >$$

$$> \frac{a' \cdot \alpha_{a,d} + b' \cdot \alpha_{b,d}}{K_{r,d}} = \frac{24 \cdot 6,25 + 24 \cdot 2,90}{3} \cdot 10^{-3} = 0,0732cm$$

- Έλεγχος ευστάθειας

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} = \frac{242,6}{432,72} = 0,56 \text{ kN/cm}^2 < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = \frac{2 \cdot 24 \cdot 0,09 \cdot 7,5}{3 \cdot 6,9} = 1,57 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{F_{z,d,min}}{A_r} = \frac{187,8}{432,72} = 0,434 \text{ kN/cm}^2 = 4,34 \text{ MPa} > 3,00 \text{ MPa}$$

Όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

2.7.2 Έλεγχος εφεδράνου στην περιοχή της διαδοκίδας

Ο έλεγχος γίνεται για τον δυσμενέστερο συνδυασμό $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot Q_3 + 1,00 \cdot P + 0,9 \cdot T$. Στον πίνακα 2.11 δίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Πίνακας 2.11 Στοιχεία ελέγχου εφεδράνου στην περιοχή της διαδοκίδας

P_z (kN)	u_x (mm)	u_y (mm)	$\alpha_{a,d}$ (mrad)	$\alpha_{b,d}$ (mrad)
310,2	61,3	0	6,25	1

$$A_r = A' \cdot \left(1 - \frac{v_{x,d}}{a'} - \frac{v_{y,d}}{b'} \right) = 576 \cdot \left(1 - \frac{61,3}{240} - \frac{0}{240} \right) = 428,88 \text{ cm}^2$$

- Έλεγχος παραμορφώσεων

$$\text{Πρέπει } \varepsilon_{t,d} = K_L \cdot (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) < \varepsilon_{u,d} = 5,00$$

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1,5 \cdot F_{z,d}}{G \cdot A_r \cdot S} = \frac{1,5 \cdot 310,2}{900 \cdot 0,042888 \cdot 7,5} = 1,607$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} = \frac{\sqrt{0^2 + 6,13^2}}{6,9} = 0,888$$

$$\varepsilon_{a,d} = \frac{(a'^2 \cdot \alpha_{a,d} + b'^2 \cdot \alpha_{b,d}) \cdot t_i}{2 \cdot \sum t_i^3} = \frac{(24^2 \cdot 6,25 + 24^2 \cdot 1,00) \cdot 10^{-3} \cdot 0,8}{2 \cdot 8 \cdot 0,8^3} = 0,408$$

$$\varepsilon_{t,d} = K_L \cdot (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) = 1 \cdot (1,607 + 0,888 + 0,408) = 2,904 < 5,00$$

- Έλεγχος χαλύβδινων ελασμάτων σε εφελκυστικές τάσεις

$$t_{s,min} = \max \left\{ \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y}; 2,0 \right\} =$$

$$\max \left\{ \frac{1,3 \cdot 310,2 \cdot (0,8 + 0,8) \cdot 1 \cdot 1}{428,88 \cdot 35,5}; 2,0 \right\} = 2,0 \text{ mm} < t_s = 3 \text{ mm}$$

- Περιορισμός στροφής

$$K_v = \left\{ \frac{T_e}{A'} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right\}^{-1} = \left\{ \frac{6,9 \cdot 10^{-2}}{576} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot 900 \cdot 7,5^2} + \frac{1}{2000000} \right) \right\}^{-1} =$$

$$K_v = 187565,6 \text{ kN/m}$$

$$\sum v_{z,d} = \sum \frac{F_{z,d} \cdot t_i}{A'} \cdot \left(\frac{1}{5 \cdot G \cdot S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) = \frac{F_{z,d}}{K_v} = \frac{310,2}{187565,6} \cdot 100 = 0,165 \text{ cm} >$$

$$> \frac{a' \cdot \alpha_{a,d} + b' \cdot \alpha_{b,d}}{K_{r,d}} = \frac{24 \cdot 6,25 + 24 \cdot 2,90}{3} \cdot 10^{-3} = 0,0732 \text{ cm}$$

- Έλεγχος ευστάθειας

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} = \frac{310,2}{428,88} = 0,72 \text{ kN/cm}^2 < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = \frac{2 \cdot 24 \cdot 0,09 \cdot 7,5}{3 \cdot 6,9} = 1,57 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{F_{z,d,min}}{A_r} = \frac{163}{428,88} = 0,38 \text{ kN/cm}^2 = 3,80 \text{ MPa} > 3,00 \text{ MPa}$$

Όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

3. Πρόσβαση στη γέφυρα

Η πρόσβαση στην πεζογέφυρα αποτελεί έναν πολύ σημαντικό παράγοντα σχεδιασμού της. Η πεζογέφυρα προορίζεται να κατασκευαστεί πάνω από κεντρικές οδούς και απαιτείται το χαμηλότερο σημείο του καταστρώματος να βρίσκεται σε ύψος τουλάχιστον 5,50 μέτρα από την επιφάνεια του εδάφους. Στο κεφάλαιο αυτό μελετάται ο τρόπος ανάβασης των πεζών στο ύψος του καταστρώματος (6,30 μέτρα).

Έχει παρατηρηθεί πολλές φορές σε διασταυρώσεις δρόμων που έχει κατασκευαστεί πεζογέφυρα, οι πεζοί να προτιμούν να διασχίσουν το δρόμο χωρίς να κάνουν χρήση αυτής, με αποτέλεσμα η γέφυρα να αστοχεί όχι σε επίπεδο αντοχής και σχεδιασμού αλλά συνολικά ως κατασκευή. Για την αποφυγή αυτής της κατάστασης είναι απαραίτητο η πρόσβαση στη γέφυρα να είναι θελκτική προς τους χρήστες.

Οι τύποι προσβάσεων που συναντώνται συνήθως είναι σκάλες, ράμπες, είτε συνδυασμός σκάλας και ράμπας (με τμήμα ράμπας να παρεμβάλλεται ανά συγκεκριμένο αριθμό σκαλιών) και τέλος κυλιόμενες σκάλες και ανελκυστήρες.

Η σκάλα αποτελεί το πιο συνηθισμένο μέσο ανάβασης σε πεζογέφυρες. Αυτό συμβαίνει γιατί είναι δυνατό σε πολύ μικρό μήκος να έχουμε το ανέβασμα των 5,50 τουλάχιστον μέτρων που απαιτούνται. Η λύση της σκάλας όμως έχει πολλά μειονεκτήματα καθώς αποτελεί μία ιδιαίτερα κουραστική λύση για μεγάλη ομάδα χρηστών, ενώ για κάποιους άλλους καθίσταται αδύνατη η χρήση τους χωρίς βοήθεια.

Οι ανελκυστήρες και οι κυλιόμενες σκάλες αποτελούν το πλέον ξεκούραστο μέσο ανάβασης. Είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν από όλους τους χρήστες και δεν απαιτούν πολύ χώρο προκειμένου να κατασκευαστούν. Οι ανελκυστήρες όμως θα πρέπει να είναι τουλάχιστον δύο σε κάθε άκρο της γέφυρας προκειμένου να προβλεφθούν πιθανές βλάβες. Ακόμα το κόστος συντήρησης καθιστά μια τέτοια λύση ιδιαίτερα ακριβή. Οι κυλιόμενες σκάλες έχουν επίσης το μειονέκτημα του κόστους ενώ παράλληλα είναι αδύνατη η χρήση τους από Α.Μ.Ε.Α.

Οι ράμπες ανάβασης, αντιθέτως, συνδυάζουν πολλά πλεονεκτήματα. Μπορούν να κατασκευαστούν με μικρή σχετικά κλίση (6%) έτσι ώστε να είναι εύκολη η χρήση τους τόσο από πεζούς όσο και από αμαξίδια. Ταυτόχρονα δεν υπάρχει κόστος συντήρησης και από τη στιγμή που θα κατασκευαστούν θα είναι δυνατή η αδιάκοπη χρήση τους. Μειονέκτημα της λύσης των ραμπών αποτελεί το αναπόφευκτα μεγάλο μήκος τους καθώς επίσης και η πιθανή χρήση της πεζογέφυρας από μοτοσυκλέτες.

Επιλέχθηκε να μελετηθεί η πρόσβαση στην πεζογέφυρα μέσω τεσσάρων ραμπών ανάβασης λόγω των πλεονεκτημάτων που παρουσιάζουν έναντι των άλλων λύσεων. Η κλίση τους επιλέγεται 6,00% που συνεπάγεται απαίτηση για μήκος κάθε ράμπας 105 μέτρα.

3.1 Ράμπα ανάβασης – Γενικά στοιχεία

Το μεγάλο απαιτούμενο μήκος της ράμπας ανάβασης καθιστά δύσκολη την χωροθέτησή της, ειδικά σε περίπτωση ύπαρξης εμποδίων στις περιοχές που πρέπει να κατασκευαστούν. Για την μείωση της επιφάνειας που καταλαμβάνει η ράμπα, αλλά

και για την συνέχεια του καμπύλου σχήματος της ανωδομής, θα μελετηθεί η κατασκευή κυκλικής ράμπας, όπως στο σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1: Όψη κυκλικής ράμπας ανάβασης.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί ώστε το ελεύθερο ύψος σε κάθε σημείο της ράμπας ανάβασης να είναι τουλάχιστον 2,20 μέτρα. Η απαίτηση αυτή επηρεάζει την ελάχιστη δυνατή διάμετρο και τον αριθμό στροφών της ράμπας. Από την κάτοψη της πεζογέφυρας φαίνεται πως δυσμενέστερο σημείο για αυτόν τον περιορισμό είναι το σημείο όπου η ράμπα περνάει κάτω από το κατάστρωμα της πεζογέφυρας. Σε εκείνο το σημείο ο πεζός θα έχει διανύσει τα $\frac{7}{8}$ μίας πλήρους στροφής.

Η απαίτηση για ελεύθερο ύψος 2,20 μέτρα σε αυτό το σημείο αντιστοιχεί σε διαφορά ύψους του δαπέδου της ράμπας:

$$2,20 \text{ m} + \text{ύψος καταστρώματος} = 2,20 + 0,80 = 3,00 \text{ m}$$

Το μήκος της ράμπας μέχρι το σημείο ελέγχου είναι: $l = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot \frac{7}{8}$

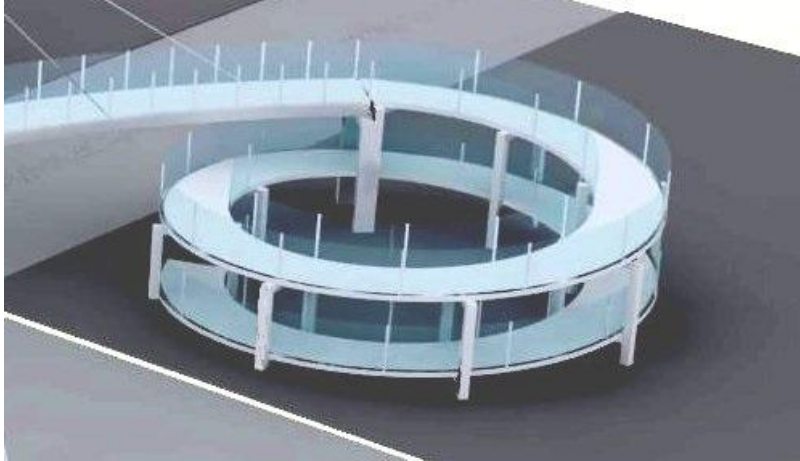
και η διαφορά ύψους το δαπέδου της:

$$z = l \cdot 0,06 = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot \frac{7}{8} \cdot 0,06 \geq 3,00 \rightarrow R \geq 9,14 \text{ m}$$

όπου R η ακτίνα στο μέσον της ράμπας.

$$\begin{aligned} \text{Για την πλήρη ανάβαση των πεζών χρειάζονται } & \frac{105}{2 \cdot \pi \cdot 9,14} \\ & = 1,83 \text{ στροφές.} \end{aligned}$$

Οι ράμπες κατασκευάζονται από ωπλισμένο σκυρόδεμα C25/30 και στηρίζονται σε 8 ζεύγη υποστυλωμάτων ανά 6,00 μέτρα. Τα υποστυλώματα ενώνονται μέσω δοκού έδρασης και η όλη κατασκευή σκυροδετείται σε μία φάση. Το πλάτος της ράμπας είναι ίσο με το πλάτος καταστρώματος της γέφυρας, δηλαδή 3,00 μέτρα.



Εικόνα 3.1: Προοπτική άποψη ράμπας ανάβασης

3.2 Διαστασιολόγηση πλάκας ράμπας

Η ράμπα ανάβασης καλείται να αναλάβει, πέραν του ίδιου βάρους της, κινητό φορτίο από την κίνηση των πεζών $Q = 5,00 \text{ kN/m}^2$. Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται έγιναν δύο φορτίσεις. Στην πρώτη φόρτιση το κινητό φορτίο εφαρμόστηκε σε όλο το μήκος της ράμπας ενώ στην δεύτερη φορτίστηκαν τα ανοίγματα εναλλάξ.

Από την καθολική φόρτιση προκύπτει $M^+_{\max} = 61,80 \text{ kNm}$ και από την φόρτιση εναλλάξ $M^-_{\max} = -102,90 \text{ kNm}$.

➤ Θετικές ροπές

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = \frac{61,80}{1,00 \cdot 0,205^2 \cdot 25000} = 0,059 < \mu_{lim} = 0,21$$

$$\rightarrow \omega_1 = 0,0625$$

$$A_{s1} = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yd}} = 0,0625 \cdot 100 \cdot 20,5 \cdot \frac{25}{500/1,15} = 7,37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk} \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,min} = \frac{0,26 \cdot 2,60 \cdot 100 \cdot 20,5}{500/1,15} \geq 0,0013 \cdot 100 \cdot 20,5 = 3,19 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < A_{s1}$$

Επιλέγεται κάτω διαμήκης οπλισμός $\Phi 10/10$ ($=7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$)

➤ Αρνητικές ροπές

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = \frac{0,9 \cdot 102,9}{1,00 \cdot 0,205^2 \cdot 25000} = 0,088 < \mu_{lim} = 0,21$$

$$\rightarrow \omega_1 = 0,0962$$

$$A_{s1} = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yd}} = 0,0962 \cdot 100 \cdot 20,5 \cdot \frac{25}{500/1,15} = 11,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Υπάρχων οπλισμός: $\Phi 10/20$ ($= 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$) από τα κάτω σίδερα που θα σπάσουν στο σημείο $M = M^+ / 2$.

Πρόσθετος οπλισμός: $(11,34 - 3,93) \text{ cm}^2/\text{m} = 7,41 \text{ cm}^2/\text{m}$

Επιλέγεται διαμήκης άνω οπλισμός $\Phi 10/10$ ($= 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Οπλισμός διανομής: $A_s = 0,20 \cdot 7,37 = 1,47 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \Phi 8/25$ ($= 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 $\max s = \min(3 \cdot h, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$

3.3 Διαστασιολόγηση δοκών έδρασης

3.3.1 Δοκοί έδρασης ράμπας

Οι δοκοί έδρασης έχουν πλάτος $b = 20 \text{ cm}$ και ύψος $h = 60 \text{ cm}$. Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στις δοκούς έδρασης των υποστυλωμάτων παρουσιάζονται στον πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1 Εντατικά μεγέθη στη δοκό έδρασης για τις δύο φορτίσεις

	M_y^+ (kNm)	M_y^- (kNm)	V_z (kN)	M_t (kNm)
Καθολική Φόρτιση	79,20	-92,40	204,10	18,70
Εναλλάξ Φόρτιση	61,2	-73,8	159,6	46,5

3.3.1.1 Σχεδιασμός έναντι κάμψης

➤ Θετική ροπή $M_y^+ = 79,20 \text{ kNm}$

Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους:

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 3,00 = 2,10 \text{ m}$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 2,3 + 0,1 \cdot 2,1 \leq 0,2 \cdot 2,1$$

$$b_{eff,i} = 0,42 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b + 2 \cdot 0,42 + 0,40 = 1,24 \text{ m} \leq 8,00 \text{ m}$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = 0,01 < \mu_{lim} = 0,21 \rightarrow \xi = 0,0223 \rightarrow x = 0,012 \text{ m}$$

Επομένως η θεώρηση πως η θλιβόμενη ζώνη βρίσκεται μέσα στην πλάκα σκυροδέματος ισχύει.

$$\omega_1 = 0,0101$$

$$A_{s1} = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yd}} = 0,0101 \cdot 124 \cdot 55,5 \cdot \frac{25}{500/1,15} = 4,00 \text{ cm}^2$$

Επιλέγεται κάτω διαμήκης οπλισμός 4 $\Phi 14$ ($= 6,16 \text{ cm}^2$)

➤ Αρνητική ροπή $M_y^- = -92,40 \text{ kNm}$

Η δοκός λειτουργεί ως ορθογωνική με $b = 0,40 \text{ m}$.

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = 0,022 < \mu_{lim} = 0,21 \rightarrow \omega_1 = 0,0225$$

$$A_{s1} = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yd}} = 0,0225 \cdot 40 \cdot 55,5 \cdot \frac{25}{500/1,15} = 2,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Υπάρχων οπλισμός: 2Φ14 (=3,08 cm²).

Τοποθετείται επιπλέον οπλισμός 2Φ14 (=3,08cm²)

3.3.1.2 Σχεδιασμός έναντι διάτμησης και στρέψης

Στη διατομή της δοκού έδρασης αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις λόγω τέμνουσας δύναμης και ροπής στρέψης. Για την παραλαβή τους τοποθετούνται κατάλληλοι δίτμητοι συνδετήρες.

➤ Διαστασιολόγηση διατομής για $V_{Ed} = 159,60 \text{ kN}$, $M_t = 46,50 \text{ kNm}$

- Απαιτούμενοι συνδετήρες για διατμητική δύναμη $V_{Ed} = 159,60 \text{ kN}$

Έλεγχος αγνόησης της διάτμησης:

Αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα στοιχεία χωρίς οπλισμό διάτμησης:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$\geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Όπου,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{555}} = 1,60$$

$$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 6,16/(40 \cdot 55,5) = 0,0028 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0,0358/(0,40 \cdot 0,60) = 0,15 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,50 = 0,12$$

$$K_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,60 \cdot (100 \cdot 0,0028 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,15 \right] \cdot 0,40 \cdot 0,555 \cdot 10^3$$

$$= 86,27 \text{ kN}$$

$$V_{min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,035 \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$= 83,61 \text{ kN}$$

Επομένως $V_{Rd,c} = 86,27 \text{ kN}$

$V_{Ed,x=d} = 143,64 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 86,27 \text{ kN} \rightarrow$ απαιτείται οπλισμός διάτμησης.

Έλεγχος επάρκειας διαγώνιων θλιπτήρων σκυροδέματος:

$$\sigma_{cd} = N_{Ed}/A_c = 0,0358/(0,4 \cdot 0,6) = 0,15 \text{ MPa}$$

$$V'_{Rd,c} = 0,24 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot [1 + 1,2 \cdot (\sigma_{cd}/f_{cd})] \cdot b_w \cdot z$$

$$V'_{Rd,c} = 0,24 \cdot 25^{\frac{1}{3}} \cdot [1 + 1,2 \cdot (0,15/(25/1,50))] \cdot 400 \cdot 555 \cdot 10^{-3} = 141,7 \text{ kN}$$

$$\cot \theta_\alpha = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V'_{Rd,c}/V_{Ed,x=d}} = \frac{1,2 - 1,4 \cdot 0,15/(25/1,50)}{1 - 141,7/143,64} \rightarrow \theta_\alpha = 21,8^\circ$$

$$V_{Rd,max(21,8^\circ)} = 0,18 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin 2\theta = 620,07 \text{ κN}$$

$$V_{Rd,max(21,8^\circ)} = 620,07 \text{ kN} < V_{Ed,x=0} \\ = 159,6 \text{ kN επομένως η διατομή επαρκεί}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,x=d}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta} = \frac{143,64 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 555 \cdot 500/1,15 \cdot \cot 21,8^\circ} = 2,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Απαιτούμενοι συνδετήρες για ροπή στρέψης $M_t = 46,50 \text{ kNm}$

$$A_k = (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = 134400 \text{ mm}^2$$

$$u_k = 2 \cdot (b + h - 2 \cdot t_{ef}) = 1520 \text{ mm}$$

$$t_{ef} = \max\{A/u, 2 \cdot (c + \Phi_{\sigma\text{υν}\delta} + 0,5 \cdot \Phi)\} < t_{\text{πραγματικό}} \rightarrow t_{ef} = 120 \text{ mm}$$

Έλεγχος αγνόησης της στρέψης:

$$T_{Rd,c} = f_{ctd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef} = a_{ct} \cdot f_{ctk,005}/\gamma_c \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef}$$

$$T_{Rd,c} = (1 \cdot 1,8/1,50) \cdot 2 \cdot 134400 \cdot 120 \cdot 10^{-6} = 38,71 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{46,50}{38,71} + \frac{159,6}{86,27} = 3,05 > 1,00$$

και επομένως δεν αρκεί ένας απλός οπλισμός στρέψης.

Επιλέχθηκε από διάτμηση γωνία $\theta=21,8^\circ$.

$$T_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin 2\theta$$

$$\text{όπου } a_{ct} = 1 \text{ και } v = 0,6 \cdot [1 - (f_{ck}/250)]$$

$$T_{Rd,max} = 150,16 \text{ kN}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{46,50}{150,16} + \frac{159,6}{620,07} = 0,57 < 1,00$$

Επομένως υπάρχει επάρκεια των διαγώνιων θλιπτήρων του σκυροδέματος.

Συνδετήρες λόγω στρέψης και διάτμησης:

Για ένα σκέλος συνδετήρα λόγω στρέψης:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = 1,59 \text{ cm}^2/m$$

Από διάτμηση βρέθηκε για δύο σκέλη συνδετήρα ότι απαιτείται:

$$A_{sw}/s = 2,65 \text{ cm}^2/m$$

Επομένως για ταυτόχρονη στρέψη και διάτμηση και για δύο σκέλη συνδετήρα:

$$A_{sw}/s = 2 \cdot 1,59 + 2,65 = 5,83 \text{ cm}^2/m$$

Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,min} \cdot b_w = \left(0,08 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}\right) \cdot b_w = 0,08 \cdot \frac{25}{500} \cdot 400 = 3,45 \text{ cm}^2/m$$

$$S_{l,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 55,5 = 41,63 \text{ cm}$$

Επιλέγεται να τοποθετηθούν δίτμητοι συνδετήρες Φ8/15 (=6,70 cm²/m).

Ο πρόσθετος διαμήκης οπλισμός που απαιτείται λόγω στρέψης είναι:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{u_k \cdot T_{Ed} \cdot \cot \theta}{2 \cdot f_{yd} \cdot A_k} = 15,12 \text{ cm}^2$$

Ο πρόσθετος αυτός διαμήκης οπλισμός λόγω στρέψης προστίθεται στον απαιτούμενο διαμήκη οπλισμό λόγω κάμψης και προκύπτουν οι τελικοί διαμήκεις οπλισμοί που τοποθετούνται:

Κάτω διαμήκης οπλισμός 4Φ14 (= 6,16 cm²).

Άνω διαμήκης οπλισμός 2Φ14 (= 3,08 cm²).

Σε κάθε μία από τις δεξιά και αριστερά πλευρές 4Φ14 (=6,16 cm²).

➤ Διαστασιολόγηση διατομής για $V_{Ed} = 204,10 \text{ kN}$, $M_t = 18,70 \text{ kNm}$

Έλεγχος αγνόησης της διάτμησης:

Αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$\geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0,0439/(0,40 \cdot 0,60) = 0,18 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,60 \cdot (100 \cdot 0,0028 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,18 \right] \cdot 0,40 \cdot 0,555 \cdot 10^3$$

$$= 89,40 \text{ kN}$$

$$V_{min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,035 \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$= 84,74 \text{ kN}$$

Επομένως $V_{Rd,c} = 89,40 \text{ kN}$

$V_{Ed,x=d} = 204,10 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 89,40 \text{ kN} \rightarrow$ απαιτείται οπλισμός διάτμησης.

Έλεγχος επάρκειας διαγώνιων θλιπτήρων σκυροδέματος:

$$\sigma_{cd} = N_{Ed}/A_c = 0,0439/(0,4 \cdot 0,6) = 0,18 \text{ MPa}$$

$$V'_{Rd,c} = 0,24 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot [1 + 1,2 \cdot (\sigma_{cd}/f_{cd})] \cdot b_w \cdot z$$

$$V'_{Rd,c} = 0,24 \cdot 25^{\frac{1}{3}} \cdot [1 + 1,2 \cdot (0,15/(25/1,80))] \cdot 400 \cdot 555 \cdot 10^{-3}$$

$$= 142,04 \text{ kN}$$

$$\cot \theta_\alpha = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V'_{Rd,c}/V_{Ed,x=d}} = \frac{1,2 - 1,4 \cdot 0,18/(25/1,50)}{1 - 142,04/204,10} \rightarrow \theta_\alpha = 21,8^\circ$$

$$V_{Rd,max(21,8^\circ)} = 0,18 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin 2\theta = 620,07 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max(21,8^\circ)} = 620,07 \text{ kN} < V_{Ed,x=0}$$

$$= 204,10 \text{ kN} \text{ επομένως η διατομή επαρκεί}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,x=d}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta} = \frac{183,69 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 555 \cdot 500/1,15 \cdot \cot 21,8^\circ} = 3,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Απαιτούμενοι συνδετήρες για ροπή στρέψης $M_t = 18,70 \text{ kNm}$

$$A_k = (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = 134400 \text{ mm}^2$$

$$u_k = 2 \cdot (b + h - 2 \cdot t_{ef}) = 1520 \text{ mm}$$

$$t_{ef} = \max\{A/u, 2 \cdot (c + \Phi_{συνδ} + 0,5 \cdot \Phi)\} < t_{πραγματικό} \rightarrow t_{ef} = 120 \text{ mm}$$

Έλεγχος αγνόησης της στρέψης:

$$T_{Rd,c} = f_{ctd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef} = a_{ct} \cdot f_{ctk,005}/\gamma_c \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef}$$

$$T_{Rd,c} = (1 \cdot 1,8/1,50) \cdot 2 \cdot 134400 \cdot 120 \cdot 10^{-6} = 38,71 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{18,70}{38,71} + \frac{204,10}{89,40} = 2,77 > 1,00$$

και επομένως δεν αρκεί ένας απλός οπλισμός στρέψης.

Επιλέχθηκε από διάτμηση γωνία $\theta=21,8^\circ$.

$$T_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin 2\theta$$

$$\text{όπου } a_{ct} = 1 \text{ και } v = 0,6 \cdot [1 - (f_{ck}/250)]$$

$$T_{Rd,max} = 150,16 \text{ kN}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{18,70}{150,16} + \frac{204,10}{620,07} = 0,45 < 1,00$$

Επομένως υπάρχει επάρκεια των διαγώνιων θλιπτήρων του σκυροδέματος.

Συνδετήρες λόγω στρέψης και διάτμησης:

Για ένα σκέλος συνδετήρα λόγω στρέψης

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = 0,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Από διάτμηση βρέθηκε για δύο σκέλη συνδετήρα ότι απαιτείται $\frac{A_{sw}}{s} = 3,38 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Επομένως για ταυτόχρονη στρέψη και διάτμηση και για δύο σκέλη συνδετήρα:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 2 \cdot 0,64 + 3,38 = 4,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,min} \cdot b_w = \left(0,08 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}\right) \cdot b_w = 0,08 \cdot \frac{25}{500} \cdot 400 = 3,45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{l,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 55,5 = 41,63 \text{ cm}$$

Επιλέγεται να τοποθετηθούν δίτμητοι συνδετήρες $\Phi 8/20$ ($=5,02 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Ο πρόσθετος διαμήκης οπλισμός που απαιτείται λόγω στρέψης είναι:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{u_k \cdot T_{Ed} \cdot \cot \theta}{2 \cdot f_{yd} \cdot A_k} = 6,08 \text{ cm}^2$$

Ο πρόσθετος αυτός διαμήκης οπλισμός λόγω στρέψης προστίθεται στον απαιτούμενο διαμήκη οπλισμό λόγω κάμψης και προκύπτουν οι τελικοί διαμήκεις οπλισμοί που τοποθετούνται:

Κάτω διαμήκης οπλισμός $4\Phi 14$ ($= 6,16 \text{ cm}^2$).

Άνω διαμήκης οπλισμός $2\Phi 14$ ($= 3,08 \text{ cm}^2$).

Σε κάθε μία από τις δεξιά και αριστερά πλευρές $2\Phi 14$ ($=3,08 \text{ cm}^2$).

Συνδυάζοντας τα αποτελέσματα για τις δύο αναλύσεις προκύπτει τελικά η όπλιση των δοκών ως εξής:

Κάτω διαμήκης οπλισμός 4Φ14 (=6,16 cm²).

Άνω διαμήκης οπλισμός 2Φ14 (=3,08 cm²).

Σε κάθε μία από τις δεξιά και αριστερά πλευρές 4Φ14 (=6,16 cm²).

Δίτητοι συνδετήρες Φ8/15 (=6,70 cm²/m)

3.3.2 Δοκός έδρασης στην περιοχή του βάθρου

Η δοκός έδρασης στην περιοχή του βάθρου έχει πλάτος $b = 20$ cm και ύψος $h = 60$ cm. Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται είναι δυσμενέστερα για την εναλλάξ φόρτιση, με φόρτιση του πρώτου ανοίγματος.

Πίνακας 3.2 Εντατικά μεγέθη δοκού έδρασης στην περιοχή του βάθρου.

M_y^+ (kNm)	M_y^- (kNm)	V_z (kN)	M_t (kNm)
47,20	36,90	100,70	61,80

3.3.2.1 Σχεδιασμός έναντι κάμψης

➤ Θετική ροπή $M_y^+ = 47,20$ kNm

Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους:

$$l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 3,00 = 2,10 \text{ m}$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_0 \leq 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 2,3 + 0,1 \cdot 2,1 \leq 0,2 \cdot 2,1$$

$$b_{eff,i} = 0,42 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b + 0,42 + 0,40 = 0,82 \text{ m} \leq 8,00 \text{ m}$$

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = 0,006 < \mu_{lim} = 0,21 \rightarrow \xi = 0,0134 \rightarrow x = 0,01 \text{ m}$$

Επομένως η θεώρηση πως η θλιβόμενη ζώνη βρίσκεται μέσα στην πλάκα σκυροδέματος ισχύει.

$$\omega_1 = 0,0061$$

$$A_{s1} = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yd}} = 0,0061 \cdot 82 \cdot 55,5 \cdot \frac{25}{500/1,15} = 1,59 \text{ cm}^2$$

Επιλέγεται κάτω διαμήκης οπλισμός 2 Φ14 (=3,08 cm²)

➤ Αρνητική ροπή $M_y^- = -36,90 \text{ kNm}$

Η δοκός λειτουργεί ως ορθογωνική με $b = 0,40 \text{ m}$.

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = 0,015 < \mu_{lim} = 0,21 \rightarrow \omega_1 = 0,0153$$

$$A_{s1} = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yd}} = 0,0153 \cdot 40 \cdot 55,5 \cdot \frac{25}{500/1,15} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Υπάρχων οπλισμός: 2Φ14 (=3,08 cm²)

Τοποθετείται επιπλέον οπλισμός 2Φ14 (=3,08cm²)

3.3.2.2 Σχεδιασμός έναντι διάτμησης και στρέψης

Στη διατομή της δοκού έδρασης αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις λόγω τέμνουσας δύναμης και ροπής στρέψης. Για την παραλαβή τους τοποθετούνται κατάλληλοι δίτμητοι συνδετήρες.

- Απαιτούμενοι συνδετήρες για διατμητική δύναμη $V_{Ed} = 100,70 \text{ kN}$

Έλεγχος αγνόησης της διάτμησης:

Αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα στοιχεία χωρίς οπλισμό διάτμησης:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \\ \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Όπου,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{555}} = 1,60$$

$$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 3,08/(40 \cdot 55,5) = 0,0014 < 0,02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0,0283/(0,40 \cdot 0,60) = 0,12 \text{ MPa}$$

$$C_{Rd} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,50 = 0,12$$

$$K_1 = 0,15$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,60 \cdot (100 \cdot 0,0014 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,12 \right] \cdot 0,40 \cdot 0,555 \cdot 10^3 \\ = 68,46 \text{ kN}$$

$$V_{min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,035 \cdot k^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \\ = 82,58 \text{ kN}$$

Επομένως $V_{Rd,c} = 82,58 \text{ kN}$

$$V_{Ed,x=d} = 90,63 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 82,58 \text{ kN} \rightarrow \text{απαιτείται οπλισμός διάτμησης.}$$

Έλεγχος επάρκειας διαγώνιων θλιπτήρων σκυροδέματος:

$$\sigma_{cd} = N_{Ed}/A_c = 0,0283/(0,4 \cdot 0,6) = 0,12 \text{ MPa}$$

$$V'_{Rd,c} = 0,24 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot [1 + 1,2 \cdot (\sigma_{cd}/f_{cd})] \cdot b_w \cdot z$$

$$V'_{Rd,c} = 0,24 \cdot 25^{\frac{1}{3}} \cdot [1 + 1,2 \cdot (0,12/(25/1,50))] \cdot 400 \cdot 555 \cdot 10^{-3} \\ = 141,39 \text{ kN}$$

$$\cot \theta_\alpha = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}}{1 - V'_{Rd,c}/V_{Ed,x=d}} = \frac{1,2 - 1,4 \cdot 0,12/(25/1,50)}{1 - 141,39/100,7} \rightarrow \theta_\alpha = 45^\circ$$

$$V_{Rd,max(45^\circ)} = 0,18 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin 2\theta = 899,1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max(21,8^\circ)} = 899,1 \text{ kN} < V_{Ed,x=0} = 100,7 \text{ kN} \text{ επομένως η διατομή επαρκεί}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,x=d}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta} = \frac{100,7 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 555 \cdot 500/1,15 \cdot \cot 45^\circ} = 4,64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Απαιτούμενοι συνδετήρες για ροπή στρέψης $M_t = 61,80 \text{ kNm}$

$$A_k = (b - t_{ef}) \cdot (h - t_{ef}) = 134400 \text{ mm}^2$$

$$u_k = 2 \cdot (b + h - 2 \cdot t_{ef}) = 1520 \text{ mm}$$

$$t_{ef} = \max\{A/u, 2 \cdot (c + \Phi_{συνδ} + 0,5 \cdot \Phi)\} < t_{πραγματικό} \rightarrow t_{ef} = 120 \text{ mm}$$

Έλεγχος αγνόησης της στρέψης:

$$T_{Rd,c} = f_{ctd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef} = a_{ct} \cdot f_{ctk,005}/\gamma_c \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef}$$

$$T_{Rd,c} = (1 \cdot 1,8/1,50) \cdot 2 \cdot 134400 \cdot 120 \cdot 10^{-6} = 38,71 \text{ kNm}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = \frac{61,8}{38,71} + \frac{100,7}{82,58} = 2,82 > 1,00$$

και επομένως δεν αρκεί ένας απλός οπλισμός στρέψης.

Επιλέχθηκε από διάτμηση γωνία $\theta = 45^\circ$.

$$T_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin 2\theta$$

$$\text{όπου } a_{cw} = 1 \text{ και } v = 0,6 \cdot [1 - (f_{ck}/250)]$$

$$T_{Rd,max} = 217,73 \text{ kN}$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{61,8}{217,73} + \frac{100,7}{899,1} = 0,40 < 1,00$$

Επομένως υπάρχει επάρκεια των διαγώνιων θλιπτήρων του σκυροδέματος.

Συνδετήρες λόγω στρέψης και διάτμησης:

Για ένα σκέλος συνδετήρα λόγω στρέψης

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = 5,29 \text{ cm}^2/m$$

Από διάτμηση βρέθηκε για δύο σκέλη συνδετήρα ότι απαιτείται $\frac{A_{sw}}{s} = 4,64 \text{ cm}^2/m$.

Επομένως για ταυτόχρονη στρέψη και διάτμηση και για δύο σκέλη συνδετήρα:

$$\frac{A_{sw}}{s} = 2 \cdot 5,29 + 4,64 = 15,22 \text{ cm}^2/m$$

Ελάχιστος οπλισμός διάτμησης

$$\frac{A_{sw}}{s} = \rho_{w,min} \cdot b_w = \left(0,08 \cdot \frac{f_{ck}}{f_{ywk}}\right) \cdot b_w = 0,08 \cdot \frac{25}{500} \cdot 400 = 3,45 \text{ cm}^2/m$$

$$S_{l,max} = 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 55,5 = 41,63 \text{ cm}$$

Επιλέγεται να τοποθετηθούν δίτμητοι συνδετήρες Φ10/10 (=15,70 cm²/m).

Ο πρόσθετος διαμήκης οπλισμός που απαιτείται λόγω στρέψης είναι:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{u_k \cdot T_{Ed} \cdot \cot \theta}{2 \cdot f_{yd} \cdot A_k} = 8,04 \text{ cm}^2$$

Ο πρόσθετος αυτός διαμήκης οπλισμός λόγω στρέψης προστίθεται στον απαιτούμενο διαμήκη οπλισμό λόγω κάμψης και τελικά οι διαμήκεις οπλισμοί που τοποθετούνται είναι:

Κάτω διαμήκης οπλισμός 4Φ14 (=6,16 cm²).

Άνω διαμήκης οπλισμός 2Φ14 (=3,08 cm²).

Σε κάθε μία από τις δεξιά και αριστερά πλευρές 2Φ14 (= 3,08 cm²).

4. Μελέτη δυναμικής απόκρισης πεζογέφυρας υποβαλλόμενη σε ανθρώπινο φορτίο

Τα σύγχρονα οικοδομικά υλικά έχουν βελτιωθεί και μπορούν πλέον να αναλαμβάνουν αυξημένα στατικά φορτία με αποτέλεσμα οι κατασκευές να είναι ελαφρύτερες, με μικρότερες και λεπτεπίλεπτες διατομές, μεγάλα ανοίγματα και αυξημένη ευκαμψία. Έτσι, τα τελευταία χρόνια, παρατηρούνται περιπτώσεις όπου τα δυναμικά χαρακτηριστικά μίας πεζογέφυρας πλησιάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά μιας εξαναγκασμένης ταλάντωσης που προκαλείται από το βάδισμα των πεζών που κινούνται πάνω σ' αυτή. Σε περίπτωση συγχρονισμού του βαδίσματος με μία από τις φυσικές συχνότητες της κατασκευής, οι παραμορφώσεις μπορεί να είναι μεγάλες και τα εντατικά μεγέθη να ξεπεράσουν ακόμη και τα στατικά φορτία προκαλώντας ανασφάλεια στους χρήστες. Για το λόγο αυτό, θέλοντας να ελέγξουμε τη δυναμική απόκριση της πεζογέφυρας, γίνεται μία ανάλυση με διέγερση της κατασκευής από φορτία πεζών μεταβλητής θέσης με την πάροδο του χρόνου.

Η μελέτη της δυναμικής φόρτισης θα εξεταστεί αρχικά για την κίνηση ενός πεζού και στη συνέχεια για την κίνηση ομάδας 8 και 20 ατόμων που διασχίζουν την γέφυρα συγχρονισμένα.

4.1 Περιγραφή φόρτισης από ένα πεζό

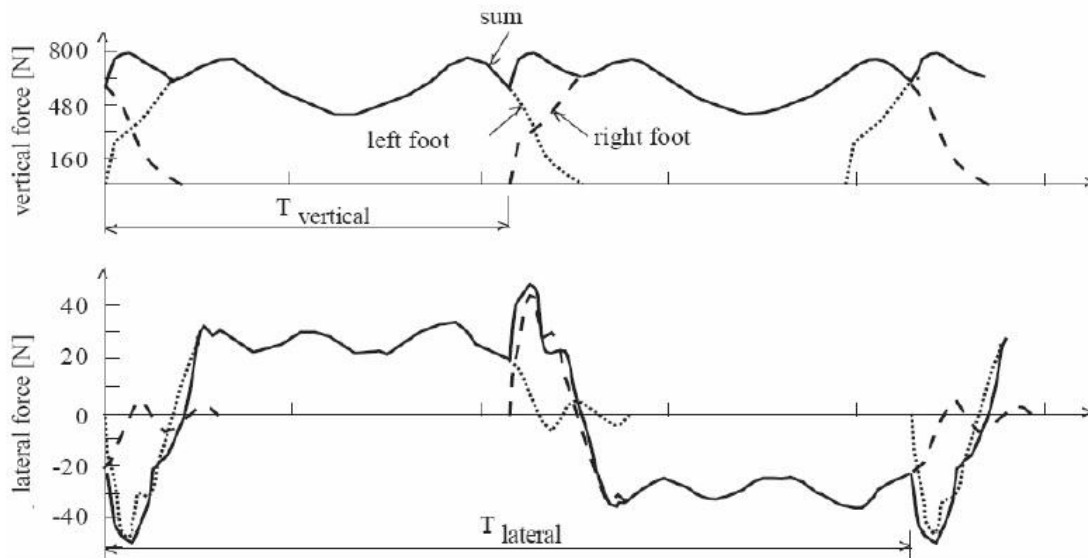
Η κίνηση ενός πεζού κατά μήκος της πεζογέφυρας εισάγει δυνάμεις στην επιφάνεια της κατασκευής, τόσο στην κατακόρυφη όσο και στην εγκάρσια και τη διαμήκη διεύθυνση. Το μέγεθος των δυνάμεων αυτών όμως μεταβάλλεται με τον χρόνο και εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, όπως μήκος βήματος, ταχύτητα βαδίσματος, συχνότητα βήματος, βάρος πεζού κτλ. Για το λόγο αυτό, μας ενδιαφέρουν οι μέσες τιμές συχνότητας, ταχύτητας κίνησης, μήκους βήματος, κατακόρυφης δύναμης από ένα βήμα, οριζόντιας δύναμης από συνεχή βηματισμό.

Πίνακας 4.1 Μέσες τιμές συχνότητας, ταχύτητας και μήκους βήματος για διάφορες κατηγορίες βαδίσματος

	f (Hz)	v_s (m/s)	l_s (m)
Αργό βάδισμα	1,70	1,10	0,60
Κανονικό βάδισμα	2,00	1,50	0,75
Γρήγορο βάδισμα	2,30	2,20	1,00
Αργό τρέξιμο	2,50	3,30	1,30
Γρήγορο τρέξιμο	>3,2	5,50	1,75

Οι τιμές των συχνότητων για την οριζόντια διεύθυνση κυμαίνονται από 0,7-1,2 Hz.

Για συνεχές βάδισμα ενός πεζού η γενική μορφή της κατακόρυφης και οριζόντιας δύναμης που επιβάλλεται στην γέφυρα δίνεται από το σχήμα 4.1.



Σχήμα 4.1 Κατακόρυφη και οριζόντια δύναμη που επιβάλλεται στην γέφυρα για βάδισμα ενός πεζού.

4.2 Κριτήρια αξιολόγησης ταλαντώσεων

Οι ταλαντώσεις στις πεζογέφυρες μάς ενδιαφέρουν κυρίως για λειτουργικούς λόγους μιας και συνδέονται με την αίσθηση ανασφάλειας που δημιουργούν στους χρήστες. Η ανθρώπινη αντίληψη της ταλάντωσης μιας κατασκευής είναι υποκειμενική και εξαρτάται από πολλούς παράγοντες. Έτσι, για τη σωστή αξιολόγηση, εκφράζονται οι δυνάμεις που εισάγονται σε μία πεζογέφυρα από την κίνηση των πεζών σε όρους οριακών επιτρεπτών επιταχύνσεων.

Από σχετικές μετρήσεις προέκυψε η ακόλουθη προσεγγιστική σχέση μεταξύ της υποκειμενικής αντίληψης των διερχομένων πεζών και της μέγιστης κατακόρυφης επιτάχυνσης της γέφυρας:

$$\frac{a_{max}}{g} [\%] = 4 \cdot k - 2,15$$

όπου,

$k = 1$ οι ταλαντώσεις δεν γίνονται αντιληπτές

$k = 2$ οι ταλαντώσεις γίνονται αντιληπτές

$k = 3$ οι ταλαντώσεις γίνονται δυσάρεστες

$k = 4$ οι ταλαντώσεις προκαλούν ανησυχία

$k = 5$ οι ταλαντώσεις προκαλούν πανικό

Από τη σχέση αυτή για $k = 2,50$ (μεταξύ αντιληπτών και δυσάρεστων ταλαντώσεων) προκύπτει μέγιστη επιτρεπτή επιτάχυνση $a_{max} \approx 0,80 \text{ m/s}^2$. Γενικώς μία μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης $0,50 \text{ m/s}^2$ θεωρείται ικανοποιητική.

4.3 Εισαγωγή φόρτισης στο Sofistik

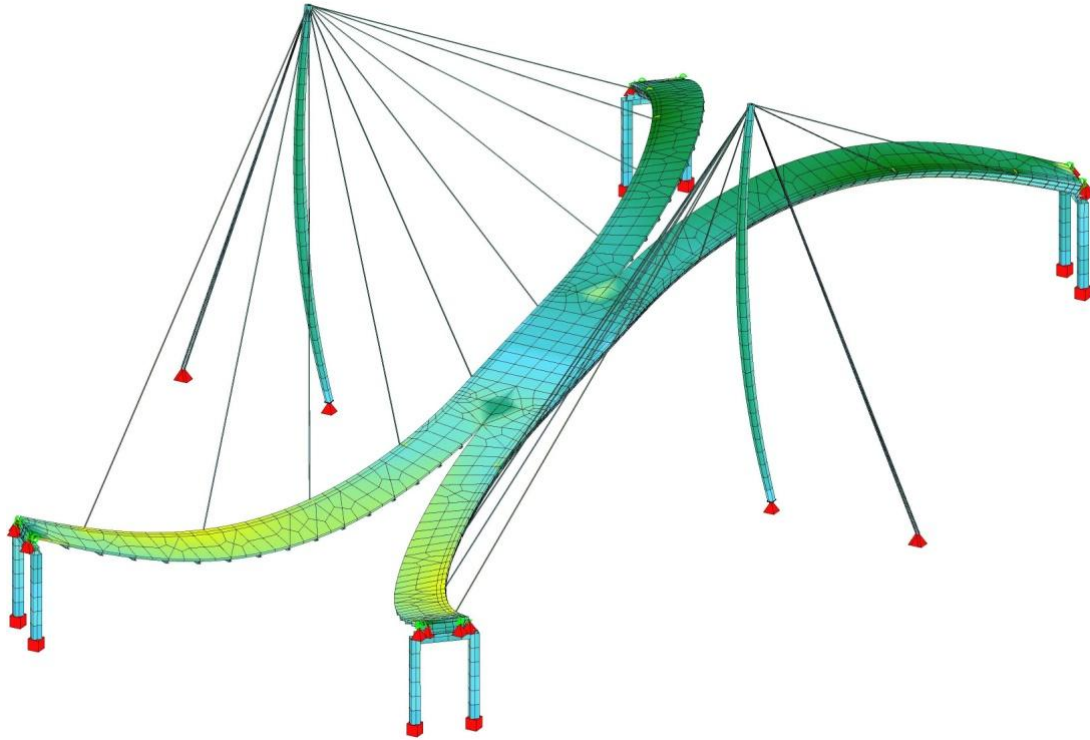
Η προσομοίωση της μεταβλητής φόρτισης που επιβάλλεται στην πεζογέφυρα από την κίνηση ενός πεζού εισάγεται στο πρόγραμμα Sofistik μέσω εντολής βρόγχου, όπως φαίνεται παρακάτω. Τα ζεύγη περιόδου T - συντελεστή φορτίου (N_z / P_z) που εισάγονται στην εντολή FUNC αντιστοιχούν στις τιμές του σχήματος 4.1 για μία περίοδο φόρτισης. Για την επιβολή της φόρτισης έχουν δημιουργηθεί κατάλληλοι κόμβοι που διαγράφουν την τροχιά κίνησης της φόρτισης. Έτσι, κατά την πρώτη επανάληψη του βρόγχου, επιβάλλεται φορτίο μεταβλητής έντασης στον κόμβο 9400 για χρονική διάρκεια T . Στο τέλος της επανάληψης αποθηκεύονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης (επιτάχυνση a , μετατόπιση u) για το κέντρο του καταστρώματος. Έπειτα φορτίζεται ομοίως ο κόμβος 9401 κ.ο.κ.. Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το υποπρόγραμμα DYNA.

```
loop#1 108
  lc 30+#1 ; load 9400+#1 pz -0.8
  let#T #DX*(#1+1)/#V
  FUNC #T 0.79
    #T+0.07 0.95
    #T+0.19 0.50
    #T+0.22 0.49
    #T+0.28 0.63
    #T+0.33 0.83
    #T+0.36 0.90
    #T+0.39 0.83
    #T+0.41 0.70
    #T+0.43 0.95
    #T+0.45 1.00
    #T+0.50 0.79
  ENDLLOOP
```

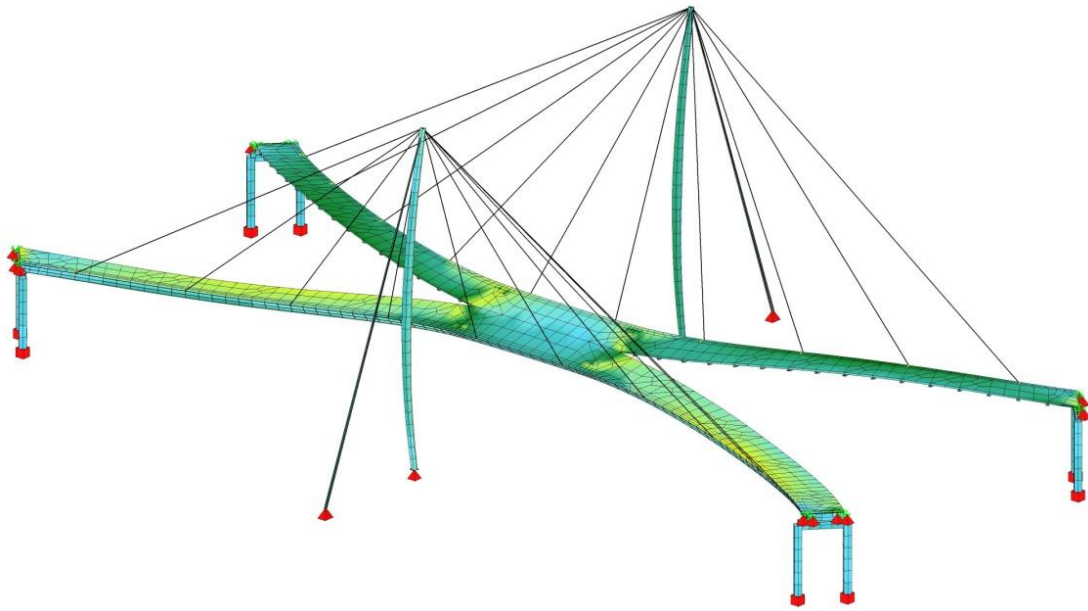
Η εισαγωγή της φόρτισης συγχρονισμένης ομάδας πεζών γίνεται με αντίστοιχο τρόπο, εισάγοντας στην loadcase 30+#1 τα φορτία των υπόλοιπων πεζών, δηλαδή προσθέτοντας κόμβους όπου επιβάλλεται φόρτιση.

4.4 Ιδιομορφές γέφυρας

Η εύρεση των ιδιομορφών της πεζογέφυρας έγινε με το υποπρόγραμμα του Sofistik DYNA. Η θεμελιώδης ιδιομορφή είναι η κατακόρυφη καμπτική με συχνότητα $f = 1,90$ Hz (Σχήμα 4.2). Η πρώτη οριζόντια ιδιομορφή προκύπτει για συχνότητα $f = 3,33$ Hz (Σχήμα 4.3).



Σχήμα 4.2: Πρώτη ιδιομορφή του φορέα



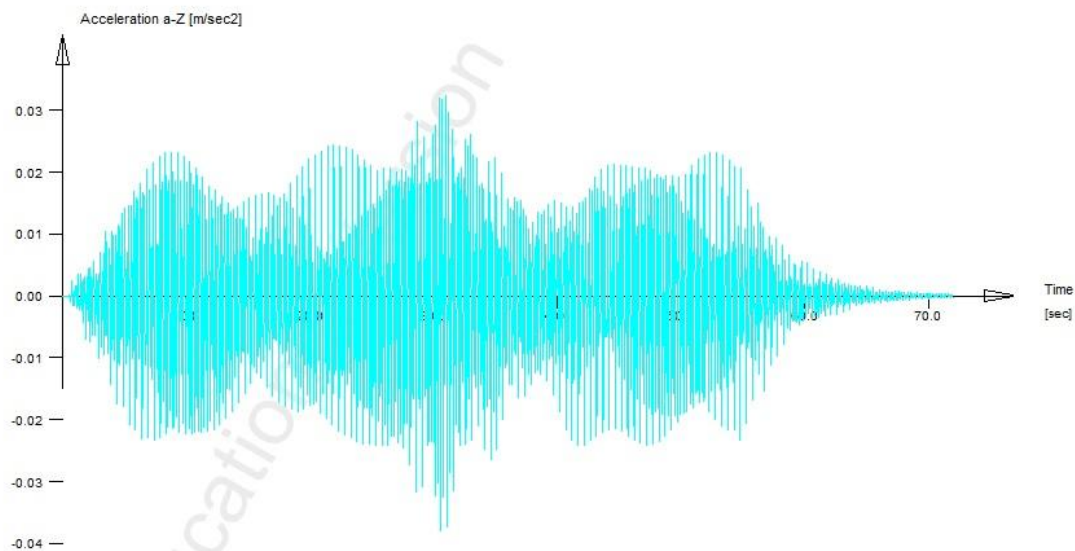
Σχήμα 4.3: Πρώτη οριζόντια ιδιομορφή του φορέα.

Η τιμή της οριζόντιας ιδιομορφής του φορέα είναι αρκετά μικρότερη από το εύρος συχνοτήτων της οριζόντιας συνιστώσας της φόρτισης πεζών. Επομένως θεωρούμε πως η παρούσα πεζογέφυρα επαρκεί έναντι οριζόντιων μετακινήσεων και επιταχύνσεων.

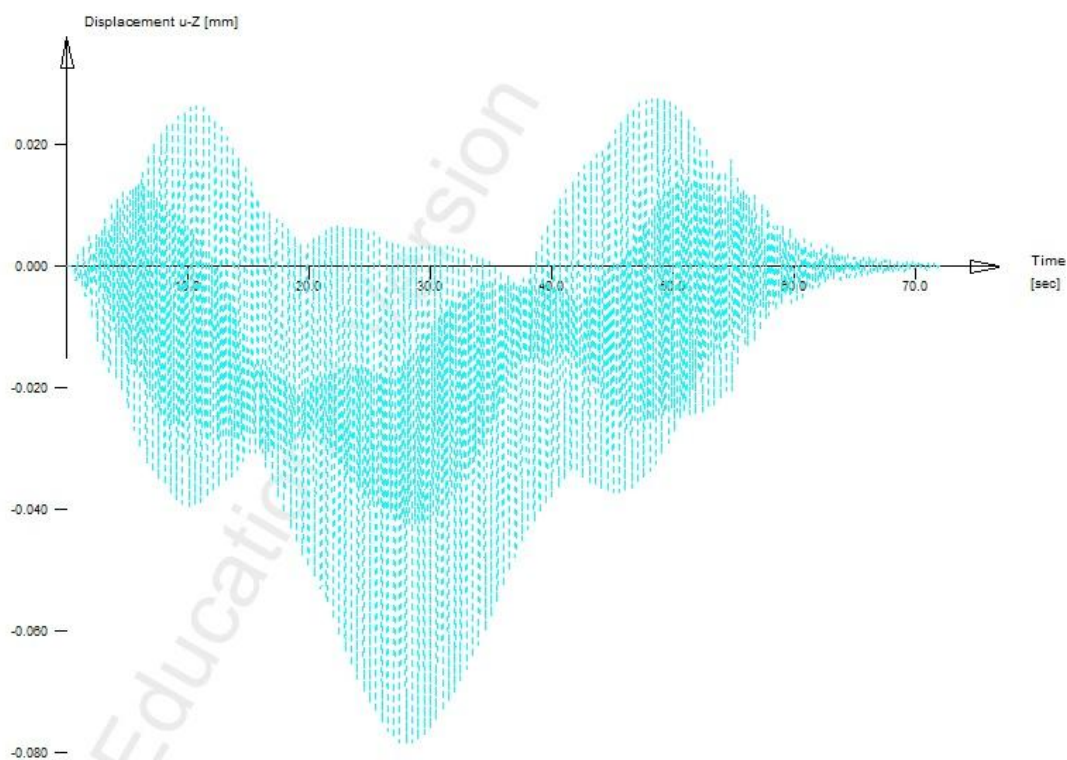
4.5 Μελέτη δυναμικής απόκρισης

4.5.1 Κίνηση ενός πεζού

Τα διαγράμματα της κατακόρυφης επιτάχυνσης και μετακίνησης που προκύπτουν από την φόρτιση ενός πεζού είναι τα εξής:



Σχήμα 4.4: Κατακόρυφη επιτάχυνση λόγω κίνησης ενός πεζού.

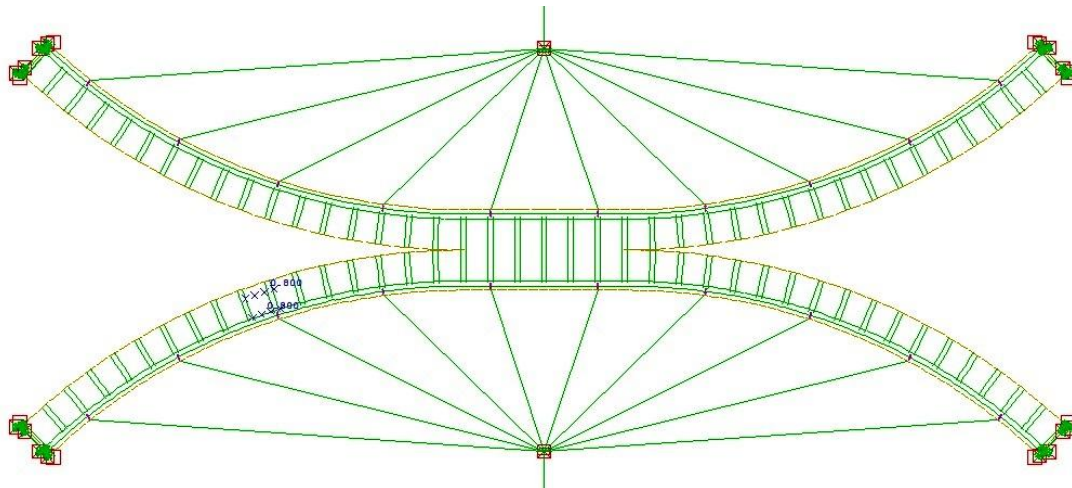


Σχήμα 4.5: Κατακόρυφη μετακίνηση λόγω κίνησης ενός πεζού.

$$a_{z,max} = 0,04 \frac{m}{s^2} < 0,70 \frac{m}{s^2} , u_{z,max} = -0,079 \text{ mm}, k = 0,64$$

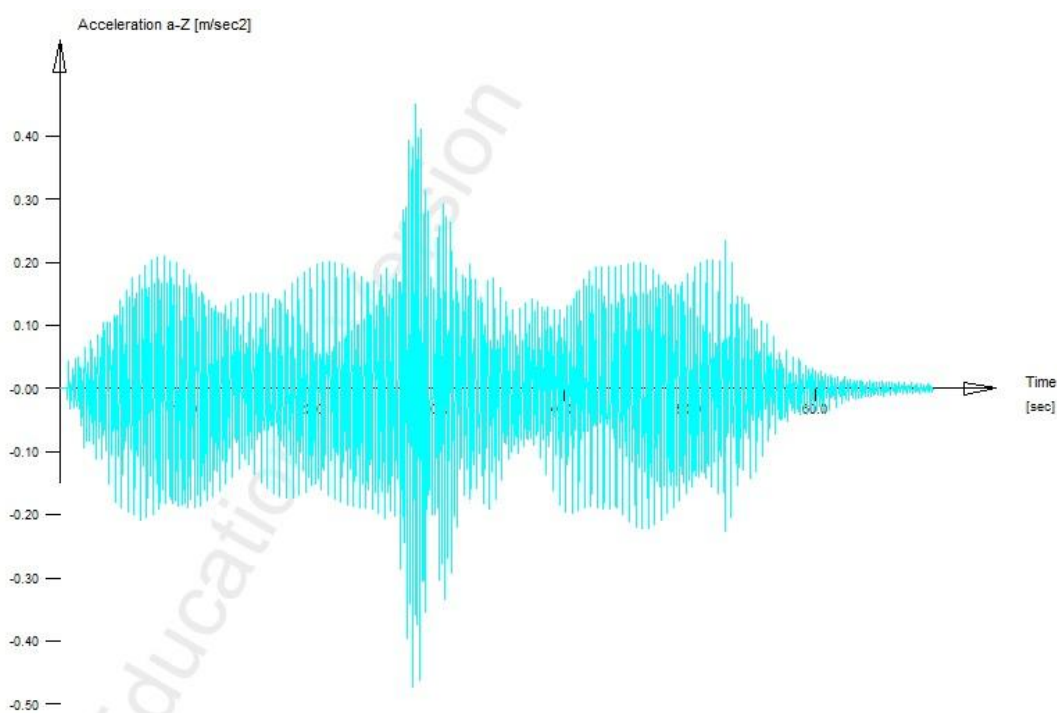
4.5.2 Κίνηση ομάδας 8 πεζών

Η προσομοίωση της φόρτισης ομάδας 8 πεζών στο Sofistik φαίνεται στο σχήμα 4.6. Οι πεζοί θεωρείται ότι κινούνται συγχρονισμένα σε τέσσερα ζεύγη όπως φαίνεται στο σχήμα.

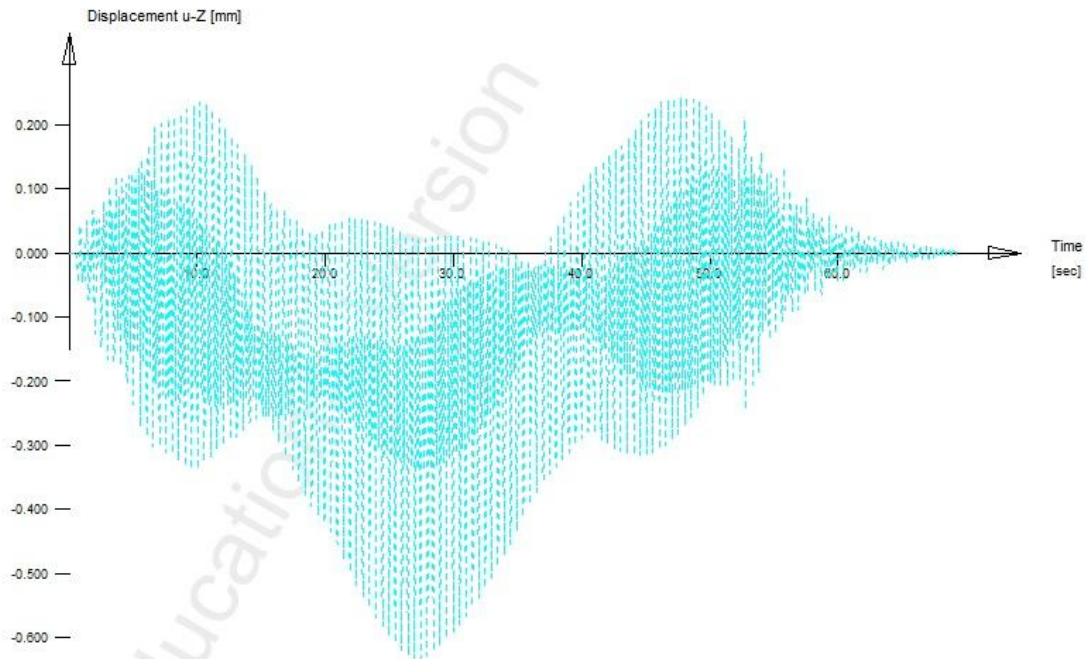


Σχήμα 4.6: Προσομοίωση ομάδας 8 πεζών.

Τα διαγράμματα της κατακόρυφης επιτάχυνσης και μετακίνησης που προκύπτουν από την φόρτιση ενός πεζού είναι τα εξής:



Σχήμα 4.7: Κατακόρυφη επιτάχυνση λόγω κίνησης ομάδας 8 ατόμων.

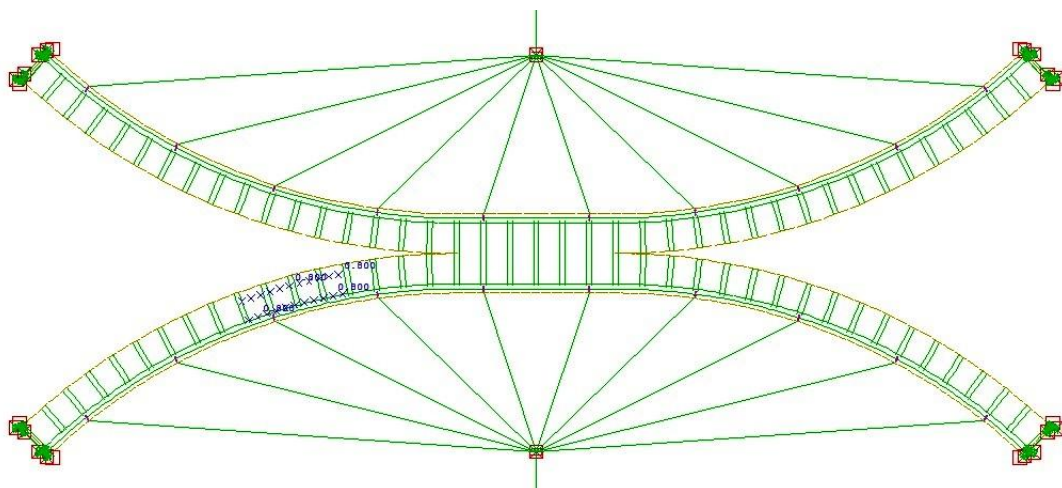


Σχήμα 4.8: Κατακόρυφη μετακίνηση λόγω κίνησης ομάδας 8 ατόμων.

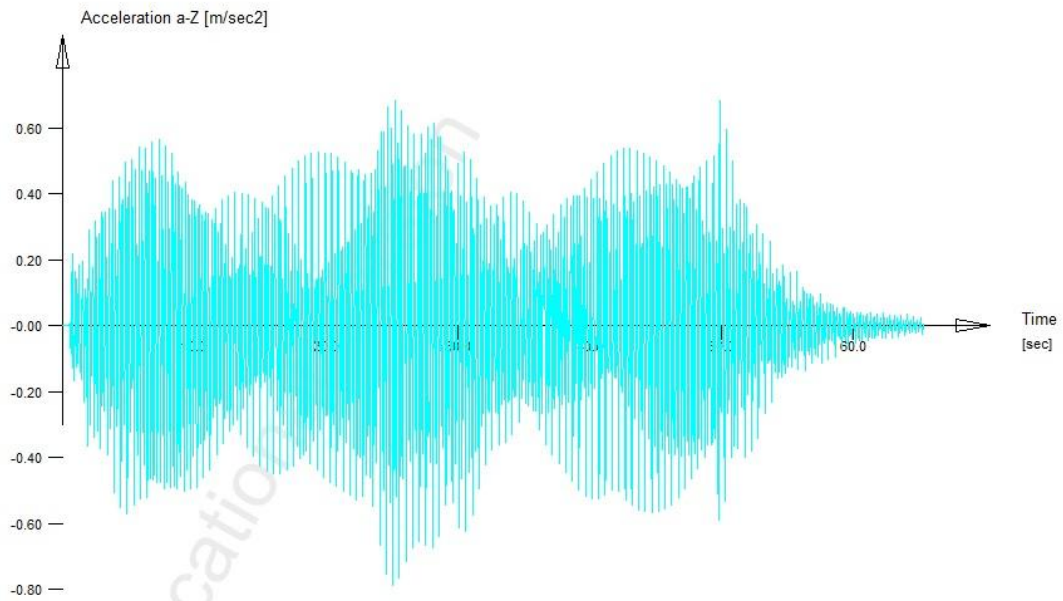
$$\alpha_{z,max} = 0,47 \frac{m}{s^2} < 0,70 \frac{m}{s^2} \quad , u_{z,max} = -0,633 \text{ mm}, \quad k = 1,71$$

4.5.3 Κίνησης ομάδας 20 πεζών

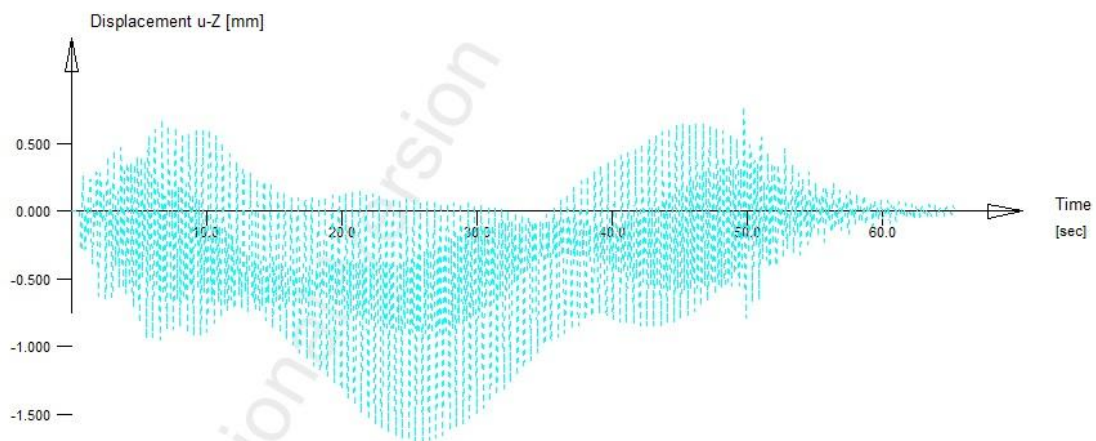
Η προσομοίωση της φόρτισης ομάδας 20 πεζών στο Sofistik φαίνεται στο σχήμα 4.9. Οι πεζοί θεωρείται ότι κινούνται συγχρονισμένα σε δέκα ζεύγη όπως φαίνεται στο σχήμα.



Σχήμα 4.9: Προσομοίωση κίνησης ομάδας πεζών 20 ατόμων.



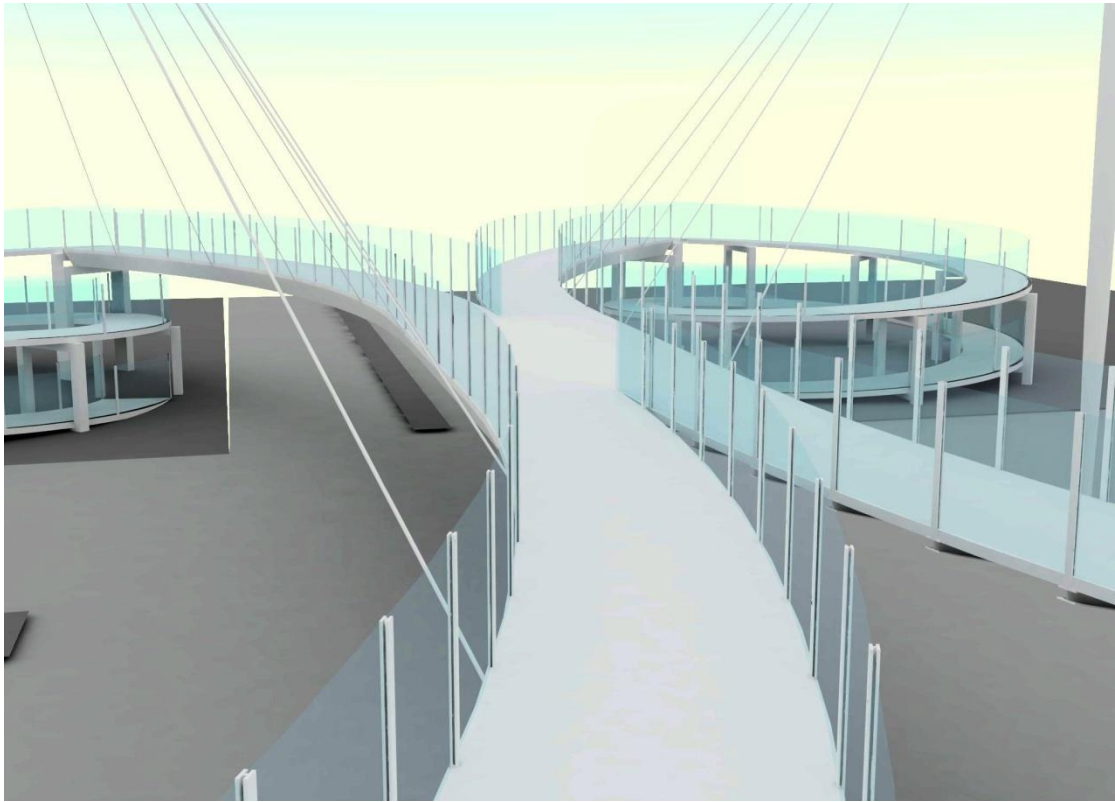
Εικόνα 4.10: Κατακόρυφη επιτάχυνση λόγω κίνησης ομάδας 20 ατόμων



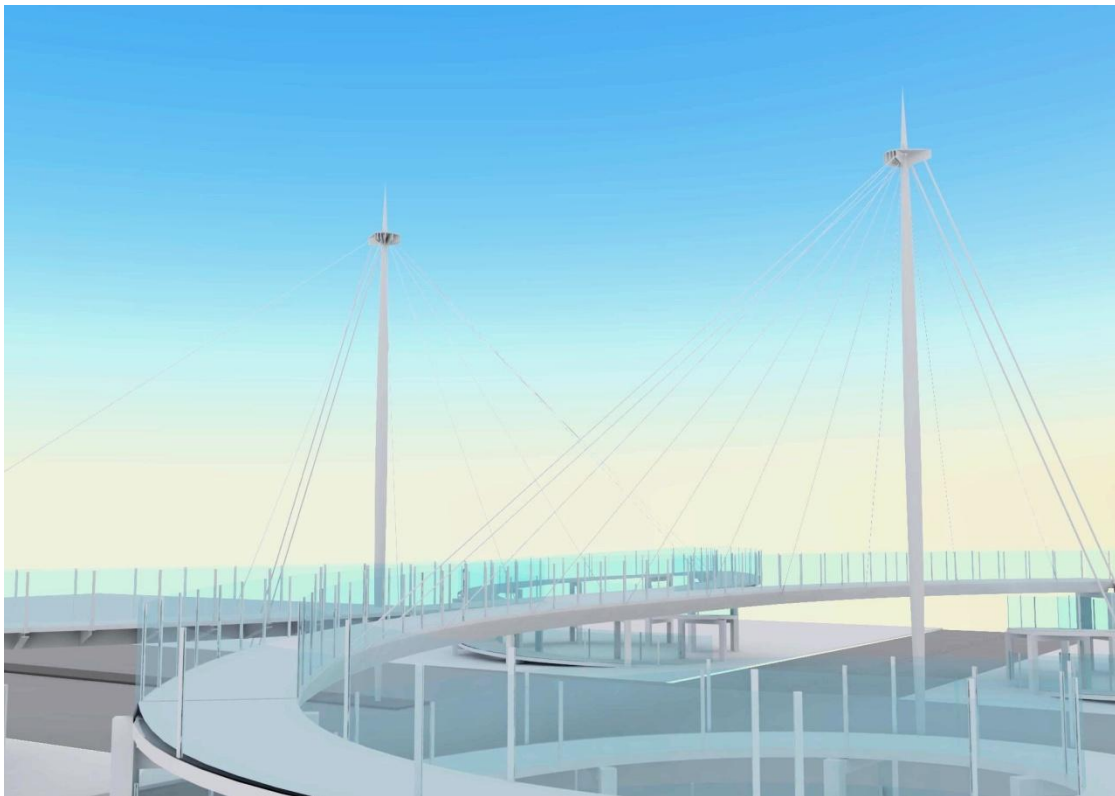
Σχήμα 4.11: Κατακόρυφη μετακίνηση λόγω κίνησης ομάδας 20 ατόμων.

$$\alpha_{z,max} = 0,79 \frac{m}{s^2} > 0,70 \frac{m}{s^2} \quad , \quad u_{z,max} = -1,70 \text{ mm}, \quad k = 2,51$$

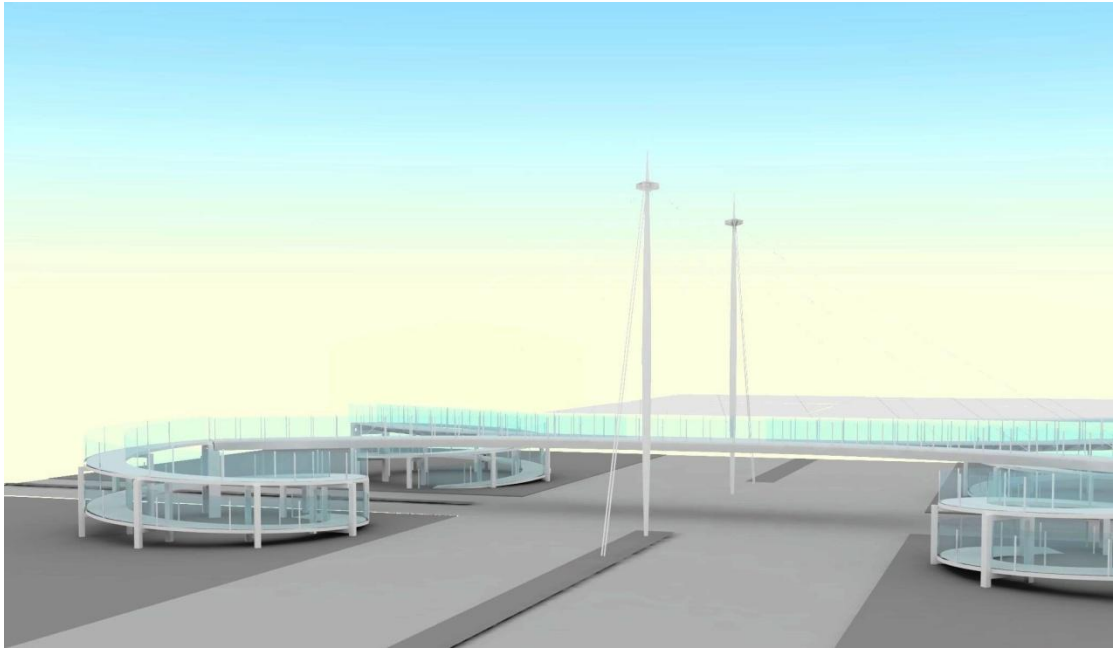
Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζεται η τελική μορφή της πεζογέφυρας όπως αυτή φαίνεται από το κατάστρωμα (Εικόνα 4.1), από την ράμπα ανάβασης (Εικόνα 4.2) και από την Λεοφόρο Αθηνών (Εικόνα 4.3)



Εικόνα 4.1: Άποψη πεζογέφυρας από το κατάστρωμα.



Εικόνα 4.2: Άποψη πεζογέφυρας από την ράμπα ανάβασης.



Εικόνα 4.3: Άποψη πεζογέφυρας από την Λεωφόρο Αθηνών.

5. Βιβλιογραφία

1. Ερμόπουλος Ι. (2008). «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες (2^η έκδοση)». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α. (2006). «Σύμμικτες Γέφυρες – Οδηγός σχεδιασμού με βάση τα DIN - Fachberichte και τους Ευρωκώδικες». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και Διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999,2004). «Σιδηρές Κατασκευές Τόμος II». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
7. Chopra A. (2007). «Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική (3^η Έκδοση)». Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
8. Βούκια Δ., Καλλίτσας Π. (2012) «Ανάλυση και βελτιστοποίηση σύμμικτης καλωδιωτής πεζογέφυρας». Διπλωματική Εργασία ΕΜΠ.
9. Στασινόπουλος Π. Αναστάσιος (2012) «Πλαστικός Λυγισμός Σιδηρών Υποστυλωμάτων Διατομής Διπλού Ταυ». Διπλωματική Εργασία ΕΜΠ.
10. Ζαχαράκης Δ. (2010). «Σχεδιασμός σύμμικτων πεζογεφυρών - Συγκριτική διερεύνηση διαφόρων μορφών σύμμικτων πεζογεφυρών». Διπλωματική Εργασία ΕΜΠ.
11. Μαργαρίτη Γ. (2013). «Σχεδιασμός και παραμετρική διερεύνηση καλωδιωτής πεζογέφυρας». Διπλωματική Εργασία ΕΜΠ.
12. Διαδικτυογραφία: www.montana-ag.ch
www.pfeifer.de
www.gumba.de

Κανονισμοί:

EUROCODE 0: Basis of structural design, CEN, Brussels, April 2003

EUROCODE 1: Actions on structures, CEN, Brussels, April 2003

EUROCODE 3: Design of steel structures, CEN, Brussels, April 2003

EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures, CEN, Brussels, May 2003