



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός μεταλλικής καλωδιωτής πεζογέφυρας με καμπύλο κατάστρωμα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κονταξάκης Ν. Σταμάτης

Επιβλέπων: κ. Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Ιούλιος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017/18

Κονταξάκης Σ.Ν. (2017).
Σχεδιασμός μεταλλικής καλωδιωτής πεζογέφυρας με καμπύλο κατάστρωμα
Διπλωματική εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/18
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kontaxakis S.N. (2017)
Design of a cable-stayed footbridge with curved deck
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017/18
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη.....	3
Abstract.....	4
Ευχαριστίες.....	7
1 Εισαγωγή.....	9
1.1 Γενικά.....	12
1.2 Τοποθεσία κατασκευής.....	12
2 Μόρφωση γέφυρας.....	15
2.1 Εισαγωγή.....	15
2.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά.....	15
2.3 Επιμέρους στοιχεία.....	16
2.3.1 Κύρια δοκός.....	16
2.3.2 Δευτερεύουσα δοκός.....	17
2.3.3 Διαδοκίδες.....	18
2.3.4 Καλώδια.....	18
2.3.5 Πυλώνες.....	19
2.5 Δομικά υλικά.....	20
3 Δράσεις.....	21
3.1 Εισαγωγή.....	21
3.2 Μόνιμες δράσεις.....	21
3.2.1 Ίδιο βάρος μεταλλικού φορέα.....	21
3.2.2 Ίδιο βάρος ξύλινου καταστρώματος.....	21
3.2.3 Ίδιο βάρος κιγκλιδώματος.....	21
3.2.4 Προένταση καλωδίων.....	22
3.3 Μεταβλητές δράσεις.....	22
3.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας.....	22
3.3.2 Δράσεις ανέμου.....	23
3.3.3 Θερμικές δράσεις.....	35
3.4 Τυχηματικές δράσεις.....	39
3.5 Σεισμός.....	40
3.5.1 Εισαγωγή.....	40
3.5.2 Μέθοδος φασματικής απόκρισης.....	40
4 Συνδυασμοί δράσεων.....	43
4.1 Γενικά.....	43
4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	43
4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	45
4.4 Πίνακες συντελεστών.....	46
5 Παρουσίαση προσομοιώματος.....	47
5.1 Πρόγραμμα προσομοίωσης Sofistik.....	47
5.2 Μοντελοποίηση.....	48
5.2.1 Υλικά και διατομές.....	48
5.2.2 Σχεδιασμός φορέα.....	51
5.2.3 Εισαγωγή φορτίων.....	53

6	Διαστασιολόγηση.....	55
6.1	Κατηγοριοποίηση διατομών.....	55
6.2	Κύρτωση ελασμάτων λόγω διατμητικών τάσεων.....	57
6.3	Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	57
6.3.1	Πυλώνας.....	58
6.3.2	Κύρια δοκός.....	58
6.3.3	Δευτερεύουσα δοκός.....	59
6.3.4	Διαδοκίδες.....	59
6.3.5	Καλώδια.....	60
6.4	Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	64
6.4.1	Περιορισμός τάσεων στα καλώδια.....	65
6.4.2	Μέγιστα βέλη καταστρώματος.....	67
6.4.3	Βέλη καταστρώματος για τον συχνό συνδυασμό.....	67
6.4.4	Βέλη υπό μόνιμα φορτία.....	68
7	Έλεγχος δυναμικής απόκρισης.....	69
7.1	Γενικά.....	69
7.2	Τεχνικός οδηγός SETRA.....	69
7.2.1	Κατηγορία εδάφους.....	69
7.2.2	Επίπεδο άνεσης.....	70
7.2.3	Ιδιοσυχνότητες γέφυρας.....	70
7.2.4	Εύρη συχνοτήτων.....	71
7.2.5	Δυναμική φόρτιση.....	71
7.3	Δυναμική ανάλυση και έλεγχος.....	72
8	Έλεγχος πυλώνα έναντι λυγισμού.....	77
8.1	Γενικά.....	77
8.2	Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.....	77
9	Εφέδρανα.....	81
10	Συνδέσεις.....	85
10.1	Συγκολλήσεις.....	85
10.1.1	Επιλογή τύπου συγκόλλησης.....	85
10.2	Συνδέσεις καλωδίων.....	86
11	Ανέγερση.....	89
12	Βιβλιογραφία.....	93

Σχεδιασμός μεταλλικής καλωδιωτής πεζογέφυρας με καμπύλο κατάστρωμα
Κονταξάκης Σ.Ν. (Επιβλέπων: κ.Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη μεταλλικής καλωδιωτής πεζογέφυρας με καμπύλο κατάστρωμα. Το σημείο προορισμού της γέφυρας είναι η πλατεία Βεργωτή επί της λεωφόρου Ποσειδώνος, στα πλαίσια της επένδυσης του Ελληνικού. Ιδιαίτερα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά της γέφυρας αποτελούν ο καμπύλος πυλώνας και το καμπύλο κατάστρωμα.

Αρχικά γίνεται μια εισαγωγή στην κατασκευή γεφυρών. Στην συνέχεια περιγράφονται τα κίνητρα που οδήγησαν στην επιλογή του σημείου κατασκευής της γέφυρας και της αρχιτεκτονικής της μορφής, καθώς και τα γεωμετρικά στοιχεία.

Στα επόμενα κεφάλαια περιγράφονται αναλυτικά οι δράσεις που ασκούνται στον φορέα, η διαδικασία υπολογισμού τους και οι συνδυασμοί τους στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες.

Στη συνέχεια περιγράφεται το λογισμικό Sofistik και τα βασικά βήματα της διαδικασίας για την προσομοίωση του φορέα και την εισαγωγή των φορτίων. Ακολουθούν οι έλεγχοι για την διαστασιολόγηση των επιμέρους στοιχείων της γέφυρας, μαζί με τους ελέγχους λυγισμού του πυλώνα, της δυναμικής απόκρισης από το βάδισμα των πεζών, των εφεδράνων.

Τέλος παρουσιάζονται οι συνδέσεις και απεικονίζονται τα κύρια βήματα της φάσης ανέγερσης μέσα από εικόνες.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2017/18

Design of a cable-stayed footbridge with curved deck

Kontaxakis S.N. (Supervisor: Thanopoulos P.)

Abstract

Subject of the present dissertation is the design and analysis of a cable-stayed footbridge with curved deck. The structure is to be placed at Bergoti square of Poseidonos avenue, within the Elliniko investment project. Special architectural characteristics of the footbridge are the curved pylon and the curved deck.

Initially, a brief introduction is made for the bridge structures in general. Then, the motives for the structure's place and architecture are described, as well as the geometric elements.

In the following chapters, the actions, their calculation procedure, their combinations for the ultimate and service limit states are being described in detail, according to the Eurocodes.

The main steps for the built of the static model using the Sofistik software and the insertion of the actions in the model are described next. The procedure for the dimensioning of the cross-sections is explained afterwards, as well as the checks for the buckling of the pylon, the dynamic response, the bearings.

In the last chapters, the description of the junctions used and the construction stages through images take place.

Ευχαριστίες

Θέλω να ευχαριστήσω εγκάρδια όλη μου την οικογένεια, που με στηρίζει στην πορεία μου αυτά τα χρόνια με υπομονή και αγάπη. Πιο συγκεκριμένα τους γονείς μου Δήμητρα και Νίκο, τη γιαγιά μου Χαρίκλεια, τον παππού μου Σταμάτη, τον αδελφό μου Γιώργο, τη νύφη μου Στέλλα και τη φίλη μου Ελεωνόρα για τη συμπαράστασή τους στις δυσκολότερες περιόδους της φοίτησής μου.

Η παρούσα διπλωματική εργασία δεν θα είχε περατωθεί χωρίς την ουσιαστική βοήθεια του επιβλέποντα καθηγητή κ.Θανόπουλο Παύλο. Θέλω να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου για την άμεση και συνεχή βοήθειά του κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η κατασκευή γεφυρών αποσκοπεί στην ζεύξη δύο ή περισσότερων σημείων, μεταξύ των οποίων υπάρχει τεχνητό ή φυσικό εμπόδιο. Η γεφυροποιία αποτελεί ένα σύνθετο και ενδιαφέρον αντικείμενο πολιτικού μηχανικού με συνεχείς εξελίξεις στις μεθοδολογίες μελέτης. Εμπειρικές μέθοδοι ανάλυσης χρησιμοποιούνται κυρίως από τα τέλη 18ου αιώνα έως τις αρχές του 20ου αιώνα. Λόγω της ραγδαίας τεχνολογικής εξέλιξης κατά την διάρκεια των δύο Παγκοσμίων πολέμων και του προγραμματισμού (software engineering) τις τελευταίες δεκαετίες, δίνεται η ευκαιρία στους σύγχρονους πολιτικούς μηχανικούς να σχεδιάσουν γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων (έως 2000m) με ιδιαίτερα αρχιτεκτονικά και αισθητικά χαρακτηριστικά. Η υλοποίησή τους διευκολύνεται με την χρήση καλωδίων και πυλώνων.



Σχήμα 1.1: Clifton Bridge (Briston, England 1864)



Σχήμα 1.2: Russky Bridge (Vladivostok, Russia 2012)



Σχήμα 1.3: Pasarela Atirantada "La Rosa" (Galicia, Spain 2003)



Σχήμα 1.4: Gateshead Millennium Bridge (Tyne River, England 2000)



Σχήμα 1.5: Samuel Beckett Bridge (Dublin, Ireland 2009)

1.2 Τοποθεσία κατασκευής

Η επένδυση της Lamda Development στο Ελληνικό θα προσελκύσει περίπου 1.000.000 πρόσθετους τουρίστες ετησίως σύμφωνα με εκτιμήσεις της εταιρείας. Η αύξηση της κυκλοφορίας των οχημάτων στην παραλιακή οδό καθιστά αναγκαία μια κατασκευή που θα εξασφαλίζει την ασφαλή διέλευση των πεζών από το πάρκο στις θαλάσσιες ακτές. Η κατασκευή της πεζογέφυρας θα λάβει χώρα στην πλατεία Βεργωτή.



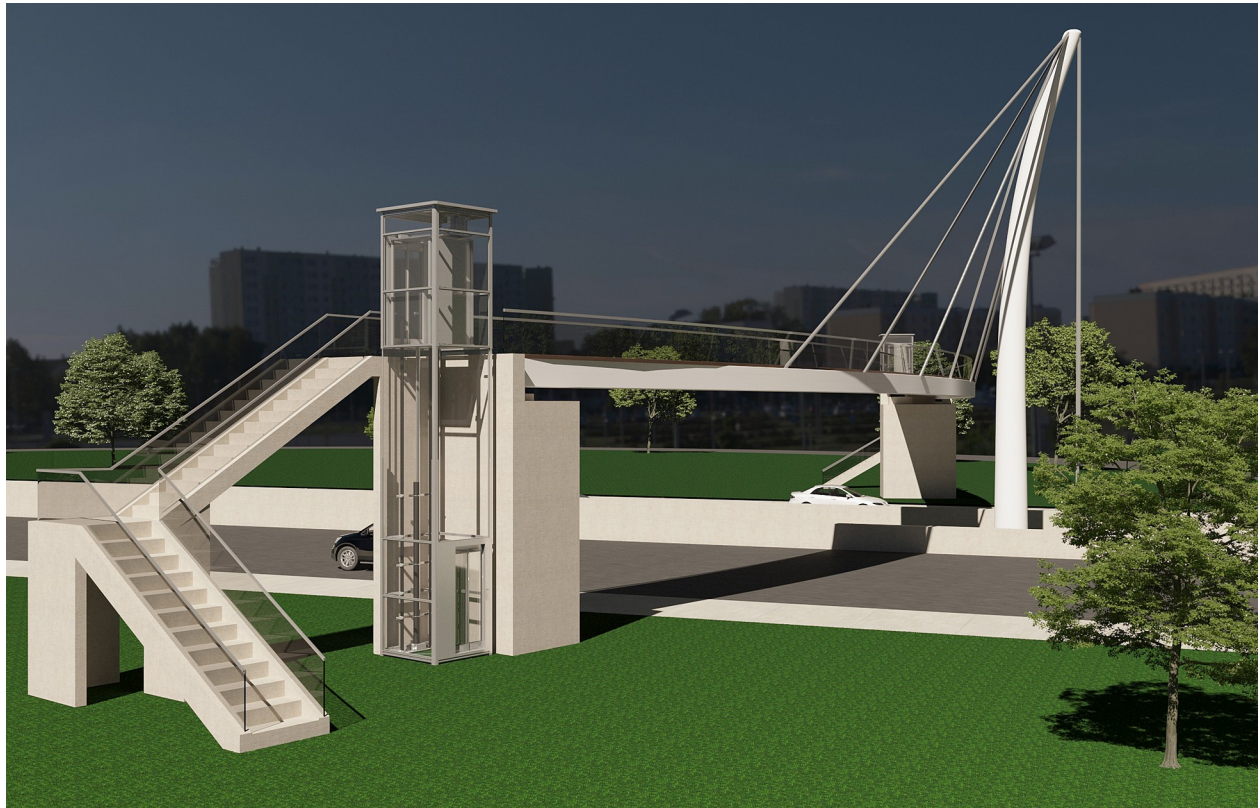
Σχήμα 1.6: Τοποθεσία κατασκευής



Σχήμα 1.7: Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας



Σχήμα 1.7: Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας



Σχήμα 1.8: Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας

2 Μόρφωση γέφυρας

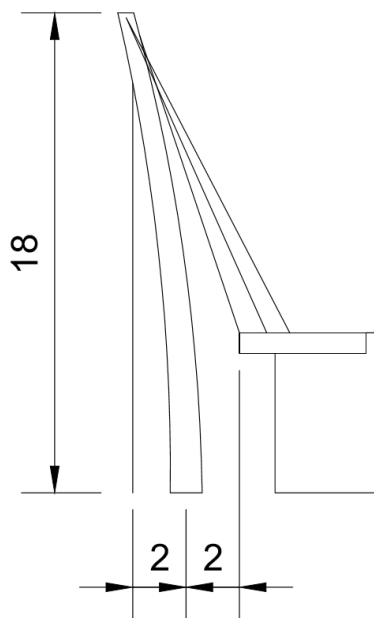
2.1 Εισαγωγή

Η πεζογέφυρα είναι αναρτημένη με ευθύγραμμα καλώδια, ακτινωτής μορφής (fan style cable-stayed bridge). Ο πυλώνας και το κατάστρωμα είναι μεταλλικά με καμπύλη μορφή για αισθητικούς λόγους. Το κατάστρωμα αποτελείται από την κύρια δοκό, την δευτερεύουσα δοκό και τις διαδοκίδες, ενώ το δάπεδο είναι ξύλινο (δεν λαμβάνεται υπόψη στο στατικό προσομοίωμα). Χρησιμοποιήθηκαν 7 καλώδια ανάρτησης που συνδέουν την κορυφή του πυλώνα με την κύρια δοκό και ένα καλώδιο αγκύρωσης που συνδέει την κορυφή του πυλώνα με το έδαφος. Η μεταφορά των φορτίων στο έδαφος γίνεται μέσω εφεδράνων και ακροβάθρων.

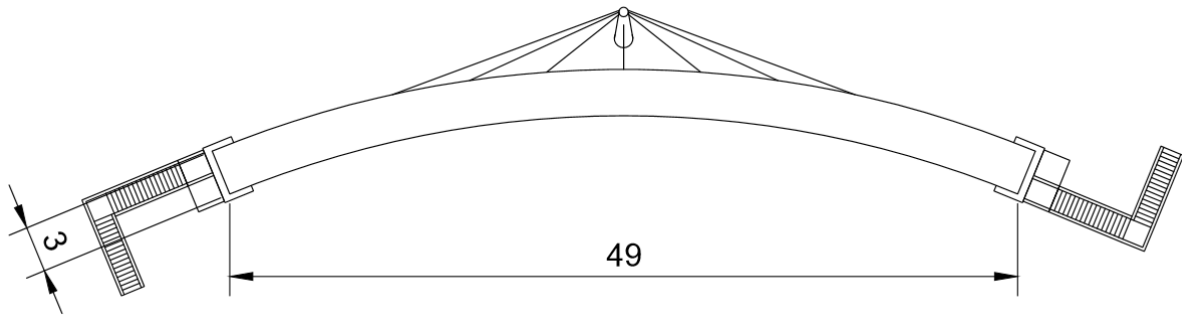
2.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Το κατάστρωμα της γέφυρας έχει πλάτος 3m και βρίσκεται σε ύψος 6m. Κατά την διαμήκη διεύθυνση καλύπτει άνοιγμα 49m. Η δευτερεύουσα δοκός έχει μήκος 50m και λόγω της καμπύλης μορφής της καλύπτει το παραπάνω άνοιγμα. Η κύρια δοκός ενώνεται με την δευτερεύουσα με διαδοκίδες μεταβλητής διατομής ανά 5m. Τα εφέδρανα τοποθετούνται στα άκρα των δοκών και στηρίζονται στα ακρόβαθρα. Η πρόσβαση στο κατάστρωμα γίνεται είτε με τις σκάλες είτε με χρήση εξωτερικού ανελκυστήρα.

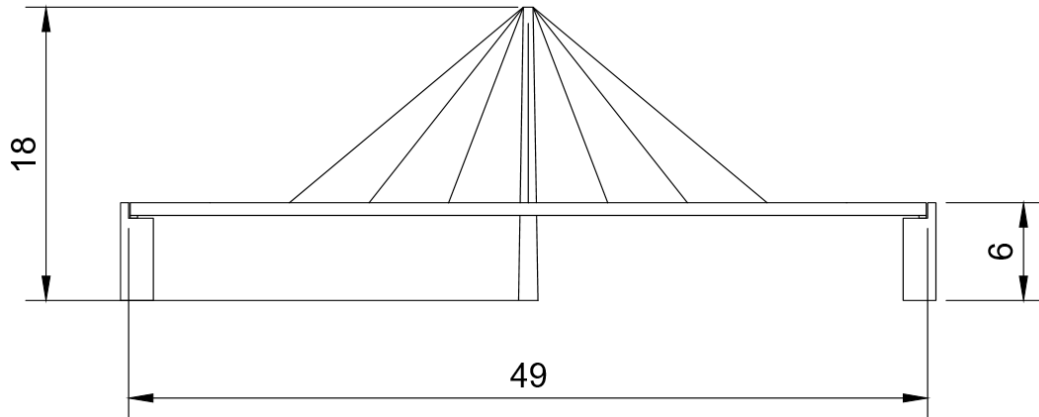
Τα καλώδια συνδέονται με την κύρια δοκό ανά 5m και η σύνδεση με τον πυλώνα και την δοκό πραγματοποιείται μέσω πείρων και ελασμάτων. Ο πυλώνας έχει ύψος 18m και η βάση του, που είναι πακτωμένη στο έδαφος, απέχει από την κύρια δοκό 2m.



Σχήμα 2.1: Όψη πεζογέφυρας



Σχήμα 2.2: Κάτοψη πεζογέφυρας

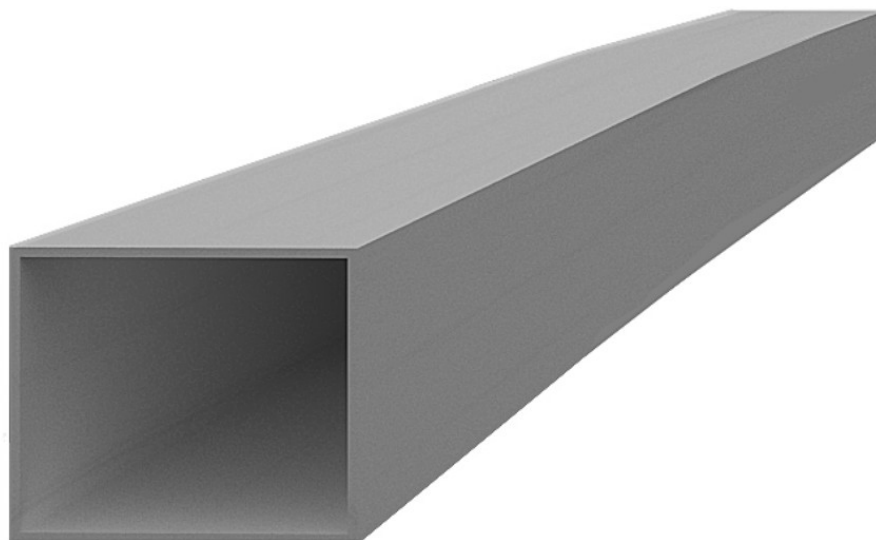


Σχήμα 2.3: Όψη πεζογέφυρας

2.3 Επιμέρους Στοιχεία

2.3.1 Κύρια δοκός

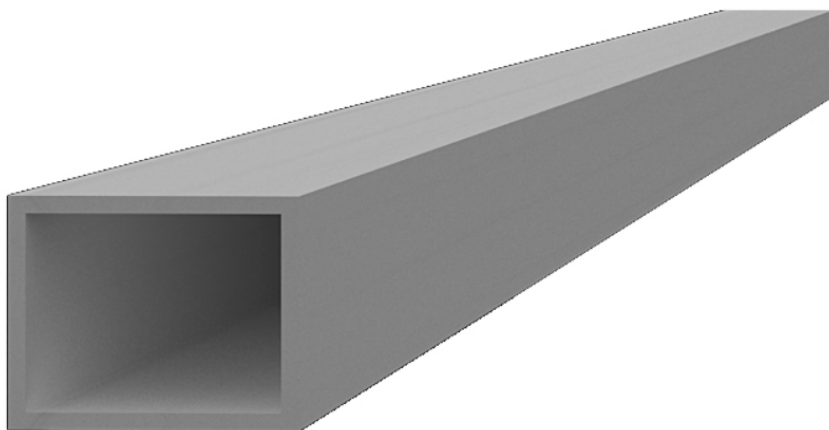
Η κύρια δοκός έχει ορθογωνική διατομή και κάτοψη με μορφή κυκλικού τόξου ακτίνας 70m. Είναι υπεύθυνη για την ανάληψη του μεγαλύτερου μέρους των φορτίων αφού σε αυτήν είναι συνδεδεμένα τα καλώδια ανάρτησης. Συνεπώς, αναπτύσσονται μεγάλα εντατικά μεγέθη. Χρειάζεται μεγάλο εμβαδόν διατομής λόγω των στρεπτικών ροπών που αναπτύσσονται και για τον περιορισμό των διαφορικών βελών με την δευτερεύουσα δοκό. Στηρίζεται στα άκρα της σε εφένδρανα δοχείου με ελευθερία μετακίνησης κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας (guided pot bearings).



Σχήμα 2.4: Προοπτική μορφή κύριας δοκού

2.3.2 Δευτερεύουσα δοκός

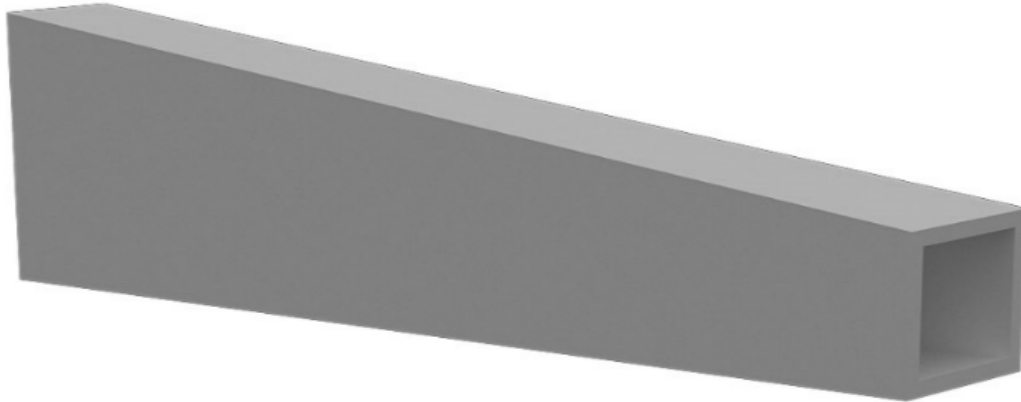
Η δευτερεύουσα δοκός έχει ορθογωνική διατομή και κάτοψη με μορφή κυκλικού τόξου ακτίνας 67m. Αναπτύσσονται μικρά εντατικά μεγέθη, οπότε έχει σχετικά μικρή διατομή. Στηρίζεται στα άκρα της σε εφέδρανα δοχείου με ελευθερία μετακίνησης κατά την διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας (guided pot bearings).



Σχήμα 2.5: Προοπτική μορφή δευτερεύουσας δοκού

2.3.3 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες έχουν μεταβλητή ορθογωνική διατομή με διάταξη ανά 5m. Συνδέουν την κύρια με την δευτερεύουσα δοκό και το ύψος τους προσαρμόζεται στα άκρα με το ύψος των δοκών. Λειτουργούν ως πρόβολοι στηριζόμενοι στην κύρια δοκό, παραλαμβάνοντας και μεταφέροντας τα φορτία από την δευτερεύουσα στην κύρια.



Σχήμα 2.6: Προοπτική μορφή διαδοκίδων

2.3.4 Καλώδια

Τα καλώδια που χρησιμοποιήθηκαν είναι spiral strand της εταιρείας PFEIFER. Η εξωτερική στρώση αλουμινίου και ψευδαργύρου που διαθέτουν προσφέρει υψηλή προστασία έναντι διάβρωσης. Συνδέονται με την κύρια δοκό ανά 5m στα σημεία όπου υπάρχει διαδοκίδα.

2.3.5 Πυλώνας

Ο πυλώνας έχει μεταβλητή κυκλική διατομή με ύψος 18m. Στην κορυφή του συνδέονται τα καλώδια ανάρτησης και αγκύρωσης. Αποτελεί δύσκαμπτη φέρον στοιχείο ώστε να περιορίζονται οι μετακινήσεις στην κορυφή του και κατ'επέκταση οι μετακινήσεις τις γέφυρας, μεγιστοποιώντας παράλληλα την απόδοση των καλωδίων.



Σχήμα 2.7: Προοπτική μορφή πυλώνα

2.4 Δομικά Υλικά

Όλα τα φέροντα στοιχεία του φορέα είναι μεταλλικά. Μετά από δοκιμές επιλέχθηκε χάλυβας S275 για κύρια δοκό, δευτερεύουσα δοκό, διαδοκίδες, πυλώνα και για τα καλώδια χάλυβας με $f_u = 1570$ Mpa.

- Δομικός χάλυβας S275

Μέτρο ελαστικότητας :	$E = 210$ GPa
Μέτρο διάτμησης :	$G = 81$ GPa
Σταθερά Poisson :	$\nu = 0.3$
Ειδικό βάρος :	$\gamma = 78.5$ KN/m ³
Όριο διαρροής :	$f_y = 275$ Mpa
Όριο θραύσης :	$f_u = 430$ Mpa

- Χάλυβας καλωδίων με $f_u = 1570$ Mpa

Μέτρο ελαστικότητας :	$E = 160$ GPa
Σταθερά Poisson :	$\nu = 0.3$
Ειδικό βάρος :	$\gamma = 78.5$ KN/m ³
Όριο διαρροής :	$f_y = 1300$ Mpa
Όριο θραύσης :	$f_u = 1570$ Mpa

3 Δράσεις

3.1 Εισαγωγή

Η διαστασιολόγηση ενός φορέα εξαρτάται από τις δράσεις που ασκούνται στον φορέα. Αυτές περιγράφονται στους Ευρωκώδικες και διαφέρουν ανάλογα με την θέση, την χρήση και την μορφή του έργου. Ιδιαίτερα για τις τυχηματικές και σεισμικές καταστάσεις που θα περιγραφούν στην συνέχεια, οι τιμές των δράσεων προκύπτουν μετά από συστηματικές μετρήσεις με την λογική μιας μικρής, προκαθορισμένης πιθανότητας υπέρβασής τους κατά την διάρκεια ζωής του έργου. Η διάρκεια ζωής των γεφυρών λαμβάνεται ίση με 100 χρόνια.

Ο συνδυασμός τους ορίζεται στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, για να εξασφαλιστεί η ασφάλεια και η λειτουργικότητα κατά την χρήση του έργου. Στόχος του μελετητή είναι να προσφέρει μια λύση οικονομική και αισθητική.

3.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο μόνιμες δράσεις αναφερόμαστε στο σύνολο των δράσεων οι οποίες δεν αναμένεται να έχουν σημαντικές μεταβολές κατά την διάρκεια ζωής του έργου. Σε αυτές κατατάσσονται τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, επιστρώσεις, επικαλύψεις, κιγκλιδώματα), οι δυνάμεις προέντασης και οι καθιζήσεις. Στην παρούσα μελέτη μόνιμες δράσεις αποτελούν τα ίδια βάρη του μεταλλικού φορέα, του ξύλινου δαπέδου, των κιγκλιδώματων και οι δυνάμεις προέντασης.

3.2.1 Ίδιο βάρος μεταλλικού φορέα

Στις σιδηρές γέφυρες το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα προσαυξάνεται κατά 10% σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1. Λαμβάνεται έτσι υπόψη το ίδιο βάρος των διαφόρων ελασμάτων και μέσων σύνδεσης στους κόμβους που χρησιμοποιούνται. Το λογισμικό δίνει την δυνατότητα στον χρήστη είτε να βάλει ο ίδιος το βάρος του μεταλλικού φορέα σαν μόνιμη δράση, είτε να συμπεριληφθεί αυτόματα δίνοντας τις κατάλληλες εντολές στο Loadcase Manager.

3.2.2 Ίδιο βάρος ξύλινου καταστρώματος

Επιλέχθηκε ξύλινο κατάστρωμα από τους πίνακες της εταιρείας CTS Bridges, με ειδικό βάρος 8 KN/m^3 και πάχος 7cm.

3.2.3 Ίδιο βάρος κιγκλιδώματος

Επιλέχθηκε γυάλινο στηθαίο με πάχος 20mm και βάρος 0.5 KN/m^3 .

3.2.4 Προένταση καλωδίων

Η δύναμη προέντασης των καλωδίων προέκυψε ύστερα από δοκιμές στο λογισμικό. Παρακάτω περιγράφεται η μεθοδολογία εύρεσης των δυνάμεων αυτών.

3.3 Μεταβλητές δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις ανήκουν τα φορτία που επιβάλλονται κατά τη διάρκεια ζωής της γέφυρας είτε από ανθρώπινες δραστηριότητες (πεζοί, οχήματα), είτε από φυσικά φαινόμενα (θερμοκρασιακές μεταβολές, άνεμος, σεισμός). Λόγω της φύσης των μεταβλητών φορτίων είναι δύσκολο να προβλεφθούν οι τιμές τους επακριβώς. Με συστηματική μελέτη των φαινομένων και στατιστικές μπορούμε να προσδιορίσουμε άνω και κάτω όρια των δράσεων με προσδοκώμενη πιθανότητα μη υπέρβασής τους μέσα σε συγκεκριμένη περίοδο αναφοράς. Σε ορισμένες δράσεις δίνονται ονομαστικές τιμές σε πίνακες.

3.3.1 Δράσεις κυκλοφορίας

Στο EN 1991-2 ορίζονται τα παρακάτω μοντέλα φόρτισης.

3.3.1.1 Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο

Αυτό το μοντέλο φόρτισης περιγράφει την συγκέντρωση πυκνού πλήθους. Διανέμεται ομοιόμορφα σε όλη την επιφάνεια της γέφυρας και έχει χαρακτηριστική τιμή $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$. Η τιμή μπορεί να περιοριστεί για μεμονωμένο άνοιγμα γέφυρας $10 \text{ m} \leq L_{sj} \leq 210 \text{ m}$. Ο περιορισμός δεν θα ληφθεί υπόψη υπέρ της ασφάλειας.

3.3.1.2 Συγκεντρωμένο φορτίο

Ένα συγκεντρωμένο φορτίο $Q_{fwb} = 10 \text{ kN}$ που ενεργεί σε μια επιφάνεια $0.10 \times 0.10 \text{ m}^2$, τοποθετείται για γενικές και τοπικές επιδράσεις.

3.3.1.3 Όχημα συντήρησης

Πρόκειται για όχημα συντήρησης ή άλλης χρήσης (νοσοκομειακό, πυροσβεστικό). Δεν λαμβάνεται υπόψη στην παρούσα διπλωματική διότι δεν υπάρχει τρόπος πρόσβασης του οχήματος στο κατάστρωμα.

3.3.1.4 Οριζόντια φορτία

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

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

Η δύναμη αυτή θεωρείται, ότι ενεργεί ταυτόχρονα με την αντίστοιχη κατακόρυφη δύναμη. Η τιμή της είναι $Q_{fk} = 10\% \times 5 \text{ kN/m}^2 = 0.5 \text{ kN/m}^2$.

3.3.2 Δυνάμεις Ανέμου

Στις μεταλλικές κατασκευές οι δράσεις του ανέμου παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο, διότι μαζί με τις θερμοκρασιακές μεταβολές αποτελούν συνήθως την δυσμενέστερη φόρτιση. Προκειμένου να υπολογιστούν αυτές οι δράσεις ο Ευρωκώδικας προτείνει δύο μεθοδολογίες, για κατασκευές ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση και κατασκευές με καλή δυναμική συμπεριφορά.

Για τον υπολογισμό των δράσεων μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε η απλή, είτε η λεπτομερής μέθοδος όπως προβλέπεται από τον EN 1991-1-4. Στην παρούσα διπλωματική επιλέγεται η απλή μέθοδος θεωρώντας ότι η γέφυρα δεν είναι ευαίσθητη σε δυναμική διέγερση, αφού το άνοιγμα της γέφυρας είναι μικρότερο από 200 m και ο δυναμικός συντελεστής c_d μικρότερος από 1.2 ($c_d = 0.91$ από σχετικό πίνακα του Ευρωκώδικα, συναρτήσεως του ελεύθερου ύψους z_e και ανοίγματος L της γέφυρας). Σε αυτήν την περίπτωση θεωρούμε ότι οι δυνάμεις λόγω ανέμου ασκούνται στατικά στην κατασκευή και αγνοούνται οι δυναμικές επιρροές του. Παρακάτω υπολογίζονται οι δυνάμεις που ασκούνται στο κατάστρωμα (κύρια, δευτερεύουσα δοκό) και στον πυλώνα.

3.3.4.1 Δυνάμεις στο κατάστρωμα

Η δύναμη του ανέμου F_w η οποία δρα στην κατασκευή θα υπολογιστεί χρησιμοποιώντας την εξίσωση (3.1). Αντιπροσωπεύει την συνολική δύναμη λόγω ανέμου

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3.1)$$

όπου

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

Εύρεση των επιμέρους συντελεστών

- a) $c_s c_d$

Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής μπορεί να ληφθεί ίσως με την μονάδα εφόσον δεν εξετάζεται η δυναμική επιρροή του ανέμου.

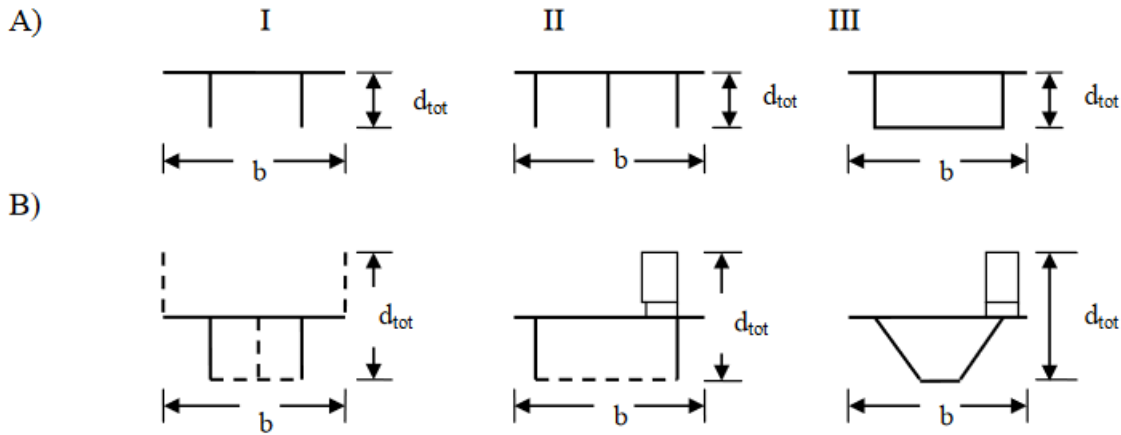
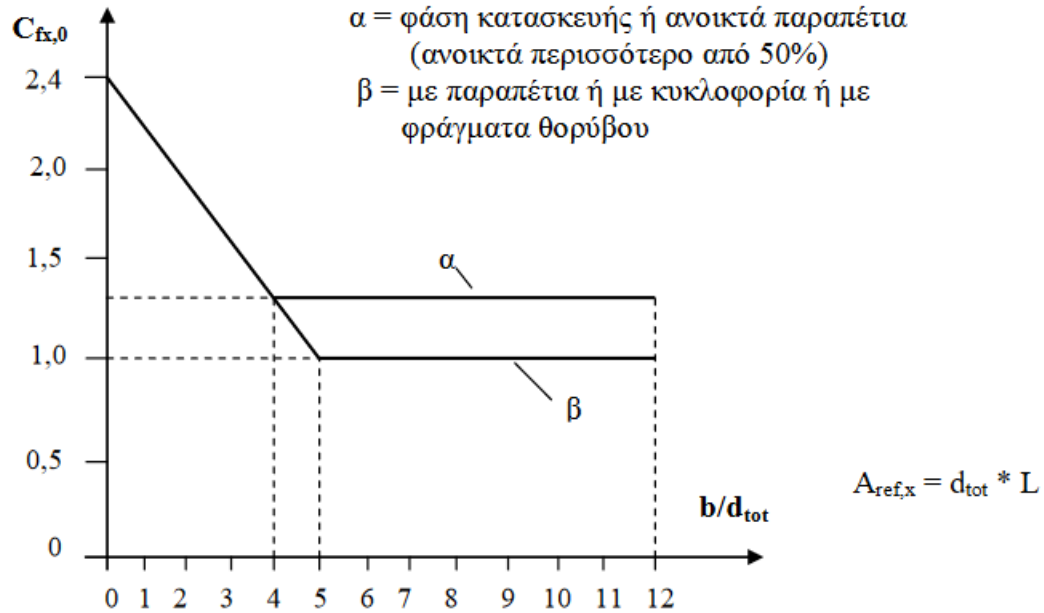
- b) c_f

Υπολογίζεται ο συντελεστής δύναμης ξεχωριστά για την εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση.

I) Εγκάρσια διεύθυνση X

Από το σχήμα 3.1 υπολογίζεται ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων.

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{3}{0.8+1.1} = 1.58 \rightarrow C_{fx,0} = 2$$



Σχήμα 3.1: Συντελεστής δύναμης κατά x χωρίς ροή ελευθέρων άκρων

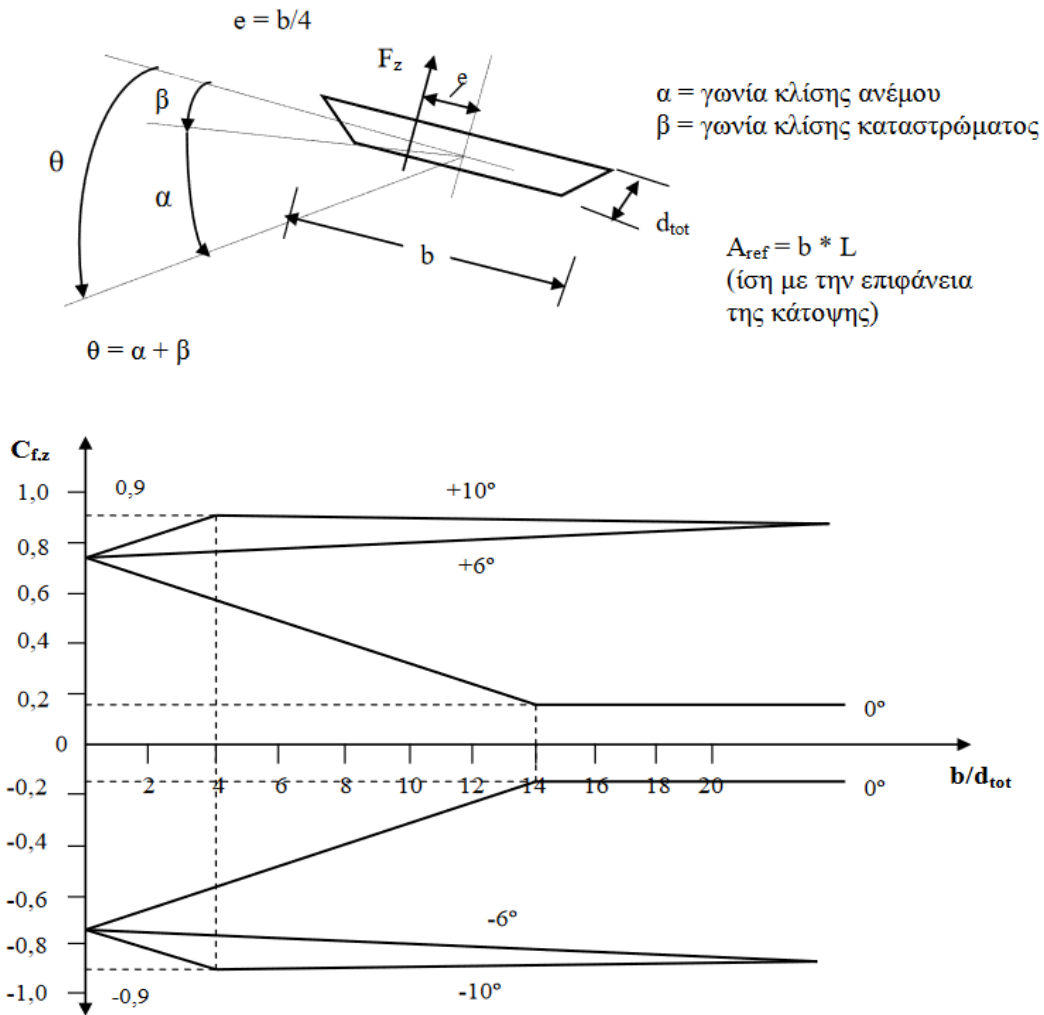
$$C_{fx} = C_{fx,0} \cdot \Psi_{\lambda,x} = 2 \cdot 1 = 2 \quad (3.2)$$

όπου

$\Psi_{\lambda,x}$ είναι ο συντελεστής επίδρασης άκρων. Στις γέφυρες ο αέρας παρεκκλίνει μόνο πάνω και κάτω από το κατάστρωμα, οπότε δεν λαμβάνεται υπόψη μειωμένη αντίσταση λόγω ροής του αέρα γύρω από τα άκρα. Έτσι λαμβάνεται ίσος με μονάδα.

II) Κατακόρυφη διεύθυνση Z

Ο συντελεστής δύναμης κατά την κατακόρυφη διεύθυνση υπολογίζεται από το σχήμα 3.2. Προκύπτει $c_{f,z} = \pm 0.8$.



Σχήμα 3.2: Συντελεστής δύναμης κατά Z

c) $q_p(z_e)$

Καταρχάς ορίζεται κατηγορία εδάφους σύμφωνα με το σχήμα 3.3. Εδώ επιλέγεται κατηγορία 0 αφού το έργο θα υλοποιηθεί σε παραθαλάσσια περιοχή.

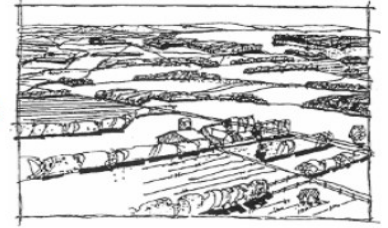
Κατηγορίες τραχύτητας

Κατηγορία 0 : Θάλασσα ή ανοιχτές παραθαλάσσιες περιοχές

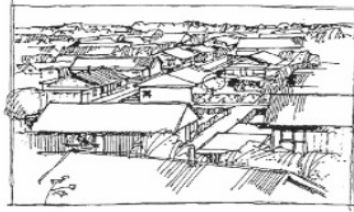
Κατηγορία I :
Λίμνες, επίπεδες οριζόντιες επιφάνειες με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



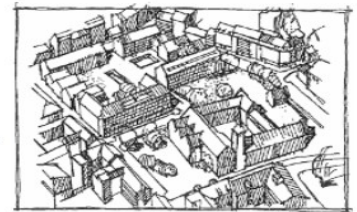
Κατηγορία II :
Περιοχές με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) σε μεταξύ τους απόσταση τουλάχιστον 20πλάσια του ύψους



Κατηγορία III :
Περιοχές με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή κτήρια ή μεμονωμένα εμπόδια σε μεταξύ τους απόσταση το πολύ 20πλάσια του ύψους

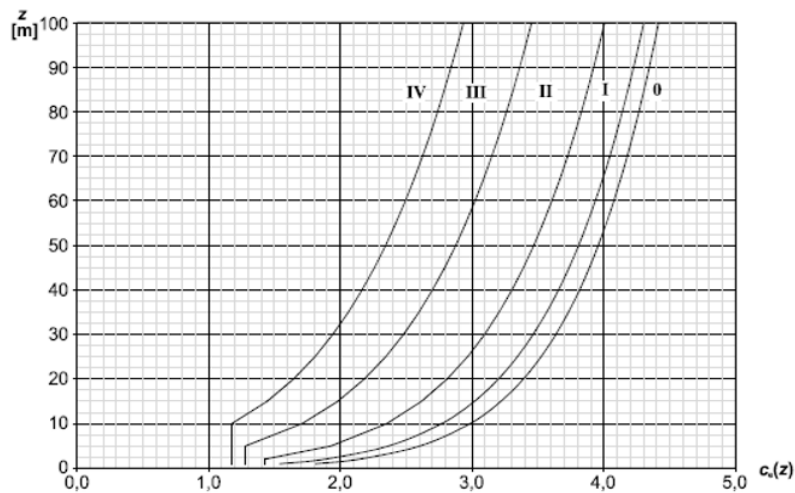


Κατηγορία IV :
Περιοχές με κατασκευές σε τουλάχιστον 15% της επιφανείας τους με κτήρια μέσου ύψους 15 μέτρων τουλάχιστον



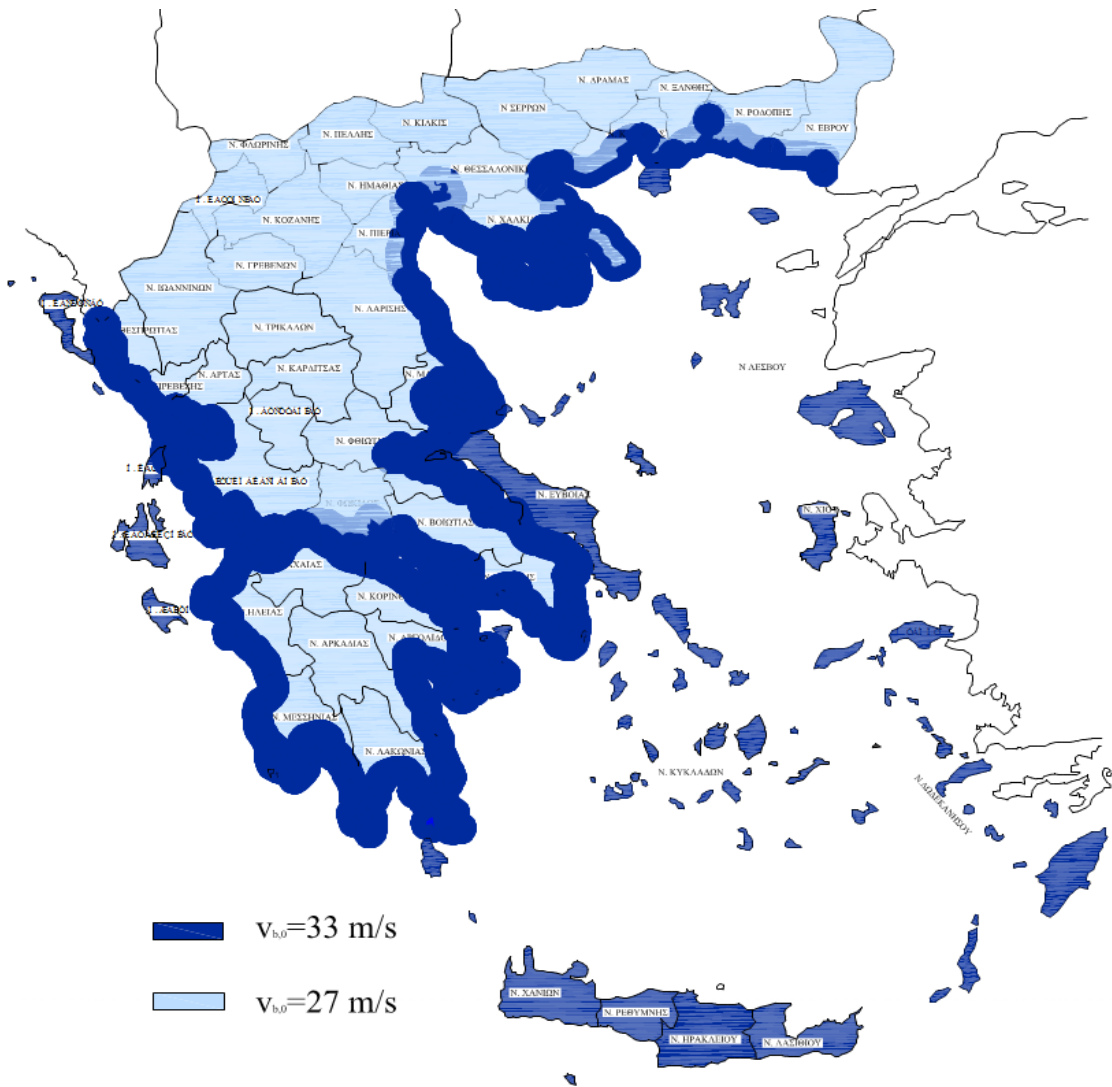
Σχήμα 3.3: Κατηγορίες εδάφους

Στην συνέχεια υπολογίζεται ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z_e)$ από το σχήμα 3.4, ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους και το ύψος του καταστρώματος από το έδαφος. Εδώ για ύψος $z_e = 6$ m και κατηγορία εδάφους 0 προκύπτει $c_e(z_e) = 2.7$.



Σχήμα 3.4: Συντελεστής έκθεσης

Το εθνικό προσάρτημα προβλέπει, ανάλογα με την θέση του έργου, τιμές της θεμελιώδους ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$. Παρακάτω φαίνεται ο χάρτης ζωνών για προσδιορισμό της θεμελιώδους ταχύτητας σύμφωνα με τον EN 1991-1-4.



Σχήμα 3.5: Χάρτης ζωνών ανέμου στην Ελλάδα

Η βασική ταχύτητα του ανέμου v_b υπολογίζεται από την εξίσωση (3.3) :

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{seas} \cdot v_{b,0} \quad (3.3)$$

όπου C_{dir} και C_{seas} είναι συντελεστές που λαμβάνουν υπόψη την διεύθυνση ανέμου και την εποχή αντίστοιχα. Μπορούν να ληφθούν ίσοι με την μονάδα.

Η βασική πίεση του ανέμου q_b περιγράφεται από την εξίσωση (3.4). Η πυκνότητα του αέρα λαμβάνεται ίση με $\rho = 1.25 \frac{kg}{m^3}$:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 33^2 = 680,6 \frac{N}{m^2} \quad (3.4)$$

και στην συνέχεια από την εξίσωση (3.5) έχω την $q_p(z_e)$:

$$q_p(z_e) = q_b \cdot c_e(z_e) = 680,6 \cdot 2.7 = 1837.7 \frac{N}{m^2} \quad (3.5)$$

d) A_{ref}

I) Κατά την διεύθυνση X

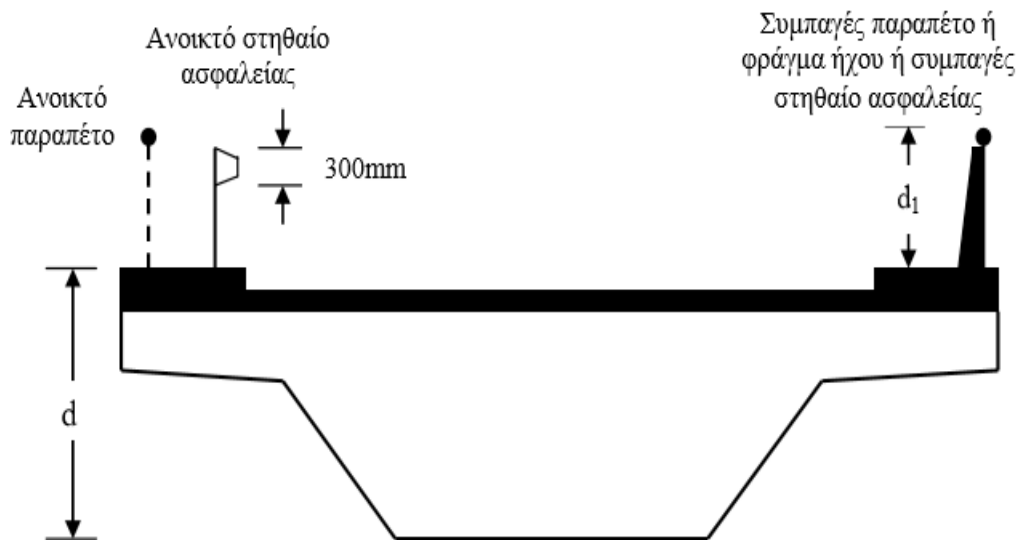
Το ύψος που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του A_{ref} επιλέγεται από τον πίνακα 3.1 με την βοήθεια του σχήματος 3.6.

$$h = d + 2d_1 = 0.8 + 2 \cdot 1.1 = 3 \text{ m}$$

$$A_{ref,x} = h \cdot L = 3 \cdot L \text{ m}^2$$

Πίνακας 3.1: ύψος που χρησιμοποιείται για την επιφάνεια αναφοράς

Σύστημα στηθαίου ασφαλείας	Σε μια πλευρά	Και στις δυο πλευρές
Ανοικτό παραπέτο ή ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0,3m$	$d + 0,6m$
Συμπαγές παραπέτο ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0,6m$	$d + 1,2m$



Σχήμα 3.6: Ύψος που χρησιμοποιείται για την επιφάνεια αναφοράς

II) Κατά την διεύθυνση Z

Η επιφάνεια αναφοράς κατακόρυφης διεύθυνσης $A_{ref,z}$ αναφέρεται στην επιφάνεια του καταστρώματος.

$$A_{ref,z} = b \cdot L = 3 \cdot L \text{ m}^2$$

Οι τελικές δυνάμεις του ανέμου υπολογίζονται από την εξίσωση (3.1) για την εγκάρσια και κατακόρυφη διεύθυνση. Θα κατανομηθούν ομοιόμορφα κατά μήκος της κύριας και δευτερεύουσας δοκού. Στο λογισμικό θα εισαχθούν ως wind loads στο Loadcase Manager.

$$F_{w,x} = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,x} = 1 \cdot 2 \cdot 1837.7 \cdot 3 \cdot L = 11.03 \text{ kN/m}$$

$$F_{w,z} = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref,z} = 1 \cdot (\pm 0.8) 1837.7 \cdot 3 \cdot L = 4.41 \text{ kN/m}$$

Για την διαμήκη διεύθυνση Y της γέφυρας, ο κανονισμός προβλέπει:

- Για γέφυρες με ολόσωμες δοκούς, 25% των δυνάμεων του ανέμου στην X (εγκάρσια) διεύθυνση.
- Για δικτυωτές γέφυρες, 50% των δυνάμεων του ανέμου στην X (εγκάρσια) διεύθυνση.

$$F_{w,y} = 0.5 \cdot F_{w,x} = 0.5 \cdot 11.03 = 5.52 \text{ kN/m}$$

3.3.4.2 Δυνάμεις στον πυλώνα

Για την εύρεση των δυνάμεων στον πυλώνα χρησιμοποιείται η εξίσωση (3.1). Διαφέρει η διαδικασία εύρεσης του συντελεστή δύναμης c_f . Πρώτα υπολογίζεται ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z_e)$ στην βάση του πυλώνα και στην κορυφή του, από το σχήμα 3.2(για κατηγορία εδάφους 0).

$$c_e(0) \rightarrow 1.8$$

$$c_e(18) \rightarrow 3.3$$

Στην συνέχεια από την εξίσωση (3.5) και με δεδομένη την βασική πίεση q_b :

$$q_p(0) = q_b \cdot c_e(0) = 680.3 \cdot 1.8 = 1.23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_p(18) = q_b \cdot c_e(18) = 680.3 \cdot 3.3 = 2.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Από την εξίσωση (3.4) και λύνοντας ως προς v_b υπολογίζεται η ταχύτητα αιχμής $v(z_e)$ του ανέμου στην βάση και στην κορυφή του πυλώνα.

$$v(z_e)_{bot} = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(0)}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1230}{1,25}} = 44.4 \frac{\text{m}}{\text{sec}}$$

$$v(z_e)_{top} = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(18)}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 2250}{1,25}} = 60 \frac{\text{m}}{\text{sec}}$$

Βρίσκουμε από την εξίσωση (3.6) τον αριθμό Reynolds στην κορυφή και βάση του πυλώνα

$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad (3.6)$$

όπου,

b είναι η διάμετρος του πυλώνα
 $v(z_e)$ είναι η ταχύτητα αιχμής του ανέμου

v είναι το κινηματικό ιξώδες του αέρα $v = 15 \cdot 10^{-6} \frac{m^2}{sec}$

$$Re_{bot} = \frac{b \cdot v(z_e)_{bot}}{v} = \frac{1.20 \cdot 44.4}{15 \cdot 10^{-6}} = 3548800$$

$$Re_{top} = \frac{b \cdot v(z_e)_{top}}{v} = \frac{1.20 \cdot 60}{15 \cdot 10^{-6}} = 2400000$$

Στην συνέχεια αφού επιλεγθεί η τιμή της ισοδύναμης τραχύτητας k από τον πίνακα 3.2, υπολογίζεται από την εξίσωση (3.7) ο συντελεστής δύναμης κυλίνδρων χωρίς ροή ελεύθερων άκρων $c_{f,0}$ για την βάση και την κορυφή του πυλώνα. Για στιλπνό χάλυβα επιλέχθηκε $k = 0.05$.

$$c_{f,0} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(\frac{10 \cdot k}{b}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{Re}{10^6}\right)} \quad (3.7)$$

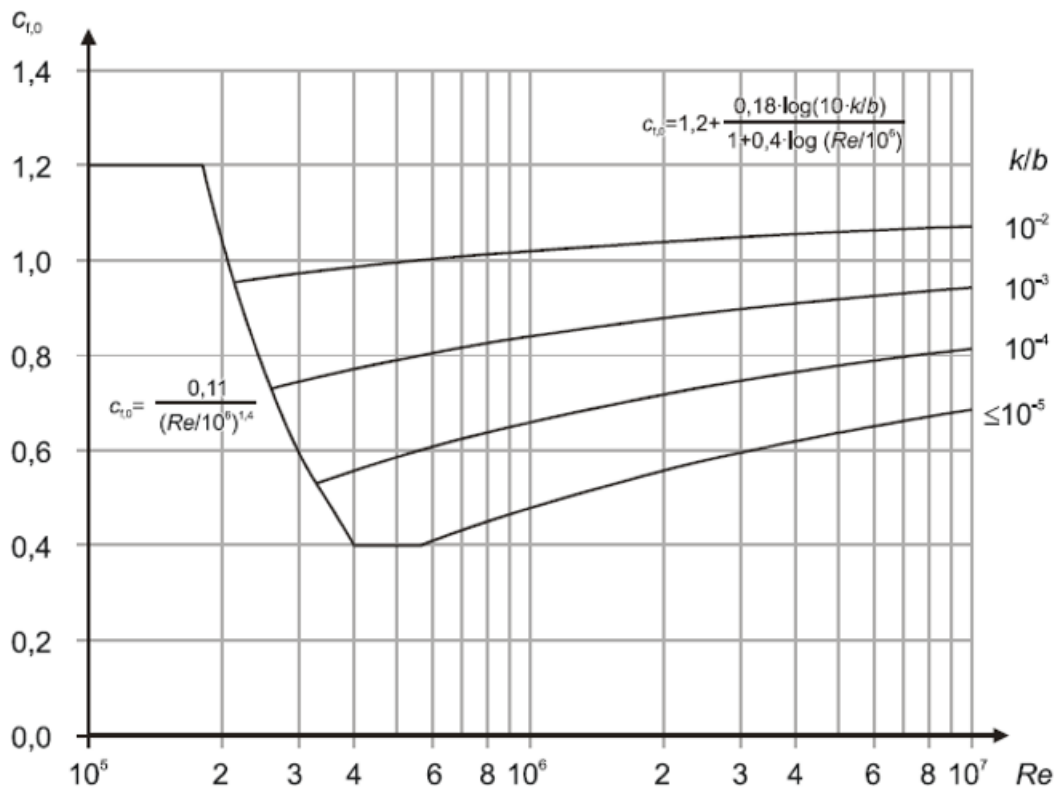
Πίνακας 3.2: Ισοδύναμος συντελεστής τραχύτητας

Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k (mm)	Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k (mm)
Γυαλί	0,0015	Λείο σκυρόδεμα	0,2
Στιλβωμένο μέταλλο	0,002	Πλανισμένο ξύλο	0,5
Λεπτή βαφή	0,006	Τραχύ σκυρόδεμα	1,0
Βαφή με ψεκασμό	0,02	Τραχύ πριονισμένο ξύλο	2,0
Στιλπνός χάλυβας	0,05	Σκουριά	2,0
Χυτοσίδηρος	0,2	Οπτοπλινθοδομή	3,0
Γαλβανισμένος χάλυβας	0,2		

$$C_{f,0,bot} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(\frac{10 \cdot k}{b_{bot}}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{R_{e,bot}}{10^6}\right)} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(\frac{10 \cdot 0.05}{1.20}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{3548800}{10^6}\right)} = 1.144$$

$$C_{f,0,top} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(\frac{10 \cdot k}{b_{top}}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{R_{e,top}}{10^6}\right)} = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(\frac{10 \cdot 0.05}{0.60}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{2400000}{10^6}\right)} = 1.188$$

Ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελεύθερων άκρων μπορεί εναλλακτικά να υπολογιστεί από το σχήμα 3.7.

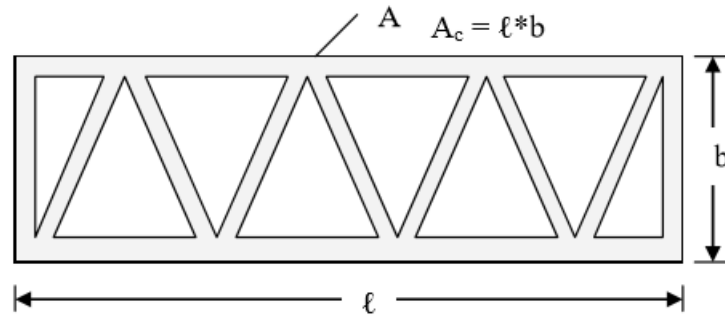


Σχήμα 3.7: Συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελεύθερων άκρων

Στην συνέχεια με την βοήθεια του πίνακα 3.3 υπολογίζεται η ενεργός λυγηρότητα λ και από την εξίσωση (3.8) ο συντελεστής πλήρωσης φ .

$$\varphi = \frac{A}{A_c} = 1 \quad (3.8)$$

Τα εμβαδά A και A_c ορίζονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.8

Πίνακας 3.3: Προτεινόμενες τιμές λυγηρότητας

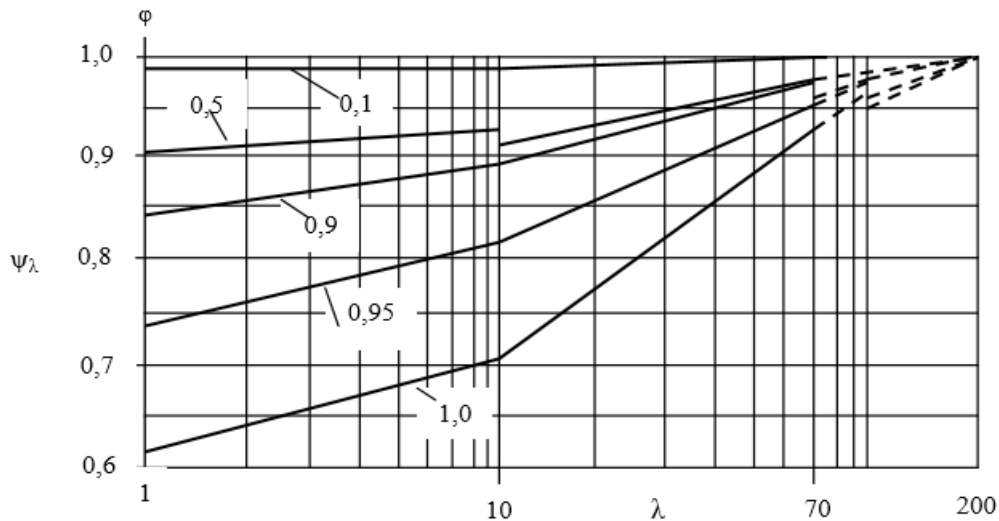
No.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα λ
1		Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες: για $l \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο για $l < 15$ m, $\lambda = 2 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο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

$$\text{Για } l = 50 \rightarrow \lambda = \max\left\{ 70, 0.7 \cdot \frac{l}{b} \right\} = \max\left\{ 70, 0.7 \cdot \frac{18}{0.9} \right\} = 70$$

$$\text{Για } l = 15 \rightarrow \lambda = \max\left\{ 70, 0.7 \cdot \frac{l}{b} \right\} = \max\left\{ 70, \frac{18}{0.9} \right\} = 70$$

Επομένως λαμβάνεται $\lambda = 70$

Από το σχήμα 3.9 υπολογίζεται ο συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ συναρτήσει των ϕ και λ . Προκύπτει $\psi_\lambda = 0.92$.



Σχήμα 3.9 : Συντελεστής επίδρασης άκρων

Από την εξίσωση (3.5) προκύπτει

$$c_{f,bot} = c_{f,0,bot} \cdot \psi_\lambda = 1.145 \cdot 0.92 = 1.05$$

$$c_{f,top} = c_{f,0,top} \cdot \psi_\lambda = 1.187 \cdot 0.92 = 1.09$$

Από την εξίσωση 3.1 προκύπτουν οι δυνάμεις στον πυλώνα. Αυτές κατανέμονται γραμμικά καθ' ύψος του πυλώνα.

$$F_{w,bot} = c_s c_d \cdot c_{f,b} \cdot q_p(0) \cdot A_{ref,bot} = 1 \cdot 1.05 \cdot 1.8 \cdot 1.2 = 2.27 \frac{kN}{m}$$

$$F_{w,top} = c_s c_d \cdot c_{f,b} \cdot q_p(18) \cdot A_{ref,top} = 1 \cdot 1.09 \cdot 3.3 \cdot 0.6 = 2.16 \frac{kN}{m}$$

3.3.3 Θερμικές Δράσεις

Οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες (indirect) και κατατάσσονται στις μεταβλητές (variable), ελεύθερες (free) δράσεις. Θα πρέπει να προσδιορίζονται όπως προβλέπεται από το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1991-1-5.

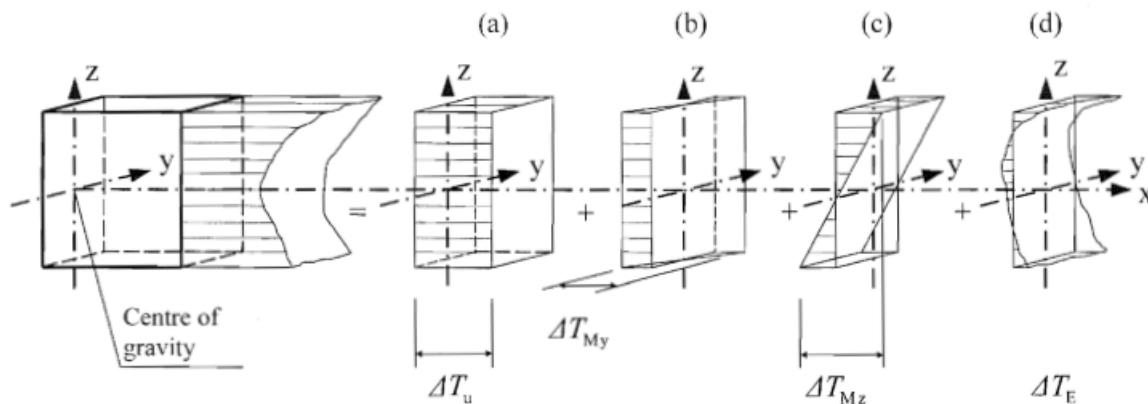
Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα σε μια διατομή ενός στοιχείου οδηγεί στην παραμόρφωσή του. Όταν η παραμόρφωση αυτή παρεμποδίζεται με οποιονδήποτε τρόπο, αναπτύσσονται τάσεις στο στοιχείο, οι οποίες πρέπει να ληφθούν υπόψη για καταστάσεις διάρκειας (persistent) και παροδικές (transient).

Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών των θερμοκρασιακών μεταβολών, τα καταστρώματα των γεφυρών ταξινομούνται στις ακόλουθες τρεις ομάδες :

Ομάδα 1 : Χαλύβδινο δάπεδο επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα.

Ομάδα 2 : Δάπεδο από σκυρόδεμα επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα.

Ομάδα 3 : Δάπεδο από σκυρόδεμα επί ανοικτών ή κιβωτοειδών δοκών από σκυρόδεμα

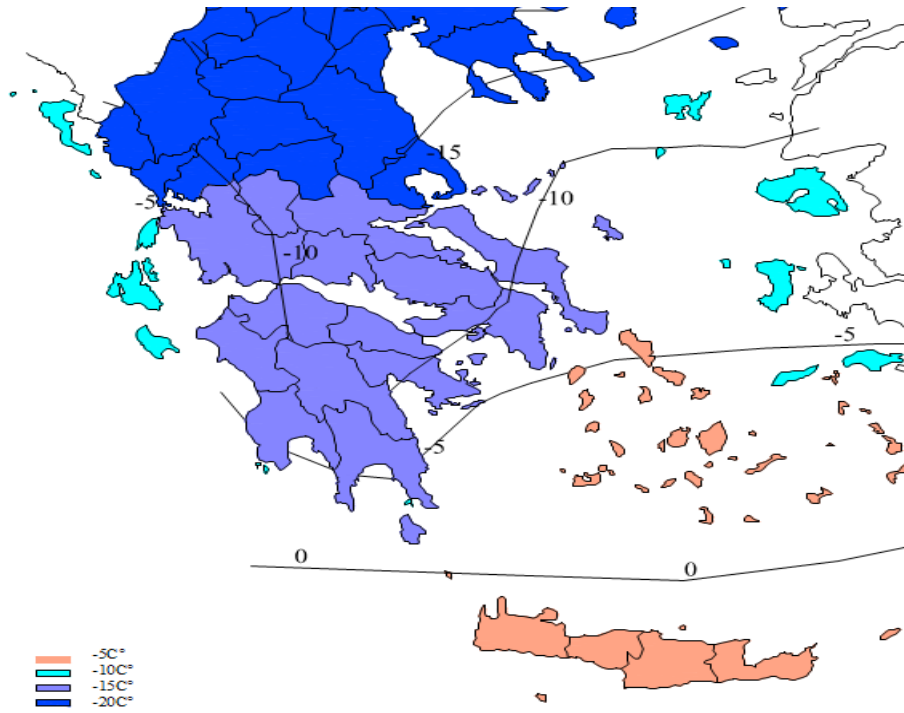


Σχήμα 3.10: Συνιστώσες θερμοκρασιακής μεταβολής

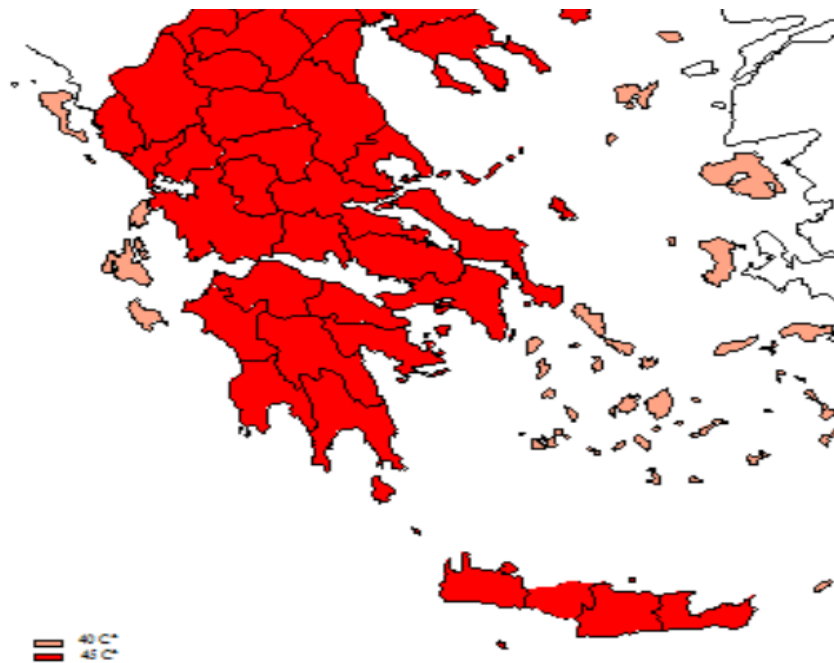
Το κατάστρωμα κατηγοριοποιείται στην ομάδα 2. Ο έλεγχος γίνεται για την ομοιόμορφη (uniform) και την γραμμική (linear) συνιστώσα της θερμοκρασίας.

3.3.5.1 Ομοιόμορφη συνιστώσα θερμοκρασίας

Για την ομοιόμορφη συνιστώσα προσδιορίζονται από εθνικούς ισοθερμικούς χάρτες η ελάχιστη (T_{\min}) και η μέγιστη (T_{\max}) θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.11. Οι τιμές αυτές αναφέρονται σε περίοδο επανάληψης 50 ετών και αντιστοιχούν στην επιφάνεια της θάλασσας.



Σχήμα 3.11(α) : Ισοθερμικός χάρτης για ελάχιστες θερμοκρασίες στην Ελλάδα



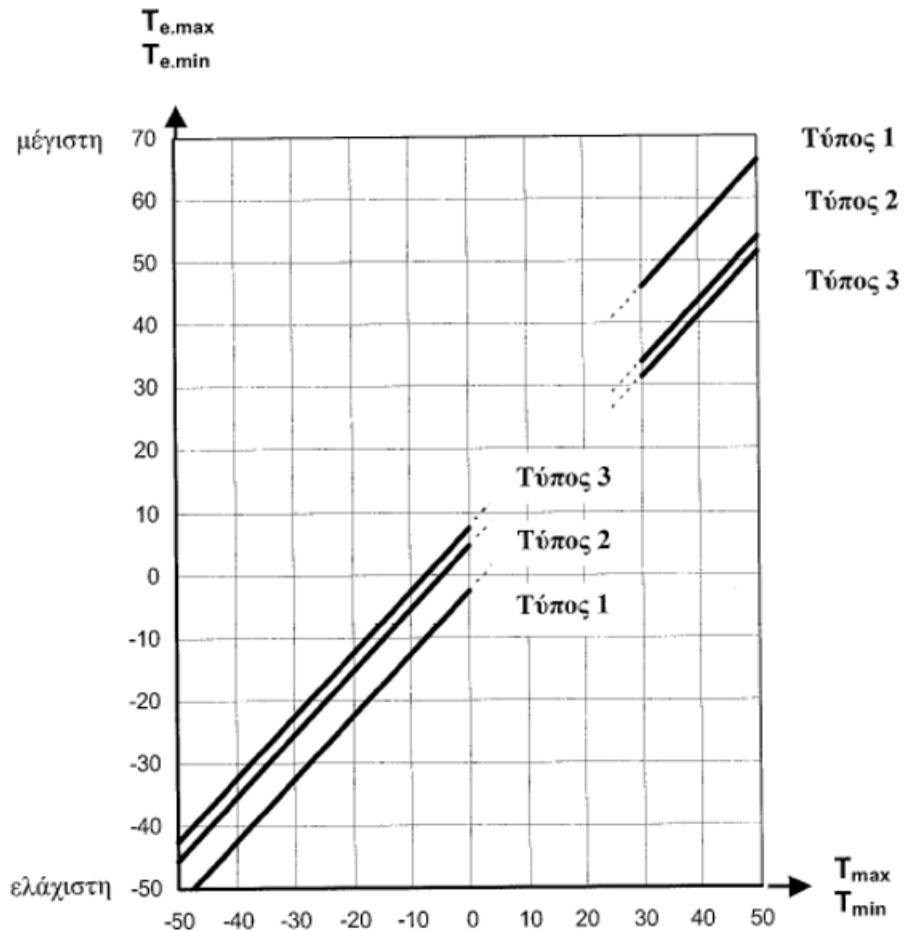
Σχήμα 3.11(β) : Ισοθερμικός χάρτης για μέγιστες θερμοκρασίες στην Ελλάδα

Από τους χάρτες του σχήματος 3.11 προσδιορίζονται η ελάχιστη και η μέγιστη θερμοκρασία.

$$T_{\min} \rightarrow -15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} \rightarrow 45 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Στη συνέχεια προσδιορίζονται η ελάχιστη ($T_{e,\min}$) και η μέγιστη ($T_{e,\max}$) ενεργός θερμοκρασία, ανάλογα με την ομάδα της κατασκευής από το σχήμα 3.12.



Σχήμα 3.12 : Σχέση θερμοκρασίας περιβάλλοντος και ενεργής θερμοκρασίας

Για τύπο 1 βρίσκουμε από το σχήμα 3.12 :

$$T_{\min} = -15 \text{ }^{\circ}\text{C} \rightarrow T_{e,\min} = -10 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} = +45 \text{ }^{\circ}\text{C} \rightarrow T_{e,\max} = 52 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

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

$$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0 \quad (3.9)$$

$$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0 \quad (3.10)$$

όπου,

$T_0 = 10 \text{ } ^\circ\text{C}$ είναι η θερμοκρασία συναρμολόγησης της γέφυρας (κατά την οποία ολοκληρώθηκαν οι δεσμεύσεις στην γέφυρα).

Από τις εξισώσεις (3.9) και (3.10) υπολογίζονται :

$$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0 = -10 - 10 = -20 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0 = 52 - 10 = 42 \text{ } ^\circ\text{C}$$

3.3.5.2 Γραμμική συνιστώσα θερμοκρασίας

Η γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας είναι αποτέλεσμα θέρμανσης και ψύξης των στοιχείων της κατασκευής, όπου εμφανίζεται μια μέγιστη θετική $\Delta T_{M,pos}$ (άνω επιφάνεια θερμότερη) και μια μέγιστη αρνητική $\Delta T_{M,neg}$ (κάτω επιφάνεια θερμότερη) μεταβολή της θερμοκρασίας. Οι χαρακτηριστικές τιμές της γραμμικής συνιστώσας δίνονται στον πίνακα 3.4 :

Πίνακας 3.4 : Χαρακτηριστικές τιμές γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας

Τύπος καταστρώματος	Άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω	Κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω
	$\Delta T_{M,heat} \text{ (} ^\circ\text{C)}$	$\Delta T_{M,cool} \text{ (} ^\circ\text{C)}$
Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα	18	13
Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα	15	18
Τύπος 3: Κατάστρωμα από Ω.Σ.: - κιβωτοειδής διατομή - δοκός - πλάκα	10 15 15	5 8 8
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα αντιπροσωπεύουν άνω οριακές τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις γεωμετρίας γεφυρών.		
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα βασίζονται σε πάχος επιφανειακής στρώσης 50mm για οδογέφυρες και σιδηροδρομικές γέφυρες. Για διαφορετικού πάχους επιφανειακές στρώσεις οι τιμές αυτές θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή k_{sur} . Συνιστώμενες τιμές για τον k_{sur} δίνονται στον Πίνακα 6.2.		

Ανάλογα με την ομάδα της γέφυρας επιλέγονται οι αντίστοιχες τιμές από τον πίνακα 3.4. Η γραμμική συνιστώσα της γέφυρας υπολογίζεται μόνο για την κατακόρυφη διεύθυνση :

$$\Delta T_{M, \text{pos}} = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M, \text{neg}} = -18 \text{ } ^\circ\text{C}$$

3.3.5.3 Συνδυασμοί ομοιόμορφης και γραμμικής συνιστώσας θερμοκρασίας

Προκειμένου να λάβουμε υπόψη την συνύπαρξη της ομοιόμορφης (ΔT_N) και της γραμμικής (ΔT_M) συνιστώσας της θερμοκρασίας, θα χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες εκφράσεις :

$$\Delta T_M + \omega_N \Delta T_N \quad (3.11)$$

$$\omega_M \Delta T_M + \Delta T_N \quad (3.12)$$

όπου,

$$\omega_N = 0.35$$

$$\omega_M = 0.75$$

Από την εξίσωση (3.11) προκύπτουν οι εξής συνδυασμοί :

- $15 + 0.35 \cdot 42 \rightarrow 15 + 14.7$
- $-18 + 0.35 \cdot (-20) \rightarrow -18 -7$

Από την εξίσωση (3.12) προκύπτουν οι εξής συνδυασμοί :

- $0.75 \cdot 15 + 42 \rightarrow 11.25 + 42$
- $0.75 \cdot (-18) + (-20) \rightarrow -13.5 -20$

Οι παραπάνω συνδυασμοί εισάγονται στο λογισμικό ως temperature loading στο Loadcase Manager. Από τους παραπάνω συνδυασμούς λαμβάνεται ο πλέον δυσμενής.

3.4 Τυχηματικές δράσεις

Στο Μέρος 2.7 του EC1 περιγράφονται οι δράσεις λόγω πρόσκρουσης αυτοκινήτων, τρένων, πλοίων, ελικοπτερων, καθώς και οι δράσεις λόγω εσωτερικών εκρήξεων. Είναι τυχηματικές δράσεις και θα πρέπει, στην τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού να συνδυάζονται κατάλληλα με μόνιμα και μεταβλητά φορτία.

Στην παρούσα μελέτη θεωρείται ότι τόσο ο πυλώνας όσο και τα ακρόβαθρα είναι ασφαλή έναντι προσκρούσεων λόγω προστατευτικών νησίδων κατά μήκος της παραλιακής οδού. Τυχηματικές δράσεις και συνδυασμοί δεν λαμβάνονται υπόψη.

3.5 Σεισμός

3.5.1 Εισαγωγή

Τον σεισμικό σχεδιασμό γεφυρών καλύπτει κατά βάση το Μέρος 2 του Ευρωκώδικα 8. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις της κατασκευής, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Αυτές αναπτύσσονται λόγω των επιταχύνσεων που δημιουργούνται (κατακόρυφων και οριζόντιων) λόγω σεισμού, με αποτέλεσμα την δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί της κατασκευής.

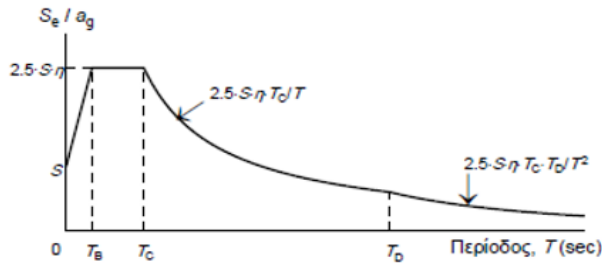
Στο σχεδιασμό γεφυρών λαμβάνονται συνήθως υπόψη οι τρεις μεταφορικές συνιστώσες των σεισμικών δυνάμεων. Στην παρούσα διπλωματική εφαρμόζεται η μέθοδος Φασματικής Απόκρισης, συνδυάζοντας τα αποτελέσματα των τριών διευθύνσεων με τη μέθοδο SRSS. Οι οριζόντιες (εγκάρσια και διαμήκης) είναι κατά κύριο λόγο οι δυσμενέστερες, χωρίς βέβαια να αγνοούνται οι κατακόρυφες. Η μελέτη των σεισμικών γεγονότων γίνεται για περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη.

3.5.2 Μέθοδος Φασματικής Απόκρισης

Παρακάτω περιγράφεται εν συντομία η μέθοδος φασματικής απόκρισης. Η εφαρμογή των σεισμικών δυνάμεων γίνεται αυτόματα από το λογισμικό με την εισαγωγή των κατάλληλων συντελεστών.

- Επιλέγονται οι μάζες και τα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια του σεισμού. Για πεζογέφυρες λαμβάνονται μόνο οι μόνιμες δράσεις.
- Ορίζονται οι βαθμοί ελευθερίας του φορέα.
- Υπολογίζονται τα μητρώα μάζας $[M]$ και δυσκαμψίας $[K]$ της κατασκευής.
- Προσδιορίζονται οι ιδιοσυχνότητες από την λύση της εξίσωσης $[[K]-\omega^2 \cdot [M]]=0$ και οι ιδιοπερίοδοι από τη σχέση $T_i = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_i}$.
- Προσδιορίζεται κάθε i ιδιομορφή-ιδιοδιάνυσμα από τη λύση του συστήματος $[[K]-\omega_i^2 \cdot [M]] \cdot \{\varphi_i\} = \{0\}$.
- Υπολογίζεται ο συντελεστής συμμετοχής κάθε i ιδιομορφής από την εξίσωση
$$\Gamma_i = \frac{\{\varphi\}^i \cdot [M] \cdot \{r\}}{\{\varphi\}^i \cdot [M] \cdot \{\varphi_i\}}$$
.
- Υπολογίζεται η δρώσα ιδιομορφική μάζα κάθε i ιδιομορφής από την εξίσωση
$$M_i = \Gamma_i \cdot \{\varphi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{r\}$$
.
- Για κάθε i ιδιομορφή υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης του σχήματος 3.13, η ελαστική φασματική επιτάχυνση, $S_{e,i}$, συναρτήσεως της ιδιοπεριόδου της. Χρησιμοποιούνται τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών τους να είναι ίσο ή μεγαλύτερο του 90% της συνολικής μάζας της γέφυρας, ώστε να μην έχουμε μεγάλη απόκλιση από την πραγματικότητα.
- Τώρα μπορούν να υπολογιστούν τα σεισμικά φορτία κάθε ij ιδιομορφής και σε κάθε βαθμό ελευθερίας από το σύστημα $\{F_i\} = [M] \cdot \{\varphi_i\} \cdot \Gamma_i \cdot S_{e,i} / \omega_i^2$ και οι μετακινήσεις από το σύστημα $\{u_i\} = \{\varphi_i\} \cdot \Gamma_i \cdot S_{e,i} / \omega_i^2$.

- Γίνεται επαλληλία των παραπάνω ιδιομορφικών αποκρίσεων χρησιμοποιώντας μία εκ των μεθόδων SRSS ή CQC, και προκύπτουν τα τελικά μεγέθη για έλεγχο.



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

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

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

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

όπου:

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

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

S = συντελεστής εδάφους

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

Σχήμα 3.13: Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Στην κατηγοριοποίηση των διατομών στο κεφάλαιο 6, ορισμένα από τα μέλη της πεζογέφυρας κατατάσσονται στην κατηγορία 3. Σε αυτήν την περίπτωση, η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων και η ανακατανομή των δυνάμεων στον φορέα για την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας κρίνεται μη αξιόπιστη. Επιλέχθηκε ο φορέας να έχει συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1$, δηλαδή να έχει ελαστική συμπεριφορά.

Για την παρούσα μελέτη επιλέχθηκαν:

- Δείκτης συμπεριφοράς $q = 1$
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z₁
- Κατηγορία σπουδαιότητας II για συνήθεις γέφυρες

- Κατηγορία εδάφους A
- Απόσβεση $\zeta = 2\%$ για συγκολλητές συνδέσεις

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προκύπτει από το φάσμα της οριζόντια συνιστώσας με πολλαπλασιασμό των τεταγμένων επί 0.9, όπως προτείνει ο Ευρωκώδικας. Η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας επιλέχθηκε σύμφωνα με τον εθνικό χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας, ο οποίος προβλέπει τις ζώνες όλων των δήμων της Αθήνας. Ο δήμος Ελληνικού σύμφωνα με τον χάρτη κατατάσσεται στην Ζώνη 1.

4 Συνδυασμοί δράσεων

4.1 Γενικά

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ενός φορέα για τις οποίες γίνεται ο έλεγχος επάρκειας στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, όπως ορίζονται στα διάφορα μέρη του Ευρωκώδικα 1, είναι οι ακόλουθες:

- **Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια**, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- **Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού**, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στον φορέα (ανέγερση, επισκευή)
- **Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού**, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στον φορέα.
- **Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού**, που αναφέρονται σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης.

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με τους κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας γ , συνδυάζονται μεταξύ τους με συντελεστές συνδυασμού ψ για κάθε μια από τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Είναι η οριακή κατάσταση που σχετίζεται εξ'ορισμού με την ασφάλεια των ανθρώπων και την ασφάλεια του φορέα. Συνδέεται με την κατάρρευση ή ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του. Ανάλογα με την περίπτωση ελέγχονται οι ακόλουθες καταστάσεις:

- **EQU**: Απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, θεωρούμενο ως άκαμπτου σώματος.
- **STR**: Εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών του, όπως υποστυλωμάτων, δοκών, πεδύλων θεμελίωσης, πασσάλων, τοιχωμάτων υπογείων κλπ.
- **GEO**: Αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του εδάφους.
- **FAT**: Αστοχία λόγω κόπωσης του φορέα ή των δομικών μελών.

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

α) Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

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

β) Για τυχηματικές καταστάσεις

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

γ) Για καταστάσεις σεισμού

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

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

''+''' σημαίνει επαλληλία με

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

P χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

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

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

A_d τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

γ_P επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Q,i}$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

ψ συντελεστής συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Κατά την εξέταση μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης (STR και/ή GEO) θα πρέπει να ισχύει:

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

όπου,

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων
 R_d είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αναφέρεται σε συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις, όπως η άνεση των πεζών ή η εξωτερική εμφάνιση του φορέα. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο σε αυτήν την κατάσταση είναι οι ακόλουθοι:

α) Χαρακτηριστικός σχεδιασμός

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

β) Συχνός συνδυασμός

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

γ) Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Θα πρέπει να ελεγχθεί ότι:

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

όπου,

C_d η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας
 E_d η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας

4.4 Πίνακες Συντελεστών

Οι συνδυασμοί των δράσεων έγιναν όπως προβλέπεται από το παράρτημα A2 του EN 1990. Στον πίνακα 4.1 δίνονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ για πεζογέφυρες, ενώ στον πίνακα 4.2 οι συντελεστές ασφαλείας γ καθώς και οι τιμές σχεδιασμού δράσεων (για STR/GEO).

Πίνακας 4.1: Συντελεστές συνδυασμού ψ για πεζογέφυρες

Δράση	Σύμβολο	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Φορτία κυκλοφορίας	gr1	0,40	0,40	0
	$Q_{f,sk}$	0	0	0
	gr2	0	0	0
Δράσεις ανέμου	$F_{\overline{w}}$	0,3	0,2	0
Θερμικές δράσεις	T_k	0,6 ⁽¹⁾	0,6	0,5
Φορτία χιονιού	$Q_{S,sk}$ (κατά την εκτέλεση)	0,8	-	0
Φορτία κατασκευής	Q_c	1,0	-	1,0

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

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

Μόνιμες και παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού	Μόνιμες Δράσεις		Κυρίαρχη μεταβλητή δράση (*)	Συνοδευτική μεταβλητή δράση (*)	
	Δυσμενείς	Ευνοϊκές		Κύρια (εάν υφίσταται)	Άλλες
(Εξισ. 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$
(Εξισ. 6.10b)	$\xi_{G,sup} G_{k,sup}$	$\xi_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,i} Q_{k,i}$		$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$

(*) Μεταβλητές δράσεις είναι αυτές που εξετάζονται στον Πίνακα A1.1

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Οι τιμές γ είναι οι ακόλουθες:
 $\gamma_{G,sup} = 1,35$
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)
 $\gamma_{Q,j} = 1,50$ όπου δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)
 $\xi = 0,925$
 Βλέπε επίσης EN 1991 έως EN 1999 για τις τιμές του γ , οι οποίες θα χρησιμοποιηθούν για επιβαλλόμενες παραμορφώσεις.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Οι χαρακτηριστικές τιμές όλων των μόνιμων δράσεων από μία πηγή πολλαπλασιάζονται με το $\gamma_{G,sup}$ εάν το συνολικό προκύπτον αποτέλεσμα της δράσης είναι δυσμενές και με το $\gamma_{G,inf}$ εάν το συνολικό προκύπτον αποτέλεσμα της δράσης είναι ευνοϊκό. Για παράδειγμα, όλες οι δράσεις που προέρχονται από το ίδιο βάρος του φορέα μπορούν να θεωρηθούν ως προερχόμενες από μία πηγή. Αυτό ισχύει επίσης σε περίπτωση που εμπλέκονται διαφορετικά υλικά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3: Για εξειδικευμένους ελέγχους, οι τιμές για τα γ_G και γ_Q μπορούν να υποδιαιρεθούν σε γ_g και γ_q και στο συντελεστή αβεβαιότητας του προσομοιώματος γ_{SD} . Στις πλέον συνήθεις περιπτώσεις μπορεί να χρησιμοποιηθεί τιμή του γ_{SD} μεταξύ 1,05 και 1,15.

5 Παρουσίαση προσομοιώματος

5.1 Πρόγραμμα προσομοίωσης Sofistik

Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK είναι μια από τις δημοφιλέστερες στην Ευρώπη, ανήκει στη γερμανική εταιρεία SOFiSTiK AG και στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Παρέχονται απεριόριστες δυνατότητες για την αντιμετώπιση προβλημάτων που συναντά ο μελετητής στο μεγαλύτερο φάσμα εφαρμογών και ειδικά στην γεφυροποιία.

Μέσα στο πρόγραμμα υπάρχει έτοιμη βιβλιοθήκη υλικών σκυροδέματος, χάλυβα και ξύλου, σύμφωνα με πολλούς κανονισμούς: παλιούς γερμανικούς (DIN 1045,4227), νέους (DIN 1045-1), Fachberichte), ευρωκώδικες (EC2), ελβετικούς, αυστριακούς, βρετανικούς, γαλλικούς, ισπανικούς, ινδικούς, αμερικάνικους κ.α. Δεν υπάρχει περιορισμός στον αριθμό των υλικών σε ένα φορέα ή στην ίδια διατομή. Μη γραμμικές ιδιότητες υλικών μπορούν να ληφθούν κατ'ευθείαν από τους κανονισμούς ή να δοθούν ιδιαίτερες από τον χρήστη.

Επίσης στο λογισμικό περιλαμβάνονται έτοιμες τυπικές διατομές, όπως ορθογωνικές, πλακοδοκοί, κυκλικές καθώς και κιβωτοειδής, σύμμικτες, λεπτότοιχες. Υπολογίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά, ελαστικά και πλαστικά, της διατομής, καθώς και μεγέθη για τον υπολογισμό των αξονικών και διατμητικών τάσεων. Πρακτικά δεν υπάρχει κανένας περιορισμός στον αριθμό και τη μορφή των διατομών που δέχεται το πρόγραμμα.

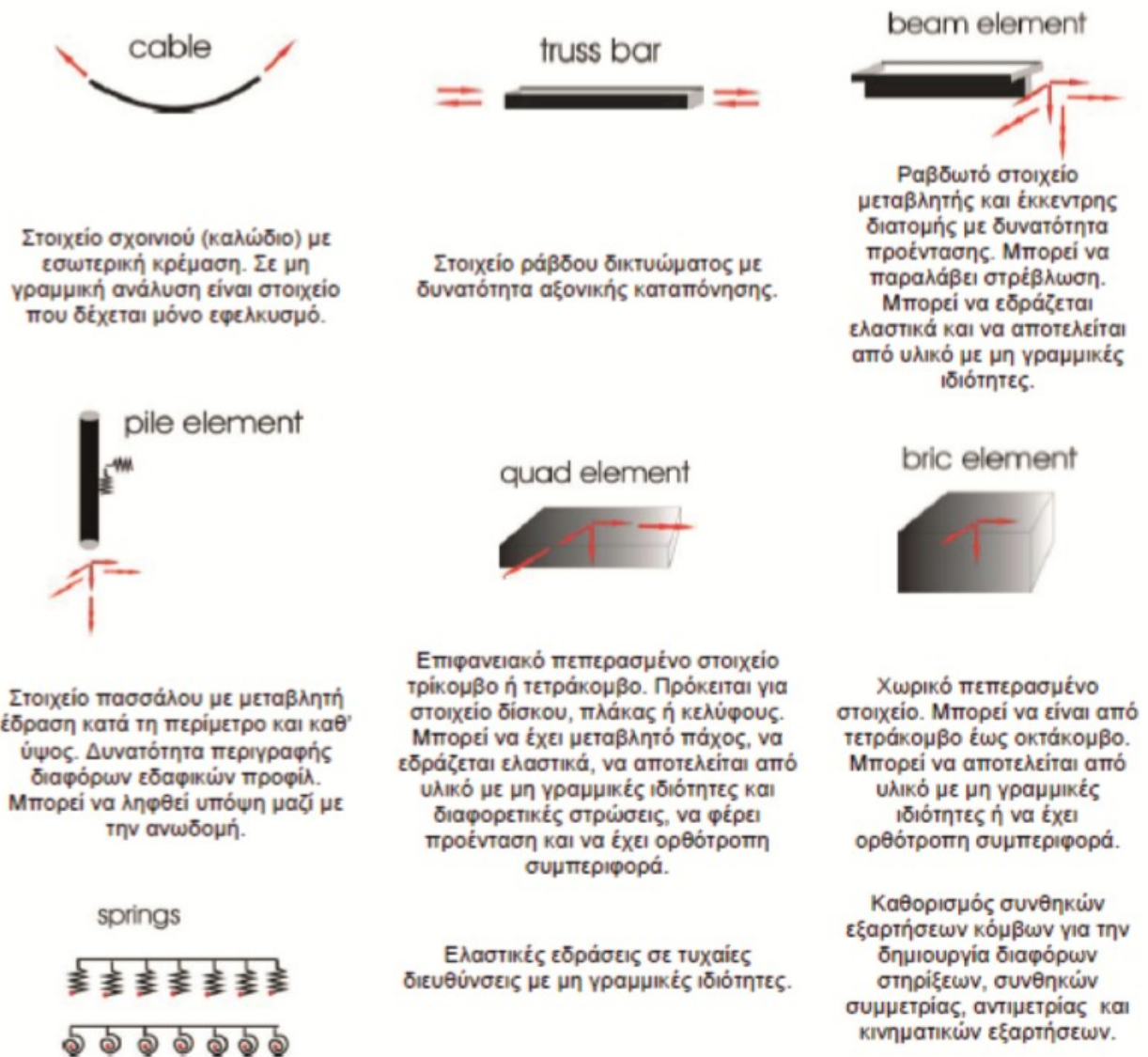
Η σειρά προγραμμάτων Sofistik περιλαμβάνει σχεδιαστικά προγράμματα και προγράμματα ανάλυσης και διαστασιολόγησης. Η σχεδίαση των κατασκευαστικών σχεδίων γίνεται σε περιβάλλον AutoCad. Στη συνέχεια το αρχείο AutoCad εξάγεται στο Sofistik Structural Desktop όπου πραγματοποιούνται οι στατικές και δυναμικές αναλύσεις. Αυτές μπορούν να γίνουν με γραμμικότητα ή μη γραμμικότητα του υλικού, ανάλογα με τις απαιτήσεις του μελετητή.

Καλύπτεται έτσι όλο το φάσμα των αναλύσεων, ακόμα και των πιο απαιτητικών. Η διαστασιολόγηση μπορεί να εφαρμοσθεί πλήρως αυτοματοποιημένη. Ο χρήστης μπορεί να ορίσει τους συντελεστές ασφαλείας και τους συντελεστές των συνδυασμών φορτίσεων όπως έγινε και στην παρούσα μελέτη.

Όπως προαναφέρθηκε το λογισμικό στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Για την μοντελοποίηση λοιπόν στο πρόγραμμα περιλαμβάνονται τα εξής είδη στοιχείων (elements):

- Cable elements
- Truss elements
- Beam elements
- Pile elements
- Quad elements
- Brick elements

Στο σχήμα 5.1 περιγράφονται αναλυτικά τα στοιχεία:



Σχήμα 5.1: Είδη πεπερασμένων στοιχείων στο Sofistik

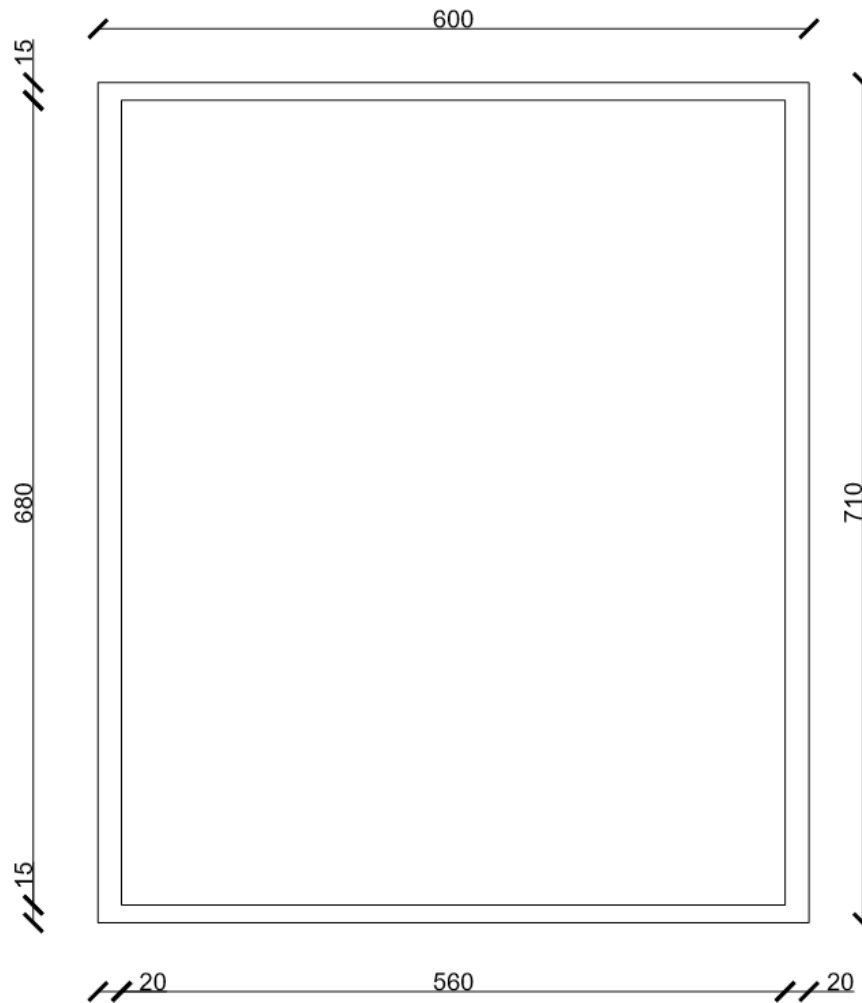
5.2 Μοντελοποίηση

5.2.1 Υλικά και διατομές

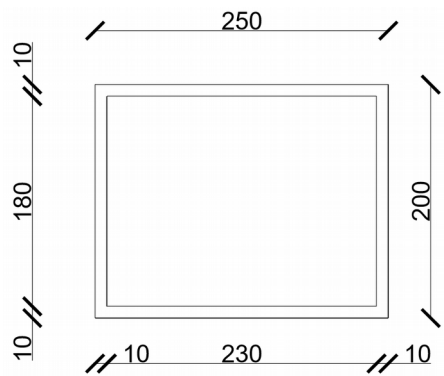
Τα υλικά και οι διατομές θα οριστούν σε περιβάλλον AutoCad. Οι διατομές (cross sections) είτε σχεδιάζονται από τον μελετητή, είτε εισάγονται έτοιμες από την βιβλιοθήκη του λογισμικού. Ο σχεδιασμός γίνεται με απλές γεωμετρικές γραμμές του Autocad που αντιπροσωπεύουν την τομή της διατομής. Στην συνέχεια αποδίδεται στις γεωμετρικές γραμμές το υλικό της διατομής. Όλα σχεδόν τα υλικά είναι αποθηκευμένα στην βιβλιοθήκη του προγράμματος, ενώ δίνεται η δυνατότητα στον μελετητή να μεταβάλλει τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους.

Η διατομή ενός στοιχείου μπορεί να είναι είτε ομοιόμορφη, είτε ομοιόμορφα μεταβαλλόμενη. Για τον πυλώνα και τις διαδοκίδες χρησιμοποιήθηκαν μεταβλητές διατομές. Αυτό επιτυγχάνεται ορίζοντας μια διατομή στην αρχή της γεωμετρικής γραμμής που αντιπροσωπεύει το στοιχείο και μια διατομή στο τέλος της γεωμετρικής γραμμής. Η ομοιόμορφη μεταβολή γίνεται αυτόματα από το λογισμικό. Στην περίπτωση εννιαίας διατομής ορίζεται η ίδια διατομή στην αρχή και στο τέλος.

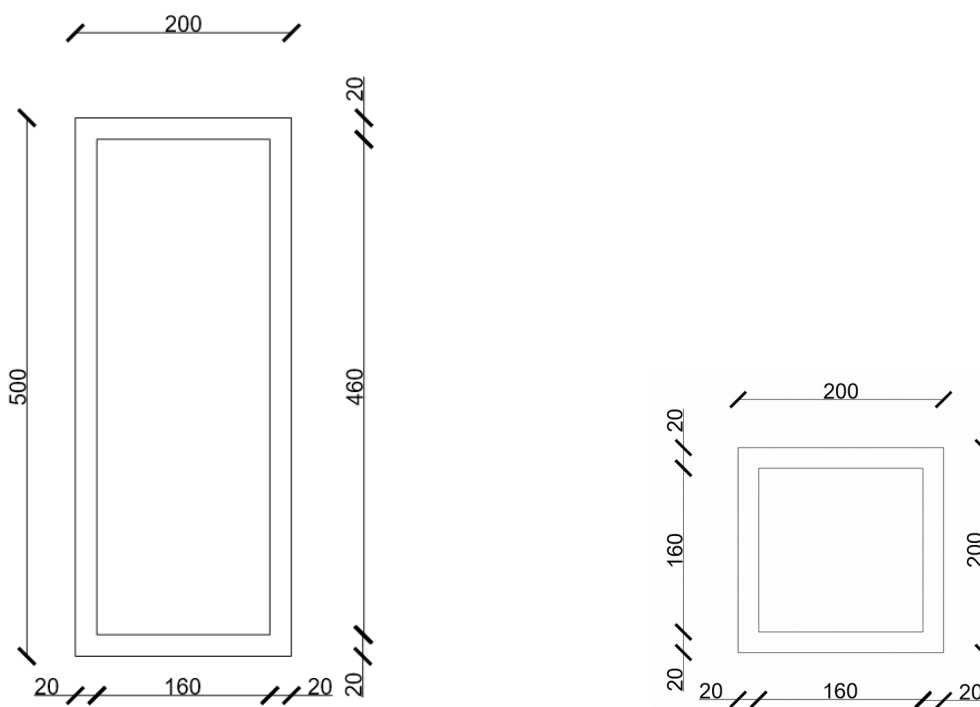
Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται όλες οι διατομές που ορίστηκαν στον πρόγραμμα.



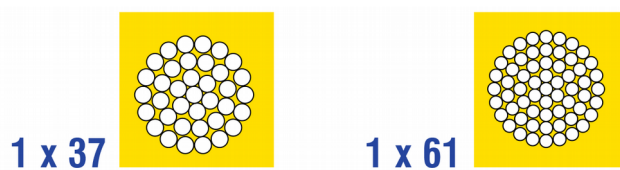
Σχήμα 5.2: Διατομή κύριας δοκού



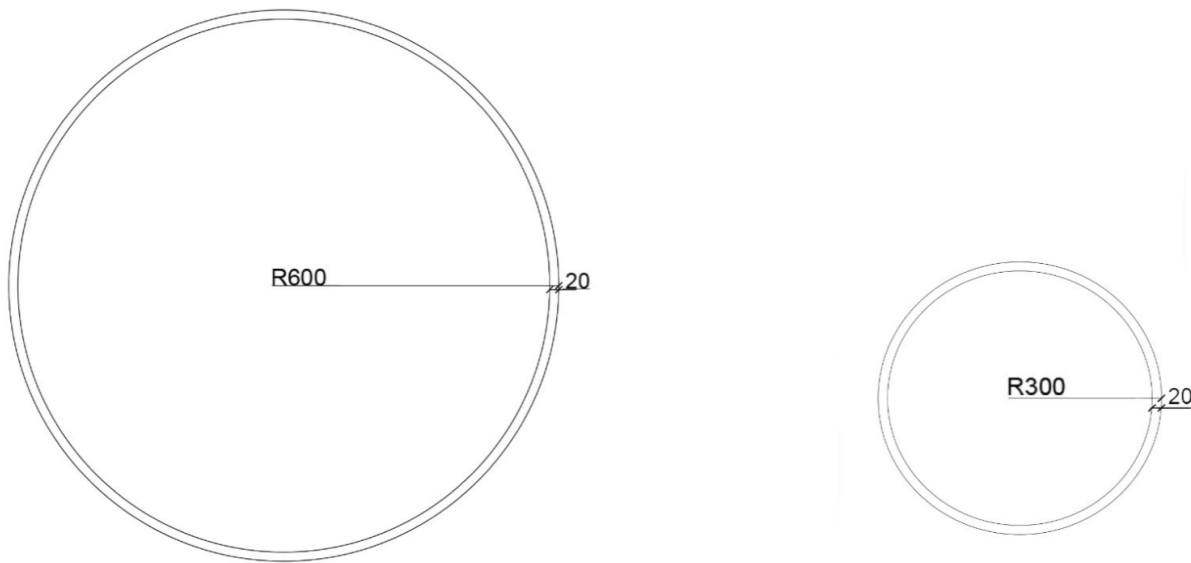
Σχήμα 5.3: Διατομή δευτερεύουσας δοκού



Σχήμα 5.4: Διατομές στα άκρα των δοκών



Σχήμα 5.5: Διατομές καλωδίων



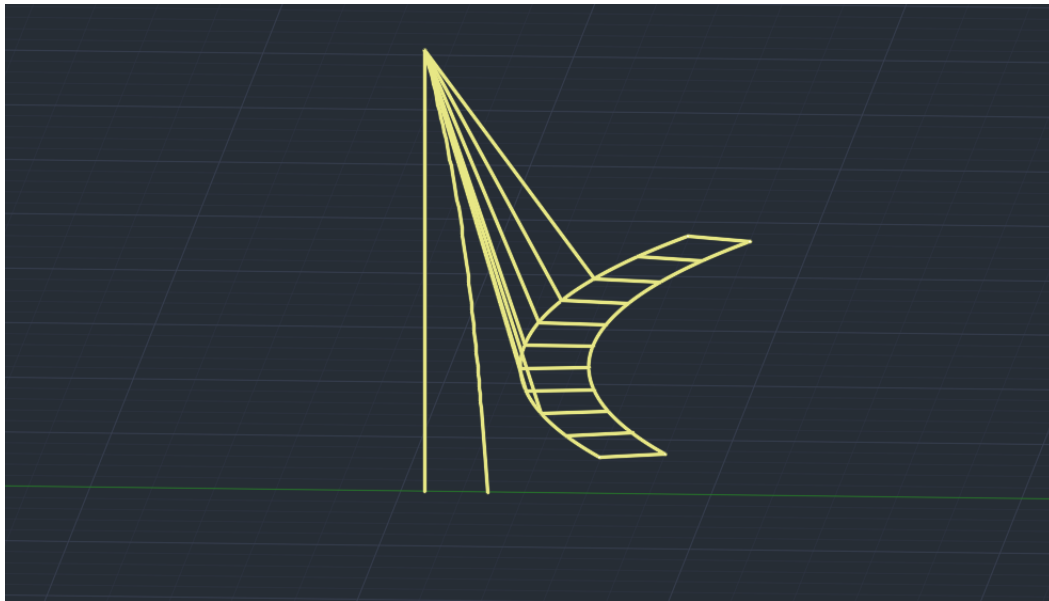
Σχήμα 5.6: Διατομές στα άκρα του πυλώνα

5.2.2 Σχεδιασμός φορέα

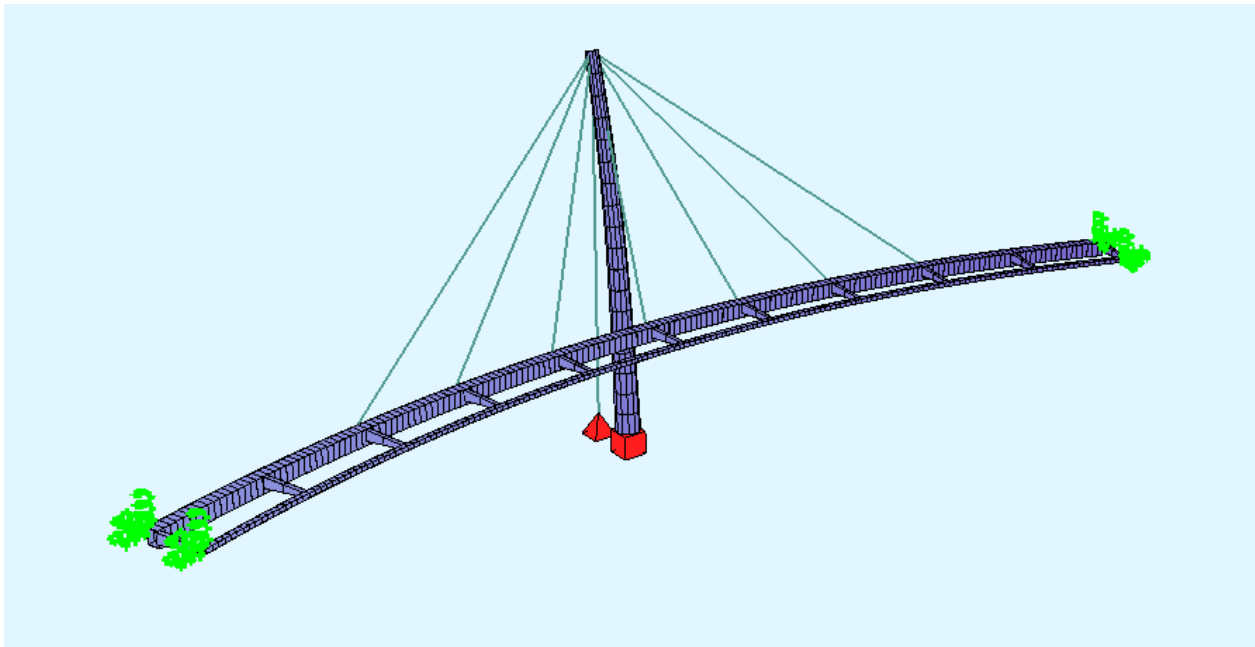
Ο σχεδιασμός του φορέα πραγματοποιείται σε περιβάλλον AutoCad. Αρχικά σχεδιάζονται οι γεωμετρικές γραμμές που αντιπροσωπεύουν την κύρια δοκό, την δευτερεύουσα δοκό, τα καλώδια και τον πυλώνα. Στην συνέχεια αποδίδονται στις γεωμετρικές γραμμές οι διατομές όπως ορίστηκαν προηγουμένως.

Οι στηρίξεις στα άκρα των δοκών υλοποιήθηκαν με την εισαγωγή structural points, όπως και η στήριξη του πυλώνα και του καλωδίου αγκύρωσης στο έδαφος. Μέσω των structural points επιλέγεται εάν η στήριξη θα είναι πάκτωση, άρθρωση ή κύλιση, αναλόγως την ελευθερία μετακίνησης που δίνεται στο τριαξονικό σύστημα συντεταγμένων (X, Y, Z).

Στα καλώδια (cable elements) αποδόθηκαν οι έτοιμες διατομές της εταιρείας PFEIFER από την βιβλιοθήκη του προγράμματος. Στα υπόλοιπα στοιχεία (beam elements) οι διατομές σχεδιάστηκαν. Παρακάτω φαίνονται τα δομικά στοιχεία όπως προβάλλονται στο AutoCad και στο Sofistik Structural Desktop.



Σχήμα 5.7: Δομικά στοιχεία σε περιβάλλον AutoCad



Σχήμα 5.8: Δομικά στοιχεία σε περιβάλλον Sofistik Structural Desktop

5.2.3 Εισαγωγή φορτίων

Η εισαγωγή των φορτίων στο λογισμικό υλοποιείται μέσω του task Loadcase Manager σε περιβάλλον Autocad. Αρχικά ορίζονται τα είδη των δράσεων (μόνιμες, μεταβλητές, σεισμού, ανέμου, θερμικές κ.α) και στην συνέχεια ορίζεται η κάθε φόρτιση ξεχωριστά.

Τα φορτία είναι σημειακά (point load), γραμμικά (line load), ή επιφανειακά (area load). Στον χρήστη δίνεται η δυνατότητα να εισάγει επιφάνειες φόρτισης (load distribution areas) πάνω στις οποίες επιβάλλονται τα φορτία (free loads), ή να εισάγει τα φορτία κατευθείαν πάνω στα στοιχεία (element loads). Στην παρούσα διπλωματική όλα τα φορτία εισήχθησαν πάνω στα στοιχεία, εκτός των ιδίων βαρών των μεταλλικών στοιχείων και του σεισμού.

Τα ίδια βάρη των μεταλλικών στοιχείων λαμβάνονται αυτόματα από το λογισμικό με τις κατάλληλες εντολές στο Loadcase Manager. Τα φορτία λόγω σεισμού εισάγοντα μέσω του task Earthquake.

Στην συνέχεια εξάγεται το αρχείο Autocad στο Structural Desktop, όπου επεξεργάζονται οι φορτίσεις για τις στατικές και δυναμικές αναλύσεις. Ο χρήστης μπορεί να επιβάλλει μεμονωμένες φορτίσεις μέσω του task Load Combination Manager, ή να συνδυάσει τις φορτίσεις για τον σχεδιασμό της περιβάλλουσας μέσω των tasks Define Combinations και Superpositioning.

Τα αποτελέσματα των φορτίσεων (αντιδράσεις στηρίξεων, μετακινήσεις, τάσεις Von Mises κ.α) παρουσιάζονται στο task WinGraf, για την τελική αξιολόγησή τους.

6 Διαστασιολόγηση

6.1 Κατηγοριοποίηση διατομών

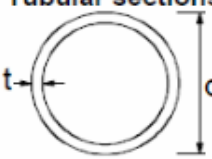
Ο σχεδιασμός των μεταλλικών στοιχείων και η διαστασιολόγησή τους γίνεται με πλαστική ή με ελαστική ανάλυση, ανάλογα με την κατηγορία της διατομής. Οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

- **Κατηγορία 1:** Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- **Κατηγορία 2:** Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- **Κατηγορία 3:** Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- **Κατηγορία 4:** Είναι εκείνες στις οποίες θα συμβεί τοπικός λυγισμός πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής.

Οι διατομές κατηγορίας 1 και 2 σχεδιάζονται με βάση την πλαστική αντοχής τους και οι διατομές κατηγορίας 3 και 4 με βάση την ελαστική αντοχή. Στην κατηγορία 4 θα πρέπει να χρησιμοποιούνται τα ενεργά μεγέθη διατομής, αφού ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής.

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τον λόγο πλάτους προς πάχους c/t των πλακοειδών στοιχείων της. Ο έλεγχος θα γίνει χρησιμοποιώντας τους πίνακες του EN 1993-1-1:2005 για εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα, που είναι και η δυσμενέστερη περίπτωση.

Πίνακας 6.1: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για σωληνωτές διατομές

Tubular sections						
						
Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTE For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Πίνακας 6.2: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για εσωτερικά θλιβόμενα πέλματα

Internal compression parts						
				Axis of bending		
				Axis of bending		
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1^{\circ}$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για την κατηγοριοποίηση των κρίσιμότερων διατομών. Κρίσιμότερες διατομές είναι η διατομή στην βάση του πυλώνα και η διατομή της κύριας δοκού.

Κατηγορία κύριας δοκού: $\frac{c}{t} = \frac{560}{15} = 37.3 \leq 42 \cdot \varepsilon = 42 \cdot 0.92 = 38.6 \rightarrow$ Κατηγορία 3

Κατηγορία βάσης πυλώνα: $\frac{d}{t} = \frac{1200}{20} = 60 \leq 90 \cdot \varepsilon^2 = 90 \cdot 0.92^2 = 76.176 \rightarrow$ Κατηγορία 3

6.2 Κύρτωση λόγω διατμητικών τάσεων

Στο EN 1993-1-5 ορίζεται ότι ελάσματα χωρίς ενδιάμεσες νευρώσεις θα πρέπει να ελέγχονται σε κύρτωση έναντι διατμητικών τάσεων εφόσον ισχύει η ανίσωση:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta}$$

όπου,

η συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με 1.2 για χάλυβες ποιότητας μέχρι S275

Επομένως ελέγχονται τα πέλματα της κύριας δοκού:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{560}{15} = 37.3 \leq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta} = \frac{72 \cdot 0.92}{1.2} = 55.2$$

Άρα δεν χρειάζεται περαιτέρω έλεγχος έναντι κύρτωσης.

6.3 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι τελικές διαστάσεις των διατομών προέκυψαν μετά από πολλές δοκιμές ώστε να ικανοποιούνται οι οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Η δυσμενέστερη διατομή είναι κατηγορίας 3. Σε αυτό το κεφάλαιο θα γίνει ελαστικός έλεγχος των μελών σε επίπεδο τάσεων, με την απαίτηση οι τάσεις να μην ξεπερνούν την τάση διαρροής $f_y = 275$ Μρα του δομικού χάλυβα και οι τάσεις των καλωδίων να μην ξεπερνούν την τάση θραύσης $f_u = 1570$ Μρα.

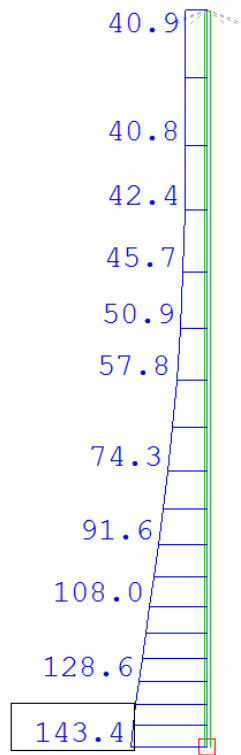
Αφού πραγματοποιηθούν οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας γίνεται έλεγχος των τάσεων Von Mises, που προκύπτει ως συνδυασμός των ορθών και διατμητικών τάσεων. Οι συνδυασμοί που πραγματοποιήθηκαν για τον έλεγχο των τάσεων είναι οι ακόλουθοι:

- $G \text{ ''+'' } P \text{ ''+'' } 1.35Q \text{ ''+'' } A \text{ ''+'' } 0.5\Delta T$ (κατάσταση σεισμού)
- $1.35G \text{ ''+'' } P \text{ ''+'' } 1.35Q \text{ ''+'' } 1.5 \cdot 0.3W$ (κατάσταση διαρκείας ή παροδική)
- $1.35G \text{ ''+'' } P \text{ ''+'' } 1.35Q \text{ ''+'' } 1.5 \cdot 0.6\Delta T$ (κατάσταση διαρκείας ή παροδική)

6.3.1 Πυλώνας

Οι μέγιστες τάσεις προέκυψαν για τον συνδυασμό:

$$\{1.35G \text{ ''+''' } P \text{ ''+''' } 1.35Q \text{ ''+''' } 1.5 \cdot 0.6\Delta T\}$$

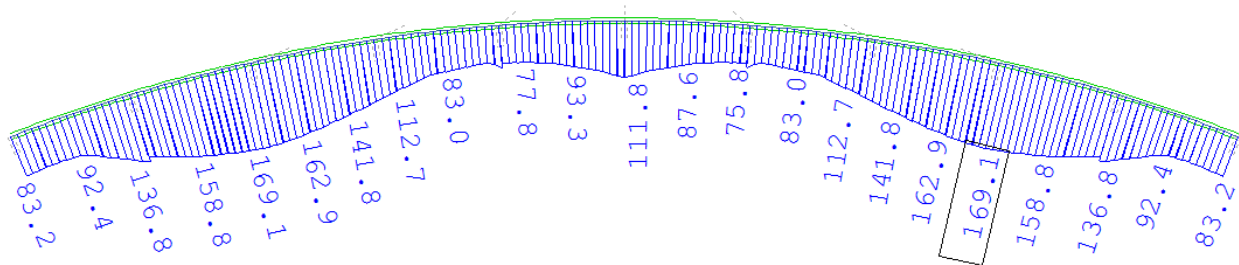


Σχήμα 6.1: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises του πυλώνα

6.3.2 Κύρια δοκός

Οι μέγιστες τάσεις προέκυψαν για τον συνδυασμό

$$\{1.35G \text{ ''+''' } P \text{ ''+''' } 1.35Q \text{ ''+''' } 1.5 \cdot 0.6\Delta T\}$$

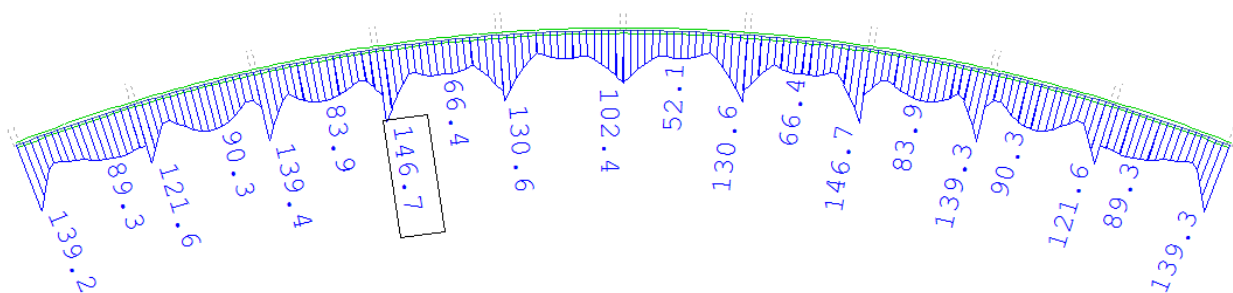


Σχήμα 6.2: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises της κύριας δοκού

6.3.3 Δευτερεύουσα δοκός

Οι μέγιστες τάσεις προέκυψαν για τον συνδυασμό

$$\{1.35G + P + 1.35Q + 1.5 \cdot 0.6\Delta T\}$$

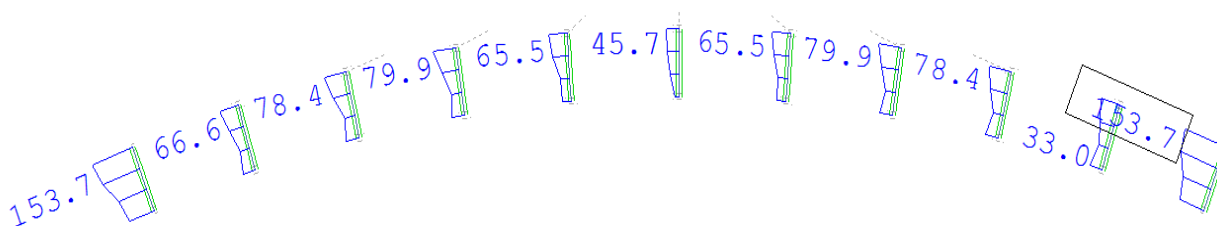


Σχήμα 6.3: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises της δευτερεύουσας δοκού

6.3.4 Διαδοκίδες

Οι μέγιστες τάσεις προέκυψαν για τον συνδυασμό

$$\{1.35G + P + 1.35Q + 1.5 \cdot 0.6\Delta T\}$$



Σχήμα 6.4: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises των διαδοκίδων

6.3.5 Καλώδια

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας τα καλώδια πρέπει να μην ξεπερνάνε την τάση θραύσης. Ωστόσο οι τελικές διατομές επιλέχθηκαν ύστερα από αρκετές δοκιμές λόγω περιορισμών για την λειτουργικότητά τους, όπως θα δούμε στο επόμενο κεφάλαιο.

Τα καλώδια παρουσιάζουν ιδιαίτερα μη γραμμική συμπεριφορά κατά την επιβολή φορτίων σε αυτά. Όταν εφαρμοστεί για πρώτη φορά φόρτιση σε ένα καλώδιο, ένα μέρος της επιμήκυνσής τους οφείλεται αφενός στην ελαστική παραμόρφωση των συρμάτων που το αποτελούν και αφετέρου στην σύμπτυξη τους καθώς μεταξύ τους υπάρχουν κενά.

Στη μη γραμμικότητα του καλωδίου συμβάλλει και η κλίση υπό την οποία λειτουργεί. Όταν ένα καλώδιο παραλαμβάνει αξονική εφελκυστική δύναμη, τότε λόγω του ίδιου βάρους του έχει μία καμπυλότητα (βύθιση), εάν τοποθετηθεί υπό κλίση. Καθώς αυξάνεται το φορτίο, το καλώδιο έχει την τάση να γίνει ευθύγραμμο, οπότε επιμηκύνεται.

Η μη γραμμικότητα δεν μας επιτρέπει να χρησιμοποιήσουμε το πραγματικό μέτρο ελαστικότητας, ειδικά όταν οι τάσεις των καλωδίων είναι σχετικά μικρές. Για την αντιμετώπιση αυτής της μη γραμμικότητας ο κανονισμός προτείνει την χρήση του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας που δίνεται από την εξίσωση (6.1):

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot l^2 \cdot E}{12 \cdot \sigma^3}} \quad (6.1)$$

όπου,

- E είναι το θεωρητικό μέτρο ελαστικότητας του ευθύγραμμου καλωδίου (160 GPa)
- γ είναι το ειδικό βάρος του καλωδίου (78.5 kN/m³)
- l είναι η οριζόντια προβολή του καλωδίου
- σ είναι η εφελκυστική τάση του καλωδίου

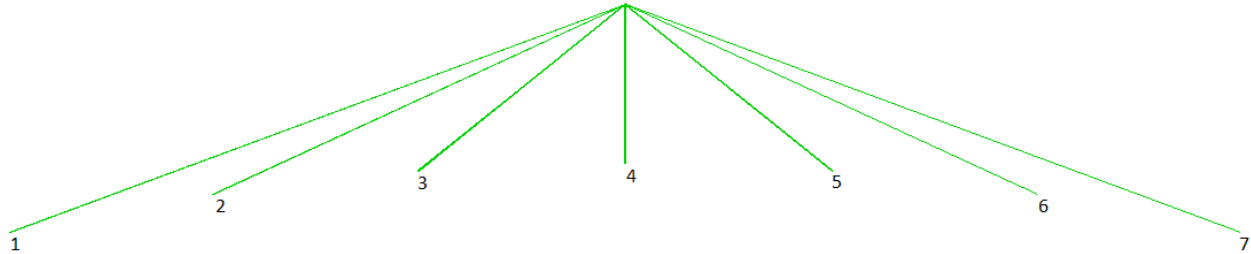
Κατά τον EN 1993-1-11 θα πρέπει η ελάχιστη τάση που αναπτύσσεται υπό τον δυσμενέστερο συνδυασμό να μην είναι χαμηλότερη από την ελάχιστη απαραίτητη, έτσι ώστε το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας να μην αποκλίνει πάνω από το 10% του θεωρητικού. Με αυτόν τον τρόπο η μη γραμμικότητα του καλωδίου περιορίζεται σε χαμηλά επίπεδα και το μέτρο ελαστικότητας των καλωδίων μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το θεωρητικό.

Το ελάχιστο απαιτούμενο μέτρο ελαστικότητας ώστε να ισχύει η παραπάνω παραδοχή ισούται με το 90% του θεωρητικού ($E_{eq} = 0.9 \cdot E$). Λύνοντας την εξίσωση (6.1) ως προς την εφελκυστική τάση του καλωδίου σ , θέτοντας ως ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας $E_{eq} = 144$ GPa, υπολογίζουμε την ελάχιστη τάση των καλωδίων. Εάν οι τάσεις των καλωδίων είναι μεγαλύτερες από τις ελάχιστες για τον δυσμενέστερο συνδυασμό, τότε θεωρούμε γραμμική συμπεριφορά των καλωδίων με μέτρο ελαστικότητας ίσο με το θεωρητικό $E = 160$ GPa. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός είναι ο ακόλουθος και αφορά την χαλάρωση των καλωδίων:

- G ''+' P ''+' 0 · Q ''+' 1.5 · W

6.3.5.1 Ελάχιστες τάσεις

Οι ελάχιστες τάσεις των καλωδίων προέντασης, συναρτήσκει μόνο της οριζόντιας προβολής τους, υπολογίζονται από την εξίσωση (6.1) παρακάτω:



Σχήμα 6.5: Αρίθμηση καλωδίων προέντασης

- Καλώδιο 1: $l_1 = 16.6 \text{ m} \rightarrow \sigma_{\min,1} = 58.8 \text{ MPa}$
- Καλώδιο 2: $l_2 = 11.5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{\min,2} = 45.9 \text{ MPa}$
- Καλώδιο 3: $l_3 = 6.7 \text{ m} \rightarrow \sigma_{\min,3} = 32.1 \text{ MPa}$
- Καλώδιο 4: $l_4 = 4 \text{ m} \rightarrow \sigma_{\min,4} = 22.8 \text{ MPa}$
- Καλώδιο 5: $l_5 = 6.7 \text{ m} \rightarrow \sigma_{\min,5} = 32.1 \text{ MPa}$
- Καλώδιο 6: $l_6 = 11.5 \text{ m} \rightarrow \sigma_{\min,6} = 45.9 \text{ MPa}$
- Καλώδιο 7: $l_7 = 16.6 \text{ m} \rightarrow \sigma_{\min,7} = 58.8 \text{ MPa}$

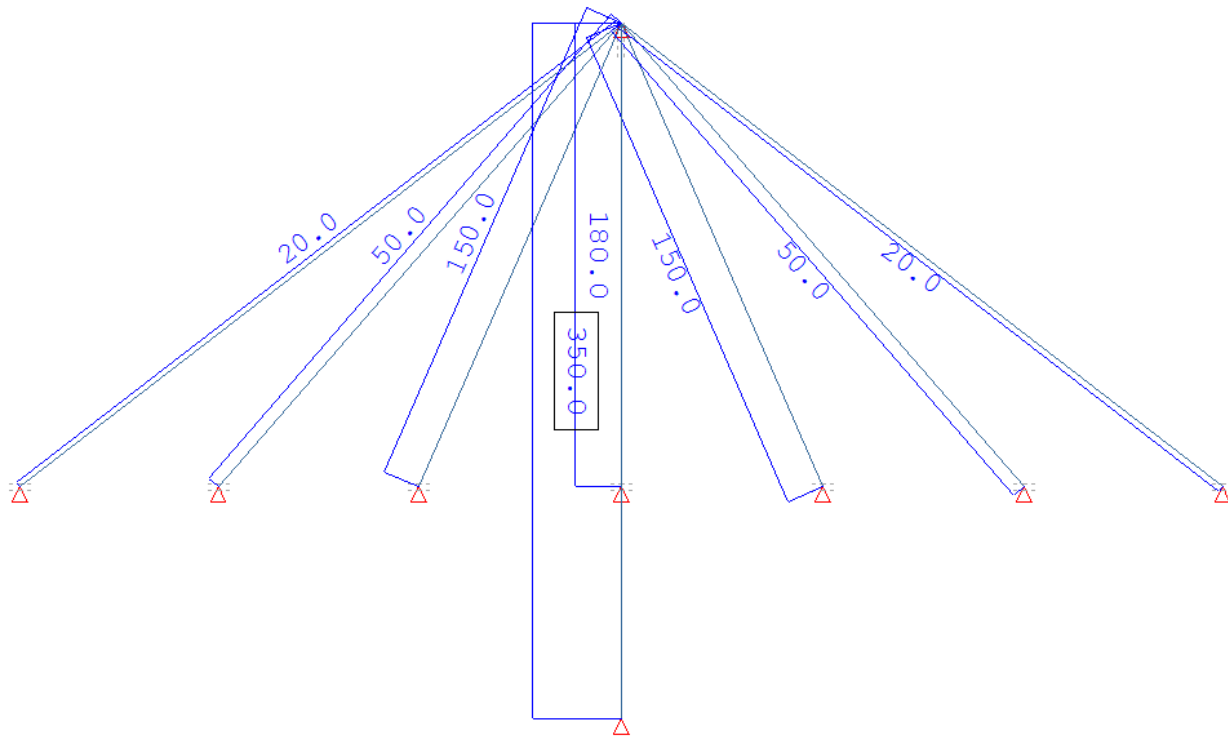
Το καλώδιο αγκύρωσης (8) δεν εμφανίζεται στο σχήμα 6.5. Επειδή είναι κατακόρυφο, αν αντικαταστήσουμε στην εξίσωση (6.1) την οριζόντια προβολή του καλωδίου αγκύρωσης $l = 0$, η ελάχιστη τάση σ_{\min} μηδενίζεται.

6.3.5.2 Δυνάμεις προέντασης

Γενικότερα για την εύρεση των δυνάμεων προέντασης εφαρμόζεται μία προσεγγιστική διαδικασία. Στα σημεία της κύριας δοκού, όπου ενώνεται με τα καλώδια προέντασης, τοποθετούνται στηρίξεις. Φορτίζουμε τον φορέα για τον συχνό συνδυασμό της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας. Στην συνέχεια υπολογίζουμε τις αντιδράσεις των στηρίξεων που τοποθετήσαμε. Θα πρέπει η κατακόρυφη συνιστώσα των δυνάμεων προέντασης να ισούται με τις αντιδράσεις των στηρίξεων, ώστε για τον συχνό συνδυασμό να έχουμε μηδενικό βέλος στον φορέα.

Στην παρούσα διπλωματική, αφού τα άκρα των καλωδίων δεν είναι στηριγμένα σε ακλόνητα σημεία αλλά στον φορέα, που έχει περιθώρια μετακίνησης, η παραπάνω διαδικασία είναι ελάχιστα χρήσιμη και οι δυνάμεις προέντασης προέκυψαν ύστερα από αρκετές δοκιμές.

Οι προεντάσεις στο λογισμικό εισάγονται ως φορτία External Prestressing. Πρακτικά αυτός ο τύπος φορτίου εισάγει μια παραμόρφωση στον καλώδιο. Αυτή η παραμόρφωση είναι ίση με την παραμόρφωση που θα απαιτείτο για να προκύψει η δύναμη που τέθηκε αρχικά. Παρακάτω φαίνονται οι δυνάμεις που τέθηκαν ως προεντάσεις:



Σχήμα 6.6: Προεντάσεις στα καλώδια

6.3.5.3 Αντοχή σχεδιασμού

Αρχικά βλέπουμε τα δυσμενέστερα αποτελέσματα των δυνάμεων των καλωδίων στο task Wingraf (σχήμα 6.7). Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 η αντοχή σχεδιασμού για τα καλώδια στην οριακή κατάσταση αστοχίας ορίζεται ως εξής:

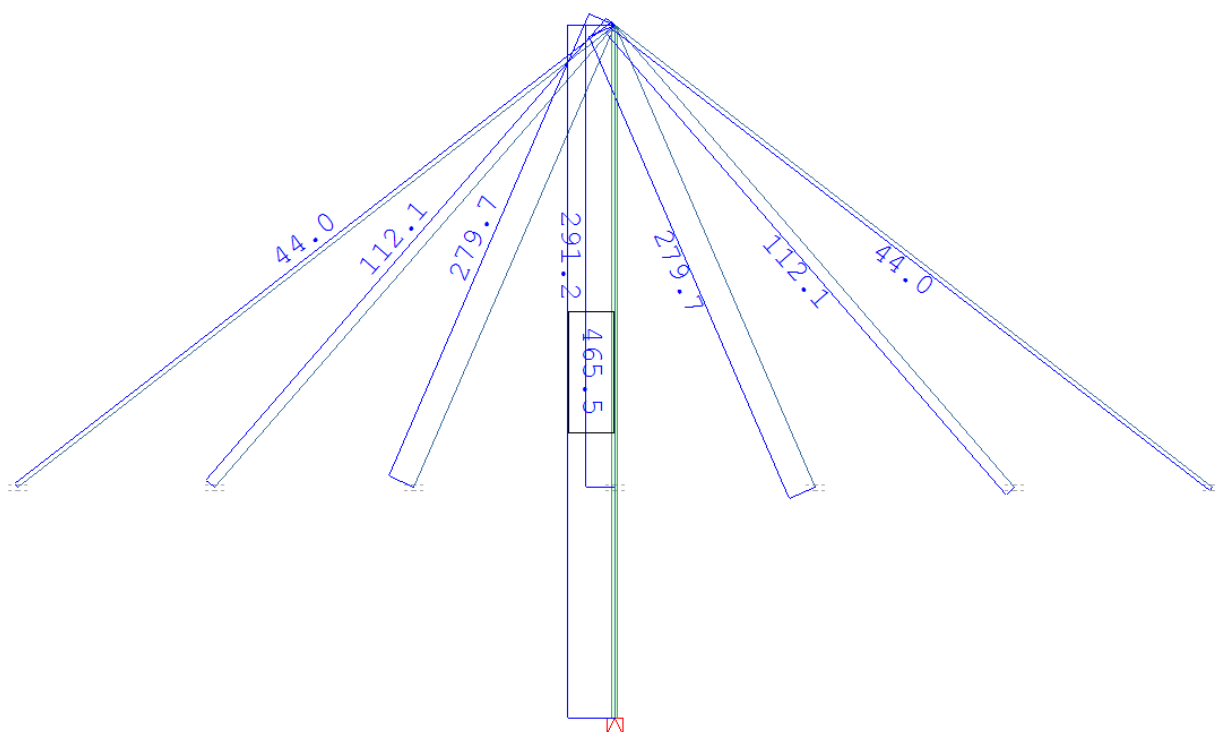
$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1.5 \cdot \gamma_R} \mid \frac{F_k}{\gamma_R} \right\}$$

όπου,

F_{uk} είναι η χαρακτηριστική αντοχή του καλωδίου (ultimate limit state)

F_k είναι η εγγυημένη αντοχή του καλωδίου

γ_R είναι μερικός συντελεστής, λαμβάνεται ίσος με την μονάδα



Σχήμα 6.7: Μέγιστες αξονικές δυνάμεις καλωδίων

Πίνακας 6.3: Διατομές καλωδίων PG (spiral strand) της εταιρείας PFEIFER

Größe size	Charakt. Bruchkraft charact. breaking load	Grenzzugkraft limit tension	Metall. Querschnitt metallic cross section	Gewicht* weight*	Konstruktion construction	Seil-Neinndurchmesser nomin. strand dia.
	Z _{B,k} DIN 18800* kN	Z _{R,d} DIN 18800 kN	ca. / approx. mm ²	ca. / approx. kg		d _S mm
PG 5	59	36	39	0,3	1 x 19	8,1
PG 10	93	56	60	0,5	1 x 19	10,1
PG 15	134	81	87	0,7	1 x 19	12,2
PG 20	181	109	117	0,9	1 x 37	14,1
PG 25	260	158	168	1,3	1 x 37	17,0
PG 40	367	222	237	1,9	1 x 37	20,1
PG 55	537	326	347	2,7	1 x 37	24,4
PG 75	722	438	467	3,7	1 x 37	28,3
PG 90	884	536	572	4,5	1 x 61	31,3
PG 125	1189	721	769	6,1	1 x 61	36,3

Επιλέγονται οι κατάλληλες διατομές ώστε οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις των καλωδίων να είναι μικρότερες από τις αντοχές σχεδιασμού των καλωδίων του πίνακα 6.3. Χρησιμοποιήθηκαν οι διατομές PG20, PG25, PG55, PG125 με τις ακόλουθες αντοχές σχεδιασμού:

$$\text{PG20} \rightarrow F_{rd} = \frac{181}{1.5} = 120.7 \text{ kN} \quad \text{καλώδια 1,7}$$

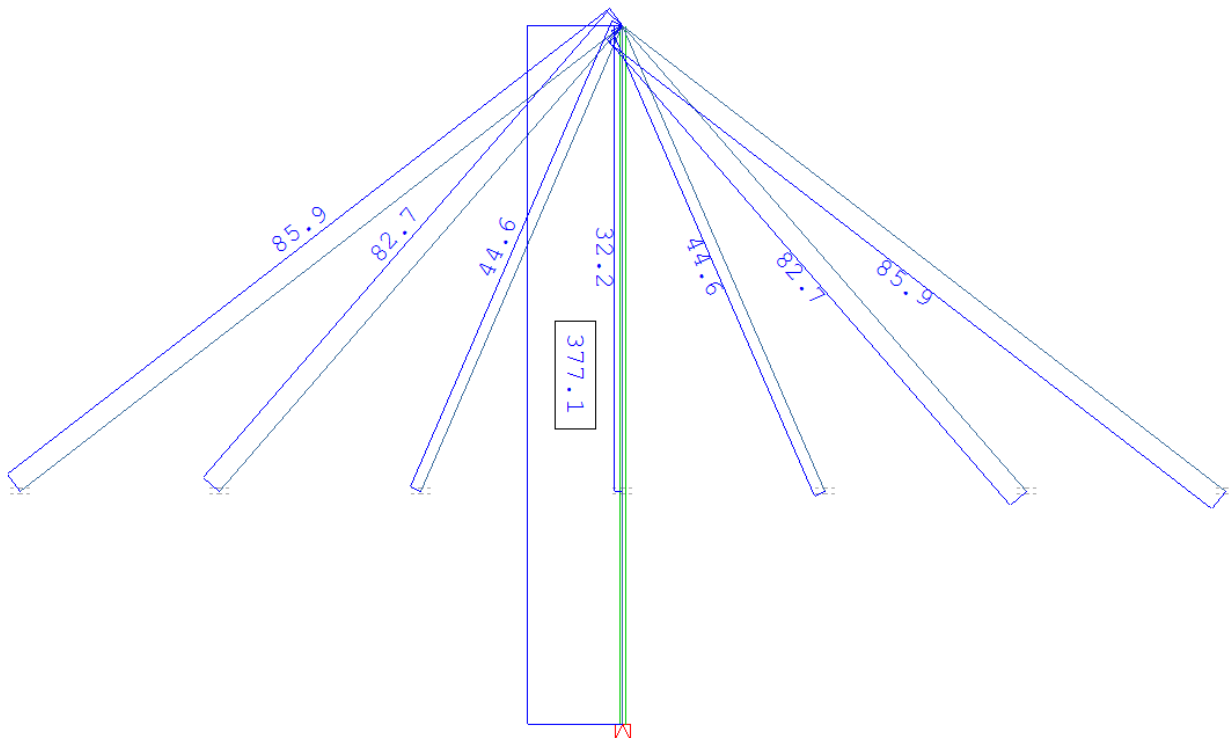
$$\text{PG25} \rightarrow F_{rd} = \frac{260}{1.5} = 173.3 \text{ kN} \quad \text{καλώδια 2,6}$$

$$\text{PG55} \rightarrow F_{rd} = \frac{537}{1.5} = 358 \text{ kN} \quad \text{καλώδια 3,4,5}$$

$$\text{PG125} \rightarrow F_{rd} = \frac{1189}{1.5} = 792.7 \text{ kN} \quad \text{καλώδιο αγκύρωσης}$$

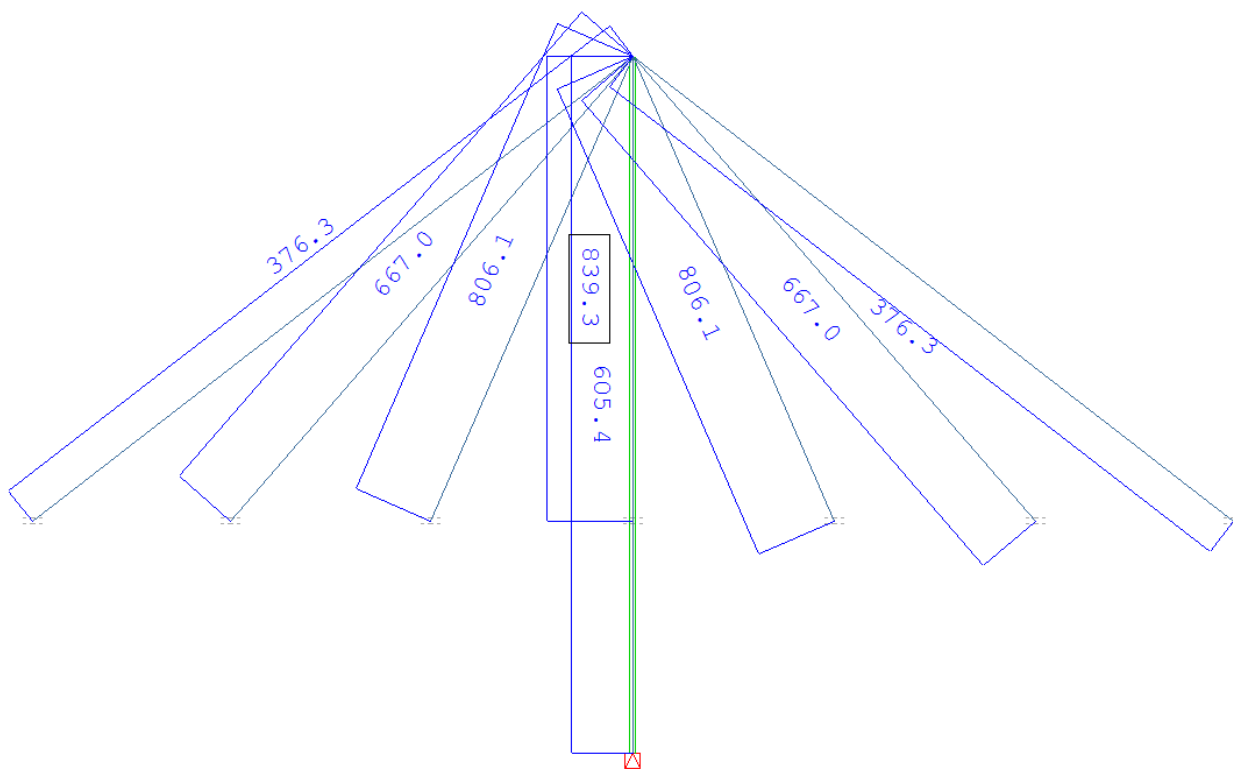
Στην συνέχεια γίνεται ο έλεγχος μέγιστων και ελάχιστων τάσεων για τους συνδυασμούς:

- $G'' + P'' + 0 \cdot Q'' + 1.5 \cdot W$ (έλεγχος ελάχιστων τάσεων)
- $1.35G'' + P'' + 1.35Q'' + 1.5 \cdot 0.6\Delta T$ (έλεγχος μέγιστων τάσεων)



Σχήμα 6.8: Ελάχιστες τάσεις καλωδίων

Οι ελάχιστες τάσεις που αναπτύσσονται στα καλώδια είναι μεγαλύτερες από τις ελάχιστες επιτρεπόμενες. Επομένως δεν υπάρχει πρόβλημα χαλάρωσης των καλωδίων.



Σχήμα 6.9: Μέγιστες τάσεις καλωδίων

Οι παραπάνω τάσεις δεν ξεπερνούν την τάση θραύσης των καλωδίων σ_{uk} (δίνονται παρακάτω).

6.4 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στο παρόν κεφάλαιο θα γίνουν οι έλεγχοι βύθισης του καταστρώματος, διαφορικών βυθίσεων κύριας και δευτερεύουσας δοκού, καθώς και έλεγχος για τον περιορισμό των τάσεων των καλωδίων.

6.4.1 Περιορισμός τάσεων στα καλώδια

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας πρέπει κατά τον EN 1993-1-1 να ικανοποιείται η παρακάτω ανισότητα (6.1):

$$f_{SLS} \leq 0.45 \cdot \sigma_{uk} \quad (6.1)$$

όπου,

$$\sigma_{uk} = \frac{F_{uk}}{A_m}$$

Η χαρακτηριστική δύναμη θραύσης F_{uk} και η διάμετρος A_m των καλωδίων δίνονται στον πίνακα 6.3.

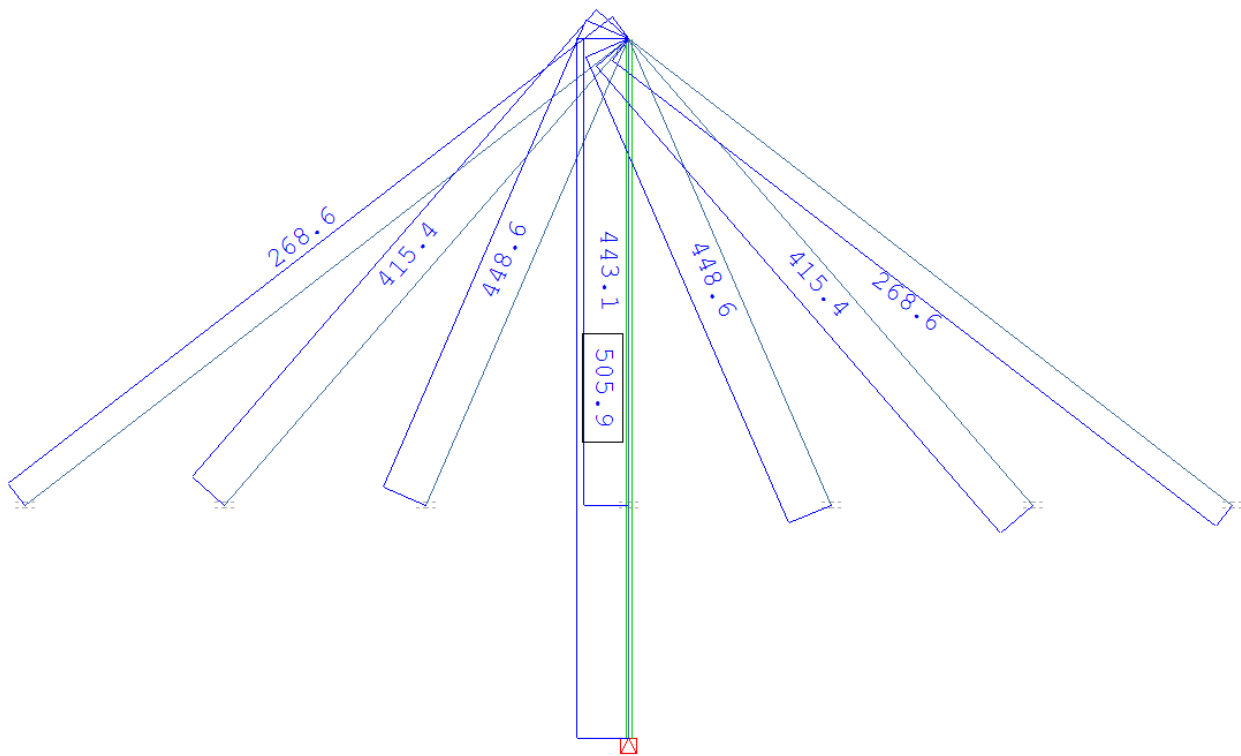
Θα πρέπει υπό τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων στην Ο.Κ.Λ οι τάσεις στα καλώδια να είναι μικρότερες από το 45% της τάσης θραύσης τους. Το 45% των τάσεων θραύσης των καλωδίων και οι τάσεις υπό τον δυσμενέστερο συνδυασμό δίνονται παρακάτω:

$$PG20 \rightarrow 0.45 \cdot \sigma_{uk} = \frac{0.45 \cdot 181}{0.117} = 696 \text{ MPa}$$

$$PG25 \rightarrow 0.45 \cdot \sigma_{uk} = \frac{0.45 \cdot 260}{0.168} = 696 \text{ MPa}$$

$$PG55 \rightarrow 0.45 \cdot \sigma_{uk} = \frac{0.45 \cdot 537}{0.347} = 696 \text{ MPa}$$

$$PG125 \rightarrow 0.45 \cdot \sigma_{uk} = \frac{0.45 \cdot 1189}{0.769} = 696 \text{ MPa}$$



Σχήμα 6.10: Μέγιστες τάσεις καλωδίων στην Ο.Κ.Λ

Οι παραπάνω τάσεις προέκυψαν από τον συνδυασμό:

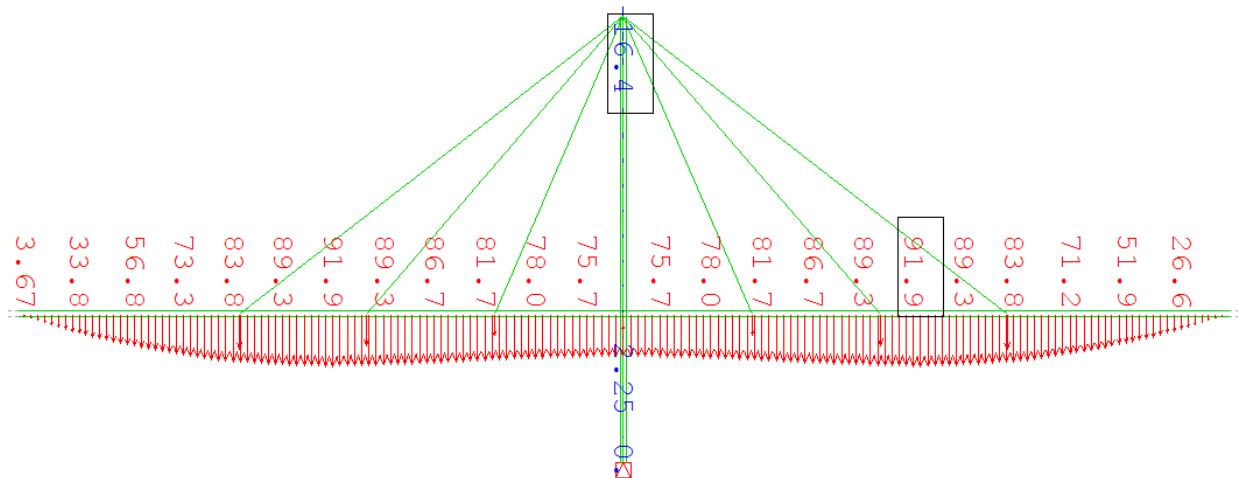
$$\{G \text{ "+" } P \text{ "+" } Q \text{ "+" } 0.3W\}$$

και είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.

6.4.2 Μέγιστα βέλη καταστρώματος

Τα μέγιστα βέλη του καταστρώματος προέκυψαν για τον συνδυασμό:

$$\{G''+' P''+' Q''+' 0.6\Delta T\}$$



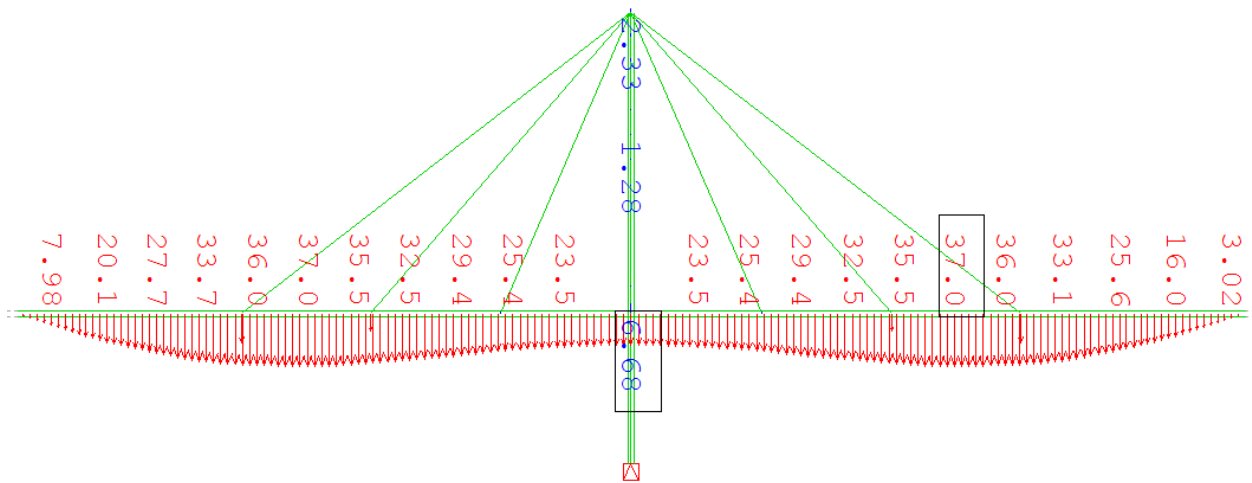
Σχήμα 6.10: Μέγιστα βέλη

Το μέγιστο βέλος είναι $\frac{L}{533} = 91.9 \text{ mm}$.

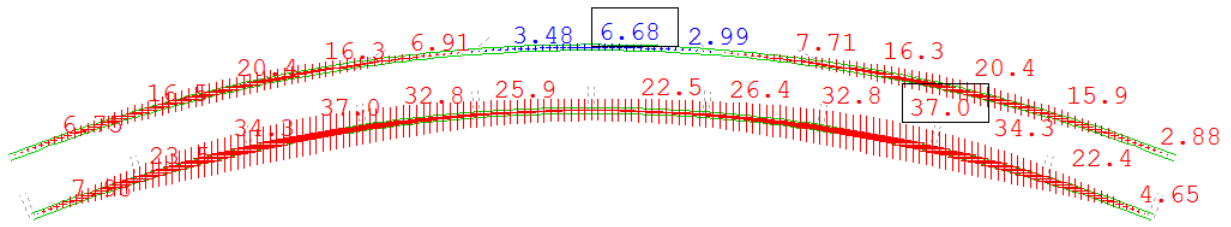
6.4.3 Βέλη καταστρώματος για τον συχνό συνδυασμό

Ο συχνός συνδυασμός στην Ο.Κ.Λ για τον οποίο θα γίνει και ο έλεγχος της διαφοράς βελών στην εγκάρσια διεύθυνση είναι ο εξής:

$$\{G''+' P''+' 0.4Q''+' 0.5\Delta T\}$$



Σχήμα 6.11: Βέλη για τον συχνό συνδυασμό



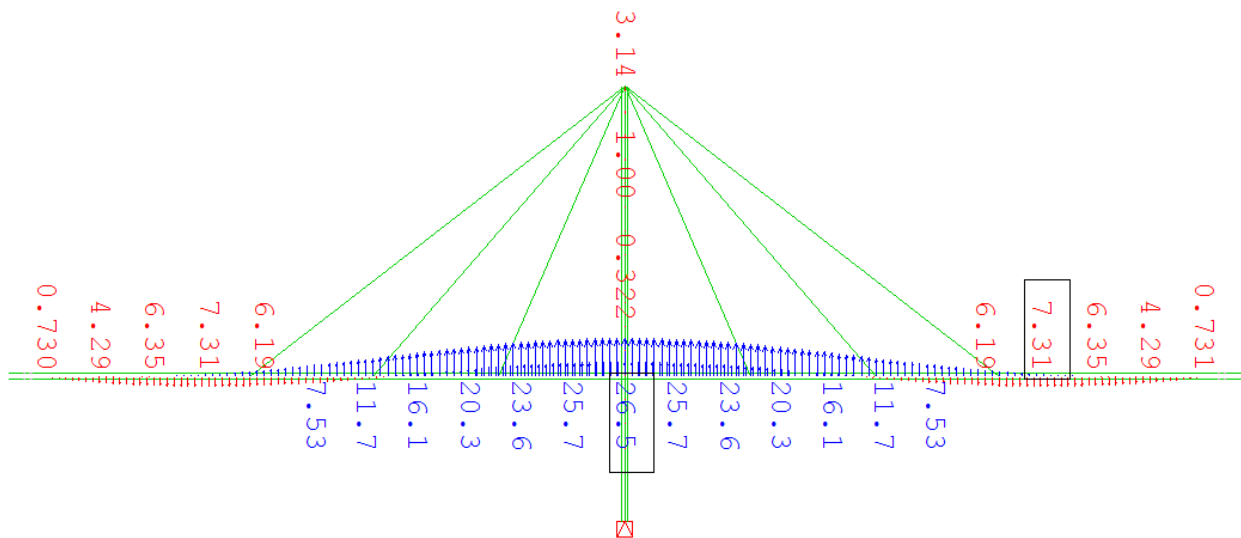
Σχήμα 6.12: Διαφορά βελών συχνού συνδυασμού

Για τον συχνό συνδυασμό η διαφορά βελών δεν υπερβαίνει τα 27 mm. Η διαφορά είναι μικρότερη από 30 mm, που αντιστοιχεί σε εγκάρσια κλίση καταστρώματος 1%.

6.4.4 Βέλη υπό μόνιμα φορτία

Τα βέλη υπό μόνιμα φορτία ελέγχονται για τον συνδυασμό:

$$\{G + P\}$$



Σχήμα 6.13: Βέλη σε ηρεμία

Τα βέλη υπό την δράση των μόνιμων φορτίων δεν υπερβαίνουν τα 26.5 mm.

7 Έλεγχος δυναμικής απόκρισης

7.1 Γενικά

Με την πρόοδο της τεχνολογίας είναι δυνατή η χρήση βελτιωμένων και σύγχρονων οικοδομικών υλικών. Πλέον η ανάληψη των στατικών φορτίων επιτυγχάνεται με λεπτότερες και μικρότερες διατομές. Επακόλουθο των παραπάνω είναι η μείωση του βάρους και της δυσκαμψίας των κατασκευών ώστε να επιτυγχάνονται οικονομικότερες λύσεις, αλλά οι κατασκευές είναι πιο ευαίσθητες σε δυναμικές διεγέρσεις από μικρά φορτία. Η μειωμένη δυσκαμψία οδηγεί σε αύξηση της ιδιοπεριόδου του φορέα, οπότε υπάρχει κίνδυνος ταλαντώσεων που απειλούν την λειτουργικότητα της γέφυρας και την άνεση των πεζών.

Ο μεγαλύτερος κίνδυνος του φορέα είναι δυναμικά φορτία με ιδιοσυχνότητα παρόμοια με την ιδιοσυχνότητα της γέφυρας. Εάν το βάδισμα των πεζών σε μία γέφυρα συγχρονιστεί με μία από τις ιδιοσυχνότητές της, εμφανίζεται το φαινόμενο του συντονισμού που μπορεί να οδηγήσει ακόμα και στην κατάρρευση της γέφυρας. Θα πρέπει λοιπόν να ελεγχθεί εκτενέστερα η δυναμική καταπόνηση λόγω του βαδίσματος των πεζών.

Ο έλεγχος θα πραγματοποιηθεί σύμφωνα με τον τεχνικό οδηγό που έχει δημοσιοποιήσει το τεχνικό τμήμα του υπουργείου μεταφορών, οδικών δικτύων, γεφυρών και οδικής ασφάλειας της Γαλλίας (SETRA).

7.2 Τεχνικός οδηγός SETRA

Παρακάτω παρουσιάζεται η μεθοδολογία που προτείνει ο τεχνικός οδηγός SETRA για την εκτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς πεζογεφυρών.

7.2.1 Κατηγορία γέφυρας

Αρχικά η γέφυρα κατατάσσεται σε μία από τις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

- **Κατηγορία IV:** γέφυρες που χρησιμοποιούνται σπάνια
- **Κατηγορία III:** γέφυρες που διασχίζονται περιστασιακά από μεγάλες ομάδες ατόμων
- **Κατηγορία II:** γέφυρες που ενώνουν κατοικημένες περιοχές, με έντονη κυκλοφορία
- **Κατηγορία I:** γέφυρες που χρησιμοποιούνται συχνά από πυκνά πλήθη

Ο προσδιορισμός της κατηγορίας εξαρτάται από τον μελετητή. Στην παρούσα διπλωματική η γέφυρα κατατάσσεται στην Κατηγορία I.

7.2.2 Επίπεδο άνεσης

Στην συνέχεια επιλέγεται από τον μελετητή το επιθυμητό επίπεδο άνεσης πεζών, λόγω των επιταχύνσεων που υφίσταται η γέφυρα. Υπάρχουν τρία επίπεδα άνεσης:

- **Μέγιστη άνεση:** οι επιταχύνσεις είναι ανεπαίσθητες
- **Μέση άνεση:** οι επιταχύνσεις είναι ελάχιστα αισθητές
- **Ελάχιστη άνεση:** οι επιταχύνσεις είναι έντονα αισθητές αλλά ανεκτές

Παρακάτω φαίνονται οι πίνακες που συσχετίζουν τις επιταχύνσεις που υφίσταται η γέφυρα με τα επίπεδα άνεσης των πεζών για την κατακόρυφη διεύθυνση και τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

Πίνακας 7.1: Εύρη επιταχύνσεων στην κατακόρυφη διεύθυνση (m/sec²)

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

Πίνακας 7.2: Εύρη επιταχύνσεων στις οριζόντιες διευθύνσεις (m/sec²)

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

7.2.3 Ιδιοσυχνότητες γέφυρας

Εφόσον η γέφυρα κατατάσσεται στις κατηγορίες 1,2 ή 3 θα πρέπει να υπολογιστούν οι ιδιοσυχνότητες της γέφυρας για περαιτέρω έρευνα. Αυτές θα υπολογιστούν για δύο περιπτώσεις σε κάθε μία από τις τρεις διευθύνσεις. Στην πρώτη περίπτωση η γέφυρα θα είναι αφόρτιστη, ενώ στην δεύτερη προσθέτουμε στο ίδιο βάρος της ένα φορτίο πεζών στην κατακόρυφη διεύθυνση, που ισοδυναμεί με 70 kg/m²).

7.2.4 Εύρη συχνοτήτων

Ανάλογα με τις ιδιοσυχνότητες της γέφυρας, ο SETRA δίνει τους ακόλουθους πίνακες για την αξιολόγησή τους ως επικίνδυνες ή ασήμαντες για την εμφάνιση του φαινομένου του συντονισμού. Οι συχνότητες χωρίζονται σε τέσσερα εύρη:

- Εύρος 1: μέγιστος κίνδυνος συντονισμού
- Εύρος 2: μέτριος κίνδυνος συντονισμού
- Εύρος 3: χαμηλός κίνδυνος συντονισμού
- Εύρος 4: αμελητέος κίνδυνος συντονισμού

Πίνακας 7.3: Εύρη συχνοτήτων για την κατακόρυφη και διαμήκη διεύθυνση

Frequency	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Πίνακας 7.4: Εύρη συχνοτήτων για την εγκάρσια διεύθυνση

Frequency	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

7.2.5 Δυναμική φόρτιση

Ο SETRA ορίζει τρεις φορτίσεις (cases) που αντιπροσωπεύουν την δυναμική φόρτιση λόγω του βαδίσματος των πεζών. Η επιλογή της φόρτισης γίνεται με την βοήθεια του πίνακα 7.5 συναρτήσει της κατηγορίας της γέφυρας και του εύρους συχνοτήτων:

Πίνακας 7.5: Δυναμικές φορτίσεις

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

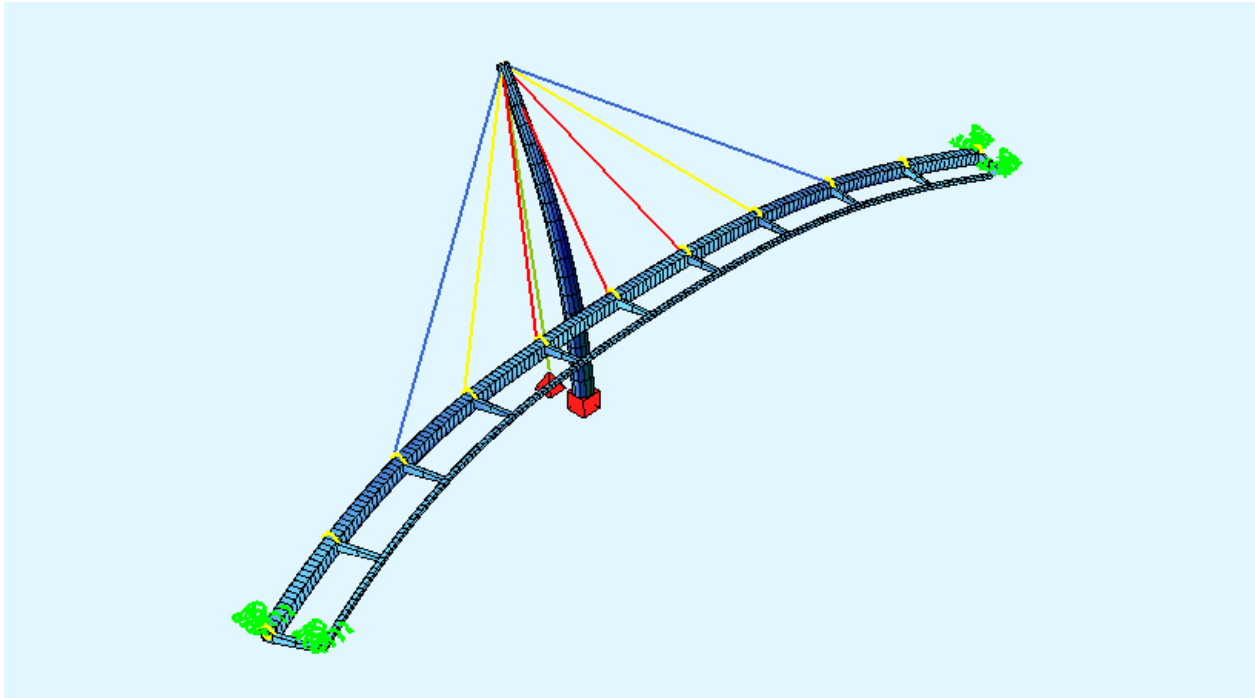
Σε κάθε μία από τις παραπάνω φορτίσεις(cases) δίνονται στον SETRA τα παρακάτω δεδομένα για τον υπολογισμό τους:

- πυκνότητα πλήθους d (pedestrians/m²) πάνω στο κατάστρωμα
- τύπος για τον υπολογισμό του αριθμού των ισοδύναμων πεζών n_{eff}
- μειωτικός συντελεστής ψ συναρτήσει της ιδιοσυχνότητας του φορέα
- οι εξισώσεις των δυνάμεων φόρτισης στις τρεις διευθύνσεις

7.3 Δυναμική ανάλυση και έλεγχος

Η εύρεση των ιδιοσυχνοτήτων στο λογισμικό γίνεται με την εισαγωγή του task Eigenvalues στο Sofistik Structural Desktop. Στο συγκεκριμένο task είναι δυνατή η ενσωμάτωση του φορτίου των πεζών στον φορέα, ώστε να υπολογιστούν οι ιδιοσυχνότητες της άδειας και της φορτισμένης γέφυρας. Στη συνέχεια ελέγχεται η δυναμική απόκριση της άδειας γέφυρας στην κατακόρυφη διεύθυνση, που είναι και η δυσμενέστερη περίπτωση.

Η κύρια ιδιομορφή για την κατακόρυφη διεύθυνση είναι $f_1 = 2.941$ Hz και ανήκει όπως φαίνεται στον πίνακα 7.3 στο εύρος 3. Για αυτήν την ιδιοσυχνότητα και επειδή η γέφυρα είναι κατηγορία 1, θα πρέπει σύμφωνα με τον πίνακα 7.5 να εφαρμόσουμε στον φορέα την δυναμική φόρτιση Case 3.



Σχήμα 7.1: Κύρια ιδιομορφή στην κατακόρυφη διεύθυνση

Η φόρτιση Case 3 θεωρεί πλήθος πεζών πάνω στο κατάστρωμα με πυκνότητα $d = 1.0 \frac{\text{pedestrians}}{\text{m}^2}$. Ο συνολικός αριθμός πεζών n πάνω στο κατάστρωμα προκύπτει πολλαπλασιάζοντας την πυκνότητα με το εμβαδόν του καταστρώματος.

$$n = d \cdot A = 1.0 \cdot 153.3 = 153.3 \text{ pedestrians} \quad (8.1)$$

Υπολογίζεται ο αριθμός των ισοδύναμων πεζών από την εξίσωση (8.2):

$$n_{\text{eff}} = 10.8 \cdot \sqrt{n \cdot \xi} \quad (8.2)$$

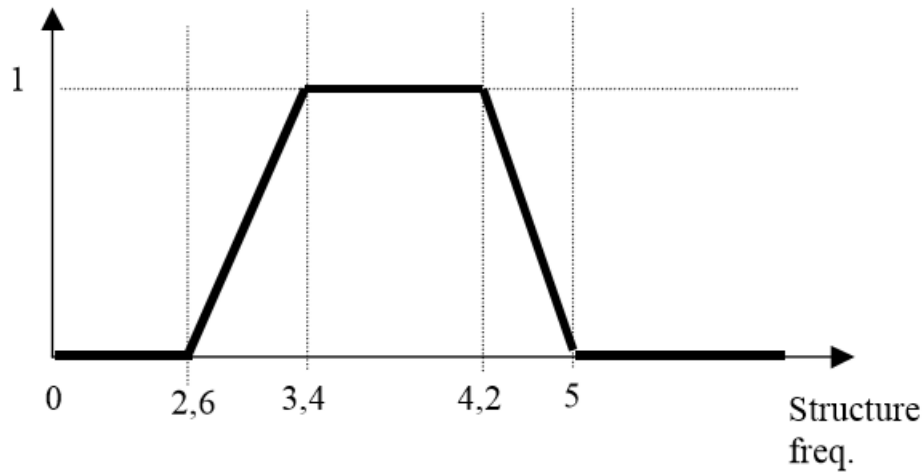
όπου,

ξ είναι ο λόγος απόσβεσης. Για γέφυρες με συγκολλητές συνδέσεις λαμβάνεται $\xi = 2\%$

Επομένως

$$n_{\text{eff}} = 10.8 \cdot \sqrt{153.3 \cdot 0.02} = 18.9 \text{ pedestrians}$$

Από το σχήμα 7.2 υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής ψ για την κατακόρυφη διεύθυνση συναρτήσει της ιδιοσυχνότητας $f_1 = 2.941 \text{ Hz}$:



Σχήμα 7.2: Μειωτικός συντελεστής ψ για την κατακόρυφη διεύθυνση

Για $f_1 = 2.941 \text{ Hz} \rightarrow \psi = 0.43$

Έχουμε πλέον όλα τα δεδομένα για να υπολογίσουμε το κατακόρυφο δυναμικό φορτίο χρησιμοποιώντας την εξίσωση (8.3):

$$P_{vert}(t) = d \cdot 70 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_1 \cdot t) \cdot 10.8 \cdot (\xi/n)^{1/2} \cdot \psi \quad (8.3)$$

Αντικαθιστώντας έχουμε,

$$P_{vert}(t) = 1.0 \cdot 70 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot 2.941 \cdot t) \cdot 10.8 \cdot (0.02/153.3)^{1/2} \cdot 0.43 = 3.71 \cdot \cos(5.88 \cdot \pi \cdot t) \frac{N}{m^2}$$

Πρόκειται για περιοδικό φορτίο με συχνότητα $5.88 \frac{rad}{sec}$ και μέγιστη τιμή $3.71 \frac{N}{m^2}$.

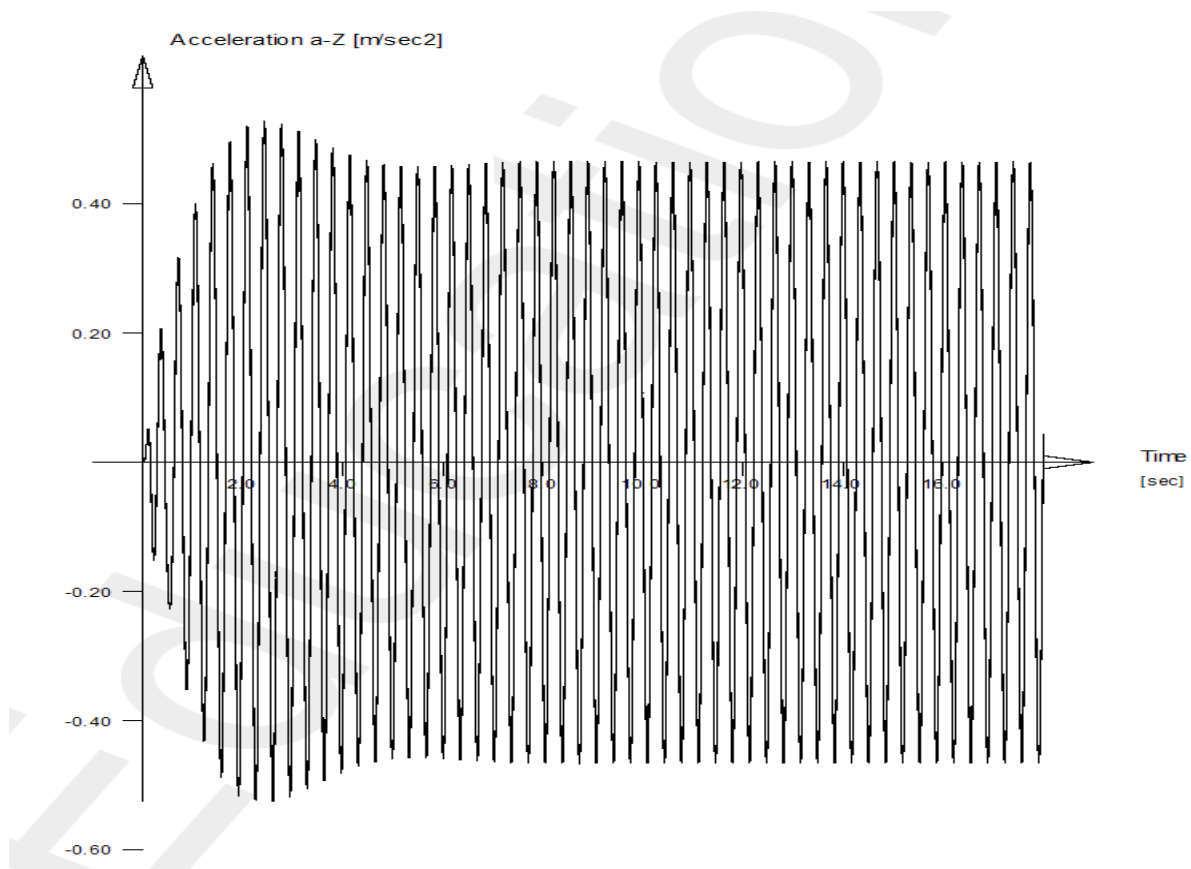
Το παραπάνω φορτίο μπορεί να προσομοιωθεί με το task Text Editor (interface for loads). Στο task Text Editor θα δώσουμε τις κατάλληλες εντολές με την βοήθεια των υποπρογραμμάτων Sofiloat, DYNA και DYNR. Μετά την εκτέλεση του task μπορούμε να δούμε την επιτάχυνση οποιουδήποτε σημείου στον φορέα ορίσουμε εμείς στο υποπρόγραμμα DYNA. Επιλέχθηκε ένα σημείο στο κέντρο του καταστρώματος (node 1347) η επιτάχυνση του οποίου φαίνεται παρακάτω.

```
+PROG SOFILOAD urs:31.1 $ Text Interface for Loads
  LC NO 33 FACT 1 TYPE NONE
  COPY NO 32 FACT 1
  FUNC T 0.3401 F 1 T1 0 TMIN 0 tmax 18
END

+PROG DYNA urs:8
  HEAD 1 persons/M^2
  ECHO OPT FULL
  PAGE LINE 99999
  CTRL OPT STYP VAL 3
  EIGE 20 TYPE REST LC 1001
  MODD D 0.04
  STEP N 18000 DT 0.001
  LC NO 33 FACT 1
  HIST TYPE A-z FROM 1004 LCST 104
  HIST TYPE A-z FROM 1347 LCST 102
END

+PROG DYNR usr:5 urs:26.2
  head RESULTS
  page lano 1
  HIST LCS 104 TYPE A-z NO1 1004
  HIST LCS 102 TYPE A-z NO1 1347
END
```

Σχήμα 7.3: Εντολές στο task Text Editor



Σχήμα 7.4: Μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση node 1347

Η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση προκύπτει 0.53 m/sec^2 όπως φαίνεται στο σχήμα 7.4. Από τον πίνακα 7.1 για τις κατακόρυφες επιταχύνσεις παρατηρούμε ότι η γέφυρα συμπεριφέρεται ικανοποιητικά υπό τα δυναμικά φορτία βαδίσματος των πεζών, καθώς οι επιταχύνσεις θα είναι ελάχιστα αισθητές.

8 Έλεγχος πυλώνα έναντι λυγισμού

8.1 Γενικά

Οι μεγάλες θλιπτικές τάσεις που αναπτύσσονται στον πυλώνα καθώς και η σχετικά μεγάλη λυγηρότητά του (μικρή διατομή σχετικά με το μήκος του) καθιστούν δυνατή την απώλεια της ευστάθειάς του, πριν την εξάντληση της αντοχής του. Υπάρχει δηλαδή περίπτωση να αποκτήσει δυνατότητα ισορρόπησης σε μια γειτονική θέση, πέραν της αρχικής του.

Λόγω της γεωμετρικής καμπυλότητας του πυλώνα και της μεταβλητότητας της διατομής του, χρησιμοποιήθηκε για τον έλεγχο έναντι λυγισμού η γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Δεν υπάρχει κίνδυνος και δεν ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού λόγω της κλειστής διατομής του.

8.2 Γενική μέθοδος για πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Ο πυλώνας επαρκεί έναντι λυγισμού σύμφωνα με την γενική μέθοδο εάν ισχύει η ανίσωση 8.1:

$$\frac{\chi_{op} \cdot a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (8.1)$$

Στην παραπάνω ανίσωση $a_{ult,k}$ είναι ο ελάχιστος μεγενθυντικός συντελεστής των φορτίων σχεδιασμού, ώστε να επιτευχθεί η χαρακτηριστική αντοχή της πλέον κρίσιμης διατομής του δομικού στοιχείου, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ο πλευρικός ή ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός. Λαμβάνονται υπόψη όλες οι επιδράσεις λόγω της εντός επιπέδου γεωμετρικής παραμόρφωσης του και των ατελειών, καθολικών και τοπικών.

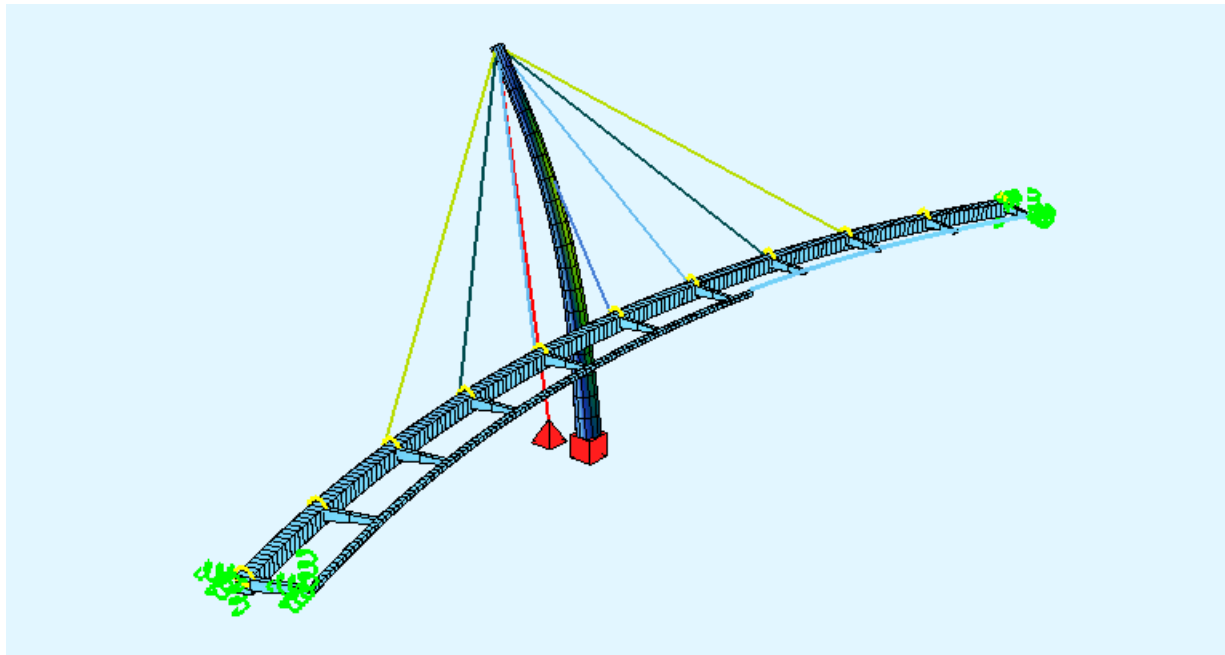
Ο μειωτικός συντελεστής για την ανηγμένη λυγηρότητα χ_{op} λαμβάνει υπόψη τον πλευρικό και τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Η ανοιγμένη λυγηρότητα προσδιορίζεται από την σχέση 8.2:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{cr,op}}} \quad (8.2)$$

όπου,

$a_{cr,op}$ είναι ο πολλαπλασιαστής φορτίων εντός επιπέδου για να επιτευχθεί η πρώτη ιδιομορφή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (κρίσιμος συντελεστής λυγισμού)

Η εύρεση του $a_{cr,op}$ γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα με την βοήθεια του task Buckling Eigenvalues Analysis. Σε αυτό το task εισάγουμε σαν κύρια φόρτιση (primary loadcase) εκείνη από την οποία προέκυψαν οι δυσμενέστερες τάσεις Von Mises και εκτελούμε την ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού. Το πρώτο αποτέλεσμα της ανάλυσης, που είναι συνήθως και το μικρότερο, είναι το ζητούμενο $a_{cr,op}$. Παρακάτω φαίνεται η πρώτη ιδιομορφή λυγισμού του πυλώνα με $a_{cr,op} = 10.32$.



Σχήμα 8.1: 1^η ιδιομορφή λυγισμού πυλώνα

Επειδή ισχύει $a_{cr,op} \geq 10$ μπορεί να γίνει γραμμική ανάλυση πρώτης τάξης. Προσδιορίζεται ο μεγενθυντικός συντελεστής $a_{ult,k}$ από την εξίσωση (8.3):

$$a_{ult,k} = \frac{\sigma_{yd}}{\sigma_{Ed}} = \frac{275}{143.4} = 1.9 \quad (8.3)$$

Στην συνέχεια προσδιορίζεται η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{op}$ από την εξίσωση (8.2):

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{1.9}{10.32}} = 0.43$$

Ο μειωτικός συντελεστής χ_{op} λαμβάνεται ως ακολούθως:

$$\chi_{op} = \min\{\chi | \chi_{LT}\} \quad (8.4)$$

όπου,

- χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για καμπτικό λυγισμό
- χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Λόγω της κοίλης κυκλικής (κλειστής) διατομής του, ο πυλώνας έχει μεγάλη δυστρεψία και δεν κινδυνεύει από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επομένως λαμβάνεται $\chi_{LT} = 1$. Για την εύρεση του χ υπολογίζουμε:

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{op} - 0.2) + \bar{\lambda}_{op}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.21 \cdot (0.43 - 0.2) + 0.43^2] = 0.62$$

όπου,

α είναι ο συντελεστής ατελειών (για κοίλες διατομές $\alpha = 0.21$)

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} = \frac{1}{0.62 + \sqrt{0.62^2 - 0.43^2}} = 0.94$$

Από την εξίσωση (8.4) προκύπτει:

$$\chi_{op} = \min\{0.94|1\} = 0.94$$

Ελέγχουμε εάν ικανοποιείται η ανίσωση (8.1):

$$\frac{\chi_{op} \cdot a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.94 \cdot 1.9}{1.1} = 1.62 \geq 1,0$$

Επομένως δεν υπάρχει κίνδυνος λυγισμού.

9 Εφέδρανα

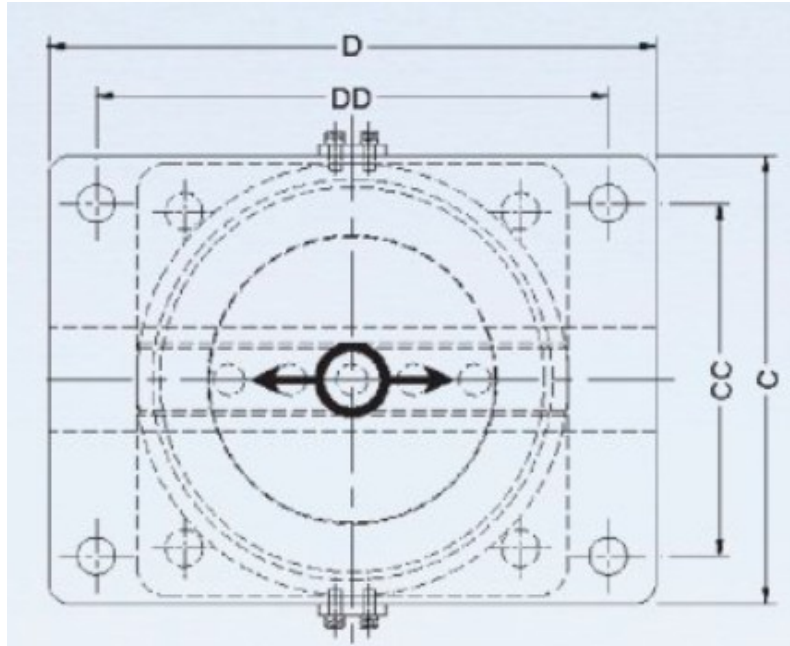
Τα εφέδρανα είναι μηχανικά στοιχεία με προορισμό να μεταφέρουν στα βάθρα τα φορτία, τα οποία επενεργούν στον φορέα της γέφυρας. Επιπλέον, παρέχουν την δυνατότητα σχετικών μετακινήσεων και στροφών στις θέσεις όπου τοποθετούνται. Τα φορτία που μεταβιβάζονται είναι κατακόρυφα και οριζόντια (διαμήκη ή εγκάρσια),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

Στην παρούσα διπλωματική μετά από αρκετές δοκιμές επιλέχθηκε ένα σύστημα κυλίσεων τα οποία επιτρέπουν την μετακίνηση κατά την μία οριζόντια διεύθυνση. Αυτά τοποθετήθηκαν στα άκρα της δευτερεύουσας και της κύριας δοκού και μεταφέρουν τα φορτία στα ακρόβαθρα. Στην δευτερεύουσα δοκό αναπτύσσονται και εφελκυστικές (uplift) δυνάμεις, οπότε απαιτείται η χρήση στηριζέων με ειδικό σύστημα αγκυρώσεων για να τις παραλάβουν.

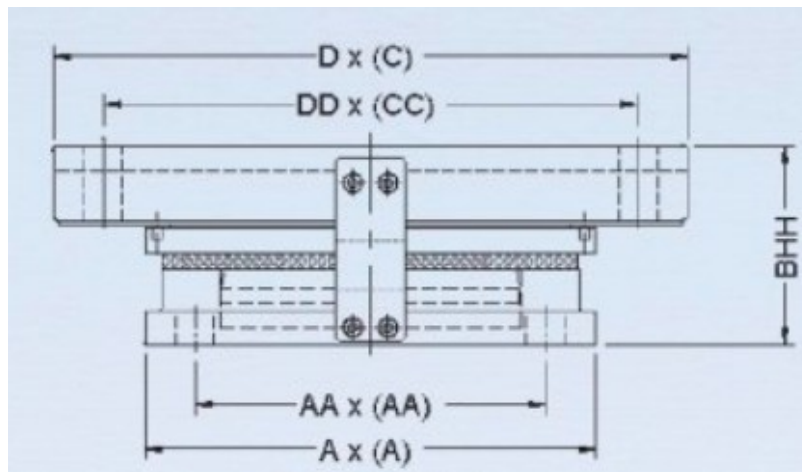
Επιλέχθηκαν εφέδρανα δοχείου (pot bearings) τα οποία έχουν την δυνατότητα μετακίνησης κατά την μία οριζόντια διεύθυνση από την εταιρεία GRANOR, η οποία δίνει και λύσεις στην περίπτωση εφελκυστικών (uplift) δυνάμεων. Στον πίνακα 9.1 φαίνονται τα εφέδρανα τύπου GUIDE SLIDE:

Πίνακας 9.1: Εφέδρανα τύπου GUIDE SLIDE της εταιρείας GRANOR

GRANOR® POT TYPE STRUCTURAL BEARINGS	SERVICEABILITY LIMIT STATE (SLS)		ULTIMATE LIMIT STATE (ULS)		ROT'N	SLIDE MOVEMENT (Standard) L = +/- 50 mm T = 0 mm		POT BEARING - BOTTOM PLATE OVERALL DIMENSIONS & BOLT CENTRES		POT BEARING - TOP SLIDE PLATE OVERALL DIMENSIONS & BOLT CENTRES				ATTACH'T BOLT DETAIL	BRG HEIGHT	BRG WEIGHT
	Vmax kN	Hmax kN	V'max kN	H'max kN		Rads	Long't +/- mm From Neutral	T'verse +/- mm From Neutral	Bottom Plate Square A x A mm	Bottom Plate Bolt Centres Square AA x AA mm	Slide Plate Width C mm	Slide Plate Length D mm	Top Bolt Ctrs Width CC mm			
GPGS(10)-300-0/50	300	30	450	45	0.02	50	0	160 160	125 125	160	270	125	235	M12	91	21
GPGS(10)-500-0/50	500	50	750	75	0.02	50	0	180 180	145 145	190	300	155	265	M12	95	30
GPGS(10)-750-0/50	750	75	1,125	113	0.02	50	0	220 220	185 185	230	340	195	305	M12	99	43
GPGS(10)-1000-0/50	1,000	100	1,500	150	0.02	50	0	250 250	215 215	250	360	215	325	M12	104	50
GPGS(10)-1250-0/50	1,250	125	1,875	188	0.02	50	0	280 280	230 230	280	385	230	335	M16	113	77
GPGS(10)-1500-0/50	1,500	150	2,250	225	0.02	50	0	310 310	260 260	310	405	260	355	M16	115	87
GPGS(10)-1750-0/50	1,750	175	2,625	263	0.02	50	0	335 335	285 285	335	430	285	380	M16	126	111
GPGS(10)-2000-0/50	2,000	200	3,000	300	0.02	50	0	355 355	305 305	355	455	305	405	M16	131	124
GPGS(10)-2250-0/50	2,250	225	3,375	338	0.02	50	0	380 380	320 320	380	465	320	405	M20	131	147
GPGS(10)-2500-0/50	2,500	250	3,750	375	0.02	50	0	400 400	340 340	400	480	340	420	M20	140	173
GPGS(10)-2750-0/50	2,750	275	4,125	413	0.02	50	0	420 420	360 360	420	495	360	435	M20	148	196
GPGS(10)-3000-0/50	3,000	300	4,500	450	0.02	50	0	440 440	380 380	440	510	380	450	M20	144	205
GPGS(10)-3500-0/50	3,500	350	5,250	525	0.02	50	0	470 470	400 400	470	540	400	470	M24	152	258
GPGS(10)-4000-0/50	4,000	400	6,000	600	0.02	50	0	505 505	435 435	505	565	435	495	M24	163	305
GPGS(10)-4500-0/50	4,500	450	6,750	675	0.02	50	0	535 535	465 465	535	590	465	520	M24	165	347
GPGS(10)-5000-0/50	5,000	500	7,500	750	0.02	50	0	565 565	475 475	565	615	475	525	M30	179	436
GPGS(10)-5500-0/50	5,500	550	8,250	825	0.02	50	0	590 590	500 500	590	640	500	550	M30	182	480
GPGS(10)-6000-0/50	6,000	600	9,000	900	0.02	50	0	620 620	530 530	620	660	530	570	M30	185	518
GPGS(10)-6500-0/50	6,500	650	9,750	975	0.015	50	0	645 645	555 555	645	680	555	590	M30	185	572
GPGS(10)-7000-0/50	7,000	700	10,500	1,050	0.015	50	0	665 665	575 575	665	705	575	615	M30	187	614
GPGS(10)-7500-0/50	7,500	750	11,250	1,125	0.015	50	0	695 695	605 605	695	720	605	630	M30	194	678
GPGS(10)-8000-0/50	8,000	800	12,000	1,200	0.015	50	0	715 715	605 605	715	740	605	630	M36	194	746
GPGS(10)-8500-0/50	8,500	850	12,750	1,275	0.015	50	0	735 735	625 625	735	755	625	645	M36	196	795
GPGS(10)-9000-0/50	9,000	900	13,500	1,350	0.015	50	0	755 755	645 645	755	770	645	660	M36	209	881
GPGS(10)-9500-0/50	9,500	950	14,250	1,425	0.015	50	0	780 780	670 670	780	790	670	670	M36	211	929
GPGS(10)-10000-0/50	10,000	1,000	15,000	1,500	0.015	50	0	800 800	690 690	800	820	690	710	M36	222	1,028



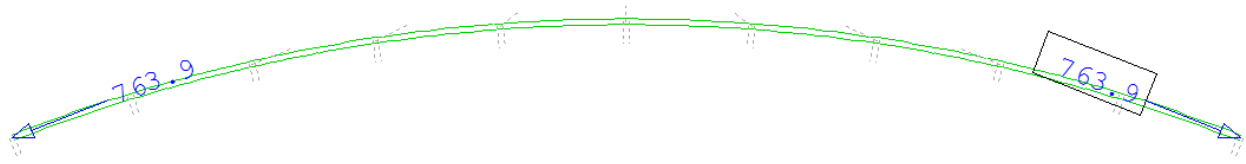
Σχήμα 9.1: Κάτοψη εφεδράνου GUIDE SLIDE



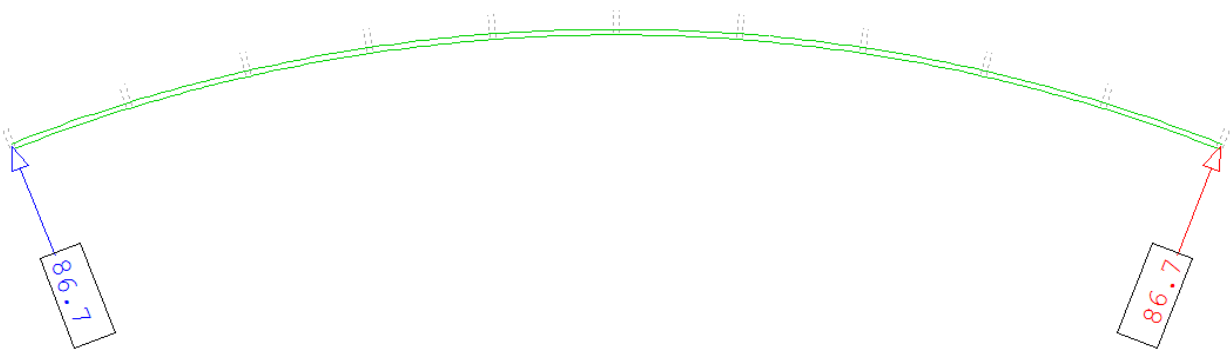
Σχήμα 9.2: Όψη εφεδράνου GUIDE SLIDE

Στην κύρια δοκό θα τοποθετηθούν τα εφέδρανα ώστε να επιτρέπεται η μετακίνηση κατά την εγκάρσια διεύθυνση, ενώ στην δευτερεύουσα δοκό θα τοποθετηθούν τα εφέδρανα έτσι ώστε να επιτρέπεται η μετακίνηση κατά την διαμήκη διεύθυνση. Με αυτόν τον τρόπο θα παραληφθεί το μεγαλύτερο μέρος των φορτίων από την κύρια δοκό. Θα τοποθετηθεί ένα εφέδρανο μεγάλων διαστάσεων στην κύρια δοκό και ενός μικρότερου στην δευτερεύουσα που έχει μικρότερες

διαστάσεις. Οι δυσμενέστερες δυνάμεις των στηρίξεων είναι οι οριζόντιες. Αυτές προέκυψαν από την οριακή κατάσταση αστοχίας και φαίνονται στα σχήματα 9.3 και 9.4.



Σχήμα 9.3: Μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις στηρίξεων στην κύρια δοκό



Σχήμα 9.4: Μέγιστες οριζόντιες δυνάμεις στηρίξεων στην δευτερεύουσα δοκό

Θα χρησιμοποιηθούν σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα τα κατάλληλα εφέδρανα για την ανάληψη των δυνάμεων από τον πίνακα 9.1:

GPGS(10)-5500-0/50 → τοποθετούνται στα άκρα της κύριας δοκού

GPGS(10)-750-0/50 → τοποθετούνται στα άκρα της δευτερεύουσας δοκού

10 Συνδέσεις

10.1 Συγκολλήσεις

Συγκόλληση είναι η διαδικασία της μόνιμης τοπικής ένωσης μεταλλικών μερών σε ημιτετηγμένη μορφή με εφαρμογή πίεσης ή την ένωση των τμημάτων σε κατάσταση τήξης. Έτσι εξασφαλίζεται η μονολιθικότητα μεταξύ των συνδεόμενων τμημάτων. Είναι ο φθηνότερος και πλατύτερα χρησιμοποιούμενος τρόπος σύνδεσης στις κατασκευές.

Πριν αρχίσουμε οποιαδήποτε εργασία συγκόλλησης μεταλλικών τεμαχίων, θα πρέπει πρώτα να κάνουμε αναγνώριση του είδους του μετάλλου, από το οποίο είναι κατασκευασμένα τα μεταλλικά τεμάχια (χάλυβας, μπρούτζος, αλουμίνιο κτλ.). Κατόπιν, μετρούμε με ένα παχύμετρο το πάχος των τεμαχίων που θα συγκολληθούν, για να αποφασίσουμε το είδος της συναρμογής (ραφής) και την απαραίτητη προετοιμασία των άκρων τους. Τέλος, αποφασίζουμε για τη μέθοδο της συγκόλλησης που θα εφαρμόσουμε (οξυγονοκόλληση, ηλεκτροσυγκόλληση).

10.1.1 Επιλογή τύπου συγκόλλησης

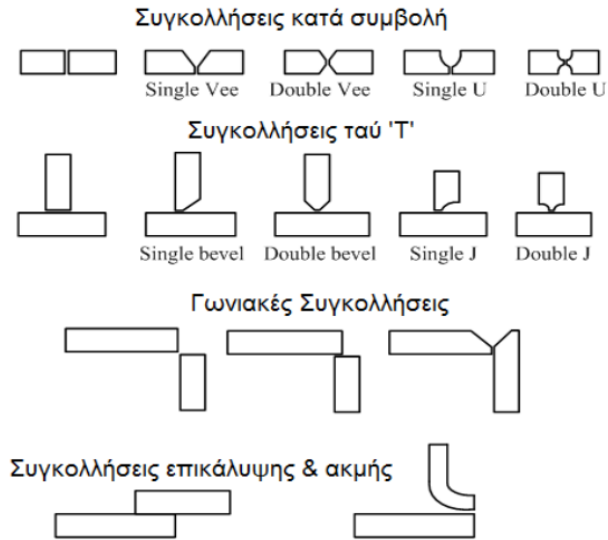
Υπάρχουν διάφορα είδη συγκολλήσεων (εσωραφές, εξωραφές, ψευδοεσωραφές κ.α) από τις οποίες πρέπει να επιλέγεται σε κάθε περίπτωση η κατάλληλη. Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε οι συγκολλήσεις να είναι εσωραφές πλήρους διείσδυσης.

Εσωραφές πλήρους διείσδυσης ονομάζονται αυτές των οποίων το πάχος είναι ίσο με το πάχος των συνδεόμενων ελασμάτων, αφού η συγκόλληση τα διαπερνά πλήρως και προκαλεί τήξη του αναλώσιμου και του μητρικού μετάλλου. Η αντοχή σχεδιασμού λαμβάνεται ίση με την αντοχή σχεδιασμού του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέρη.

Για την πραγματοποίηση εσωραφών απαιτείται προηγουμένως μία προετοιμασία των επιφανειών σύνδεσης. Πρέπει πρώτα να διαμορφωθούν τα άκρα των τεμαχίων συγκόλλησης (λοξοτόμηση) για να εισχωρήσει το υλικό συγκόλλησης σε όλο το πλάτος τους. Για ελάσματα διαφορετικού πάχους πρέπει να γίνει κατάλληλη προετοιμασία του παχύτερου ελάσματος, ώστε στον αρμό και τα δύο ελάσματα να έχουν το ίδιο πάχος. Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται τα βασικότερα είδη λοξοτόμησης και συγκολλήσεων με τους συμβολισμούς τους:

Γωνιακή συγκόλληση	Επικάλυψης ή εισδοχής	Σημειακή συγκόλληση	Συγκόλληση Συρραφής	Συγκόλληση ράχης	Τήξη σε όλο το πλάτος	Συγκόλληση επιφανειακή	Φλάντζας	
							Άκρο	Γωνίας
Συγκόλληση συμβολής ή αύλακας								
Τετράγωνη	Συγκ. V	Κωνική	Συγκ. U	Συγκ. J	Φλόγα V	Φλόγα κωνική		
Βασικοί συμβολισμοί συγκολλήσεων τόξου ή αερίων								
Περιφερειακή συγκόλληση	Σημαία προς την ουρά, πεδίο συγκόλλησης	Περίγραμμα						
		Επίπεδο	Κυρτό	Κοίλο				

Σχήμα 10.1: Συμβολισμοί συγκολλήσεων



Σχήμα 10.2: Διαμόρφωση άκρων για συγκόλληση

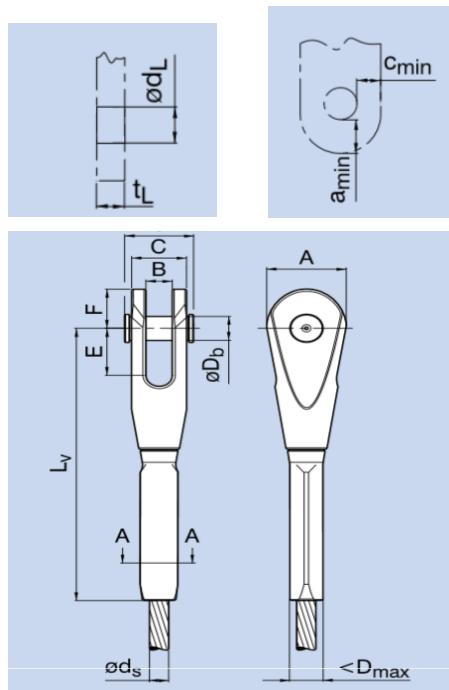
Για την σύνδεση των ελασμάτων της κύριας δοκού, της δευτερεύουσας δοκού και των διαδοκίδων, επιλέχθηκε λόγω της κοίλης διατομής τους (πραγματοποίηση συγκόλλησης μόνο από την μία πλευρά) γωνιακή συγκόλληση τύπου V. Για την σύνδεση των διαδοκίδων με την κύρια και δευτερεύουσα δοκό επιλέχθηκε συγκόλληση 'T' κωνική (single bevel). Για την αποκατάσταση της συνέχειας της κύριας και δευτερεύουσας δοκού κατά την φάση ανέγερσης επιλέχθηκε συγκόλληση κατά συμβολή τύπου V (single vee).

10.2 Συνδέσεις καλωδίων

Η σύνδεση των καλωδίων στο κατάστρωμα και στον πυλώνα θα γίνει με την χρήση πείρων και ελασμάτων. Στο EN 1993-1-8 δίνονται οδηγίες για το σχεδιασμό τέτοιων συνδέσεων. Στην παρούσα εργασία επιλέγονται οι έτοιμες συνδέσεις που αντιστοιχούν στις διατομές των καλωδίων που επιλέχθηκαν από την εταιρεία PFEIFER.

Πίνακας 10.1: Κοχλιωτές συνδέσεις από την εταιρεία PFEIFER

	A	B	C	D _{max} *	D _b	E	F	G	~L _v *	d _L	t _L	a _{min}	c _{min}	kg	d _s
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm
PG 5	33	12,5	25	16	12	24	20	37	135	13	10	14	10	0,4	8,1
PG 10	42	14,5	30	20	15	29	25	41	167	16	12	17	12	0,6	10,1
PG 15	51	17,5	37	25	19	35	30	48	200	20	15	22	15	1,2	12,2
PG 20	60	20,5	42	30	22	41	35	55	234	23	18	25	17	1,8	14,1
PG 25	70	22,5	49	34	25	48	40	62	276	27	20	29	20	2,9	17,0
PG 40	84	28,0	59	40	30	59	49	74	335	32	25	34	24	4,8	20,1
PG 55	102	28,0	70	49	33	66	60	86	403	35	25	41	30	9,1	24,4
PG 75	118	33,0	82	57	40	77	69	98	471	42	30	48	34	14,1	28,3
PG 90	127	38,0	87	64	45	84	74	107	514	47	35	51	36	18,0	31,3
PG 125	150	49,0	105	71	55	102	89	125	604	57	45	63	44	28,2	36,3



Σχήμα 10.3: Μορφή κοχλιωτής σύνδεσης

Από τον παραπάνω πίνακα επιλέγεται σύνδεση PG 125 για το καλώδιο αγκύρωσης και PG 55 για τα καλώδια που συνδέουν το κατάστρωμα με τον πυλώνα. Παρακάτω γίνεται ο έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας. Η μέγιστη αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στο καλώδιο αγκύρωσης είναι 698,3 kN και στο μεσαίο καλώδιο αγκύρωσης 436.8 kN. Για τα ελάσματα επιλέγεται ποιότητα χάλυβα S355, ενώ οι διαστάσεις των ελασμάτων φαίνονται στον πίνακα 10.1.

$$F_{b,rd} = 1.5 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1.5 \cdot 0.045 \cdot 0.055 \cdot \frac{355000}{1} = 1187.9 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 689.3 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 1.5 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1.5 \cdot 0.033 \cdot 0.025 \cdot \frac{355000}{1} = 439.3 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 436.8 \text{ kN}$$

Για αντικαταστάσιμους πείρους πρέπει επιπλέον να ισχύει η επόμενη ανίσωση. Η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στην Ο.Κ.Λ στο καλώδιο αγκύρωσης είναι 389 kN και στο μεσαίο καλώδιο προέντασης 153.8 kN.

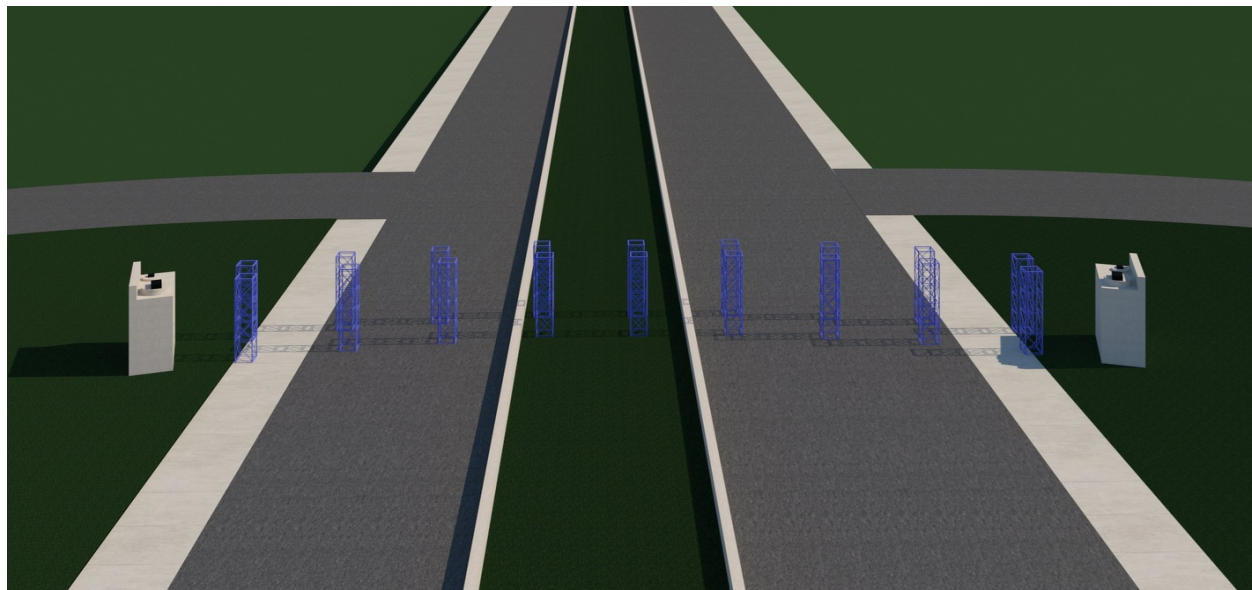
$$F_{b,rd} = 0.6 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.6 \cdot 0.045 \cdot 0.055 \cdot \frac{355000}{1} = 527.2 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 389 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 1.5 \cdot t \cdot d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1.5 \cdot 0.033 \cdot 0.025 \cdot \frac{355000}{1} = 175.7 \text{ kN} \geq F_{Ed} = 153.8 \text{ kN}$$

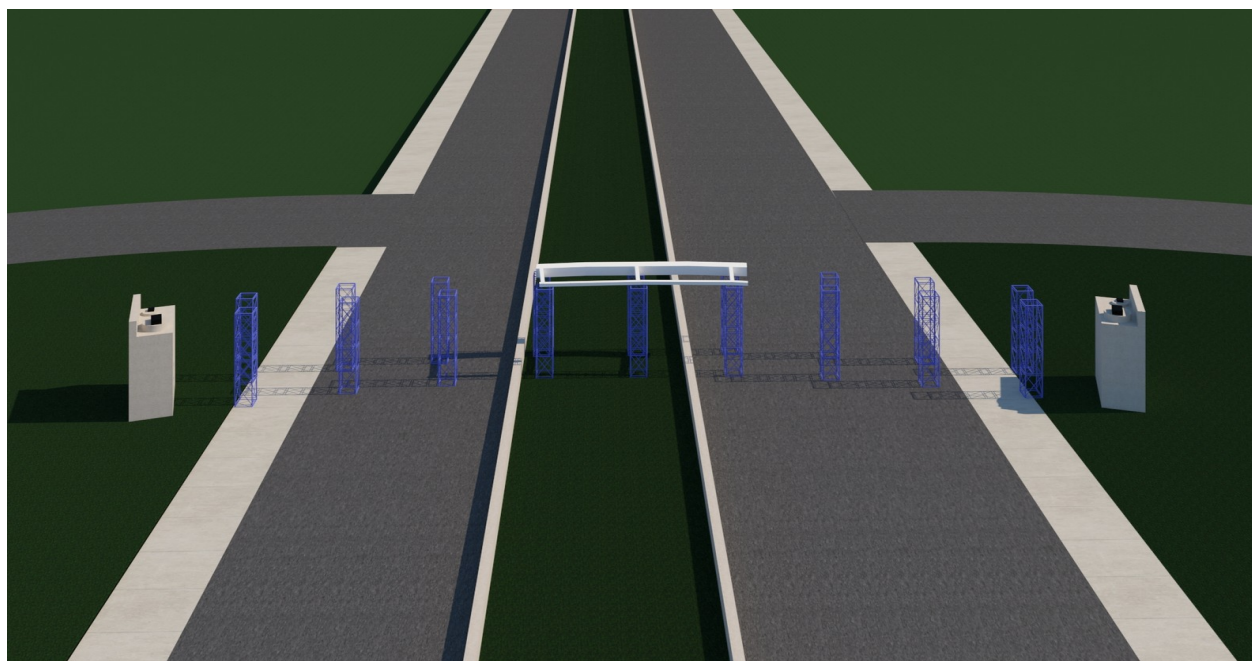
Οι έλεγχοι ικανοποιούνται, επομένως το πάχος και η ποιότητα χάλυβα των ελασμάτων επαρκούν.

11 Ανέγερση

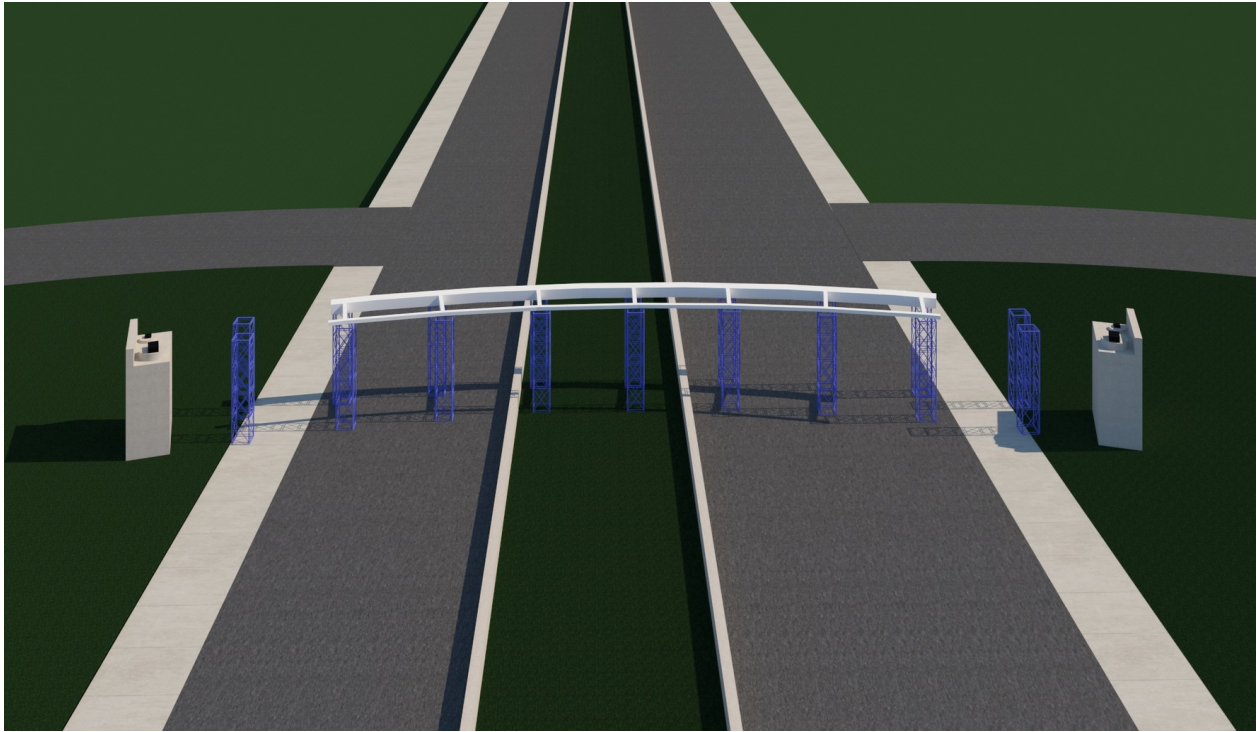
Η ανέγερση θα πραγματοποιηθεί με συνεχή υποστύλωση, χρησιμοποιώντας ικριώματα σαν προσωρινές στηρίξεις. Στην πλατεία όπου θα λάβει χώρα το έργο υπάρχει επαρκής χώρος για την κατασκευή παρακάμψεων για την αποφυγή κυκλοφοριακής συμφόρησης στα δύο ρεύματα της παραλιακής. Στα επόμενα σχήματα φαίνονται τα στάδια της ανέγερσης.



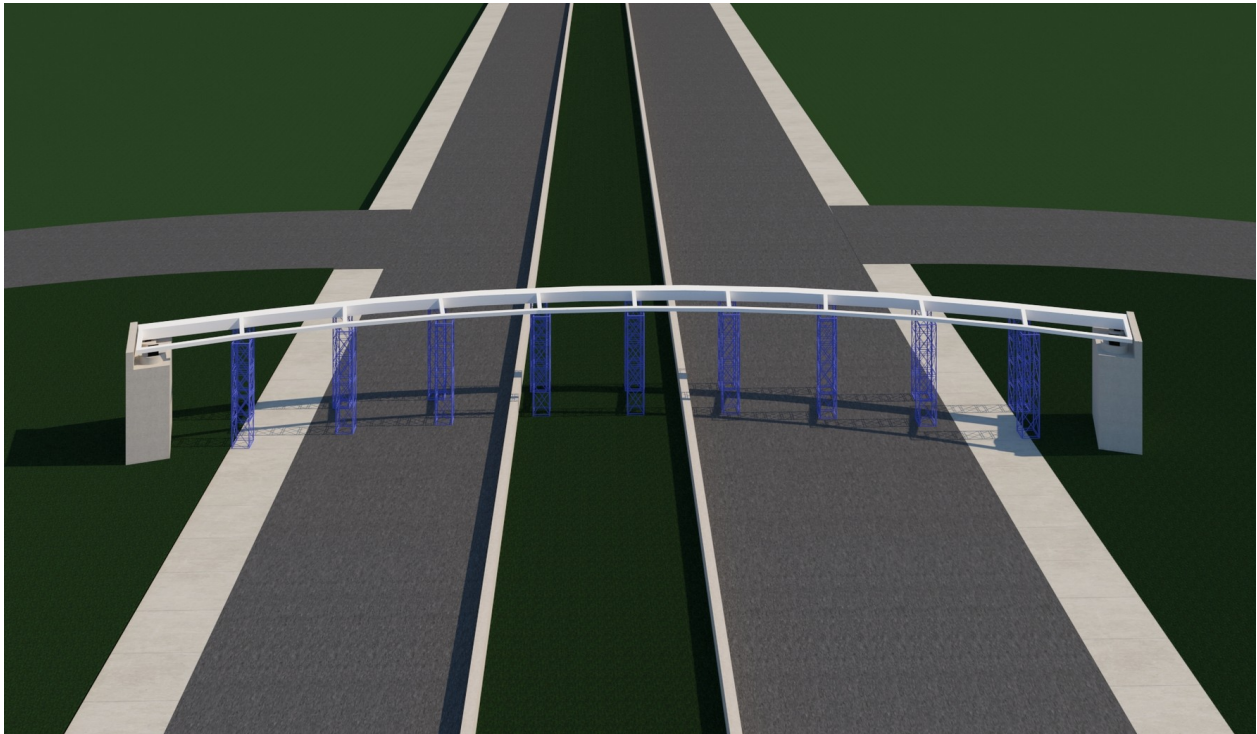
Σχήμα 11.1: Κατασκευή ακροβάθρων και τοποθέτηση ικριωμάτων



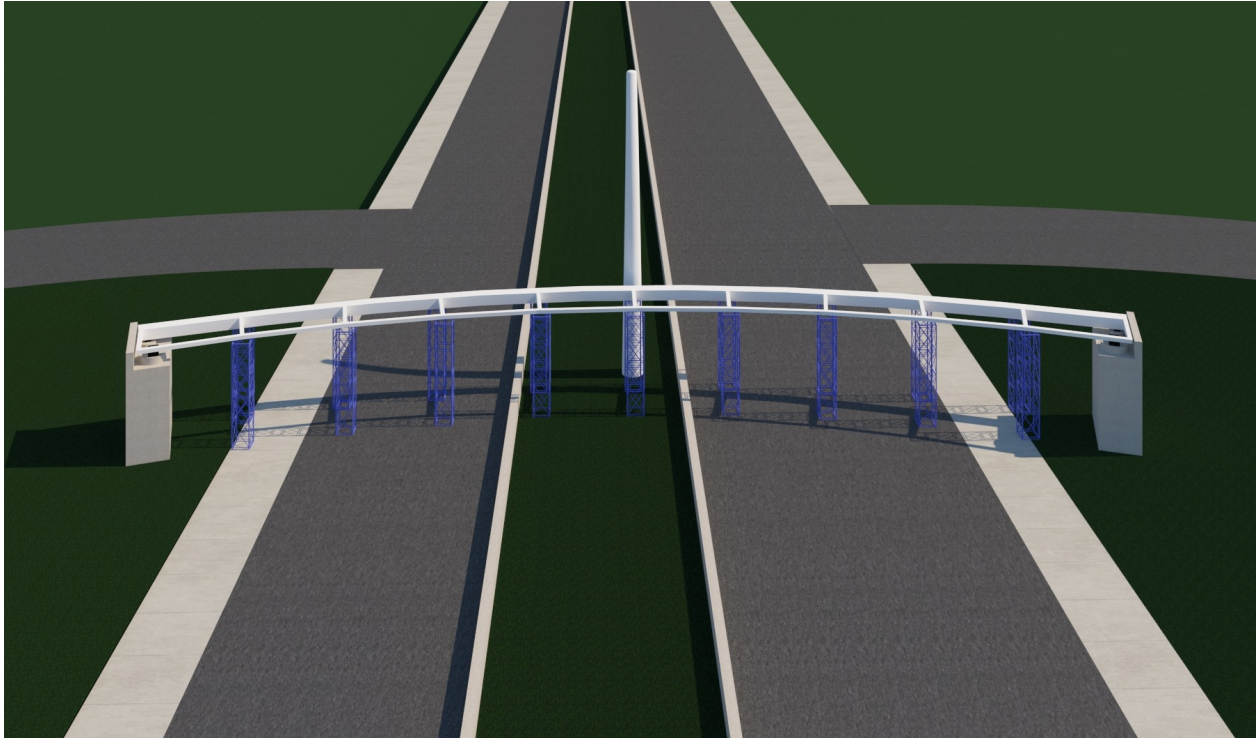
Σχήμα 11.2: Τοποθέτηση και συγκόλληση των στοιχείων της γέφυρας



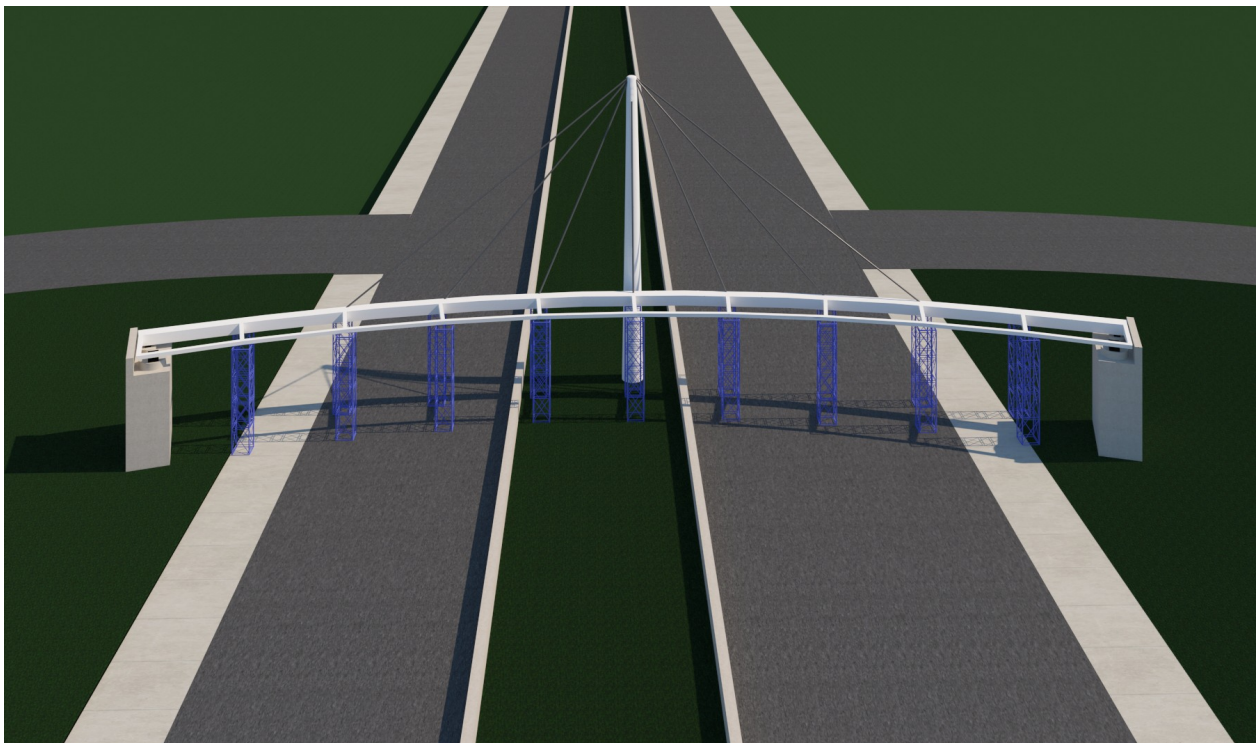
Σχήμα 11.3: Τοποθέτηση και συγκόλληση των στοιχείων της γέφυρας



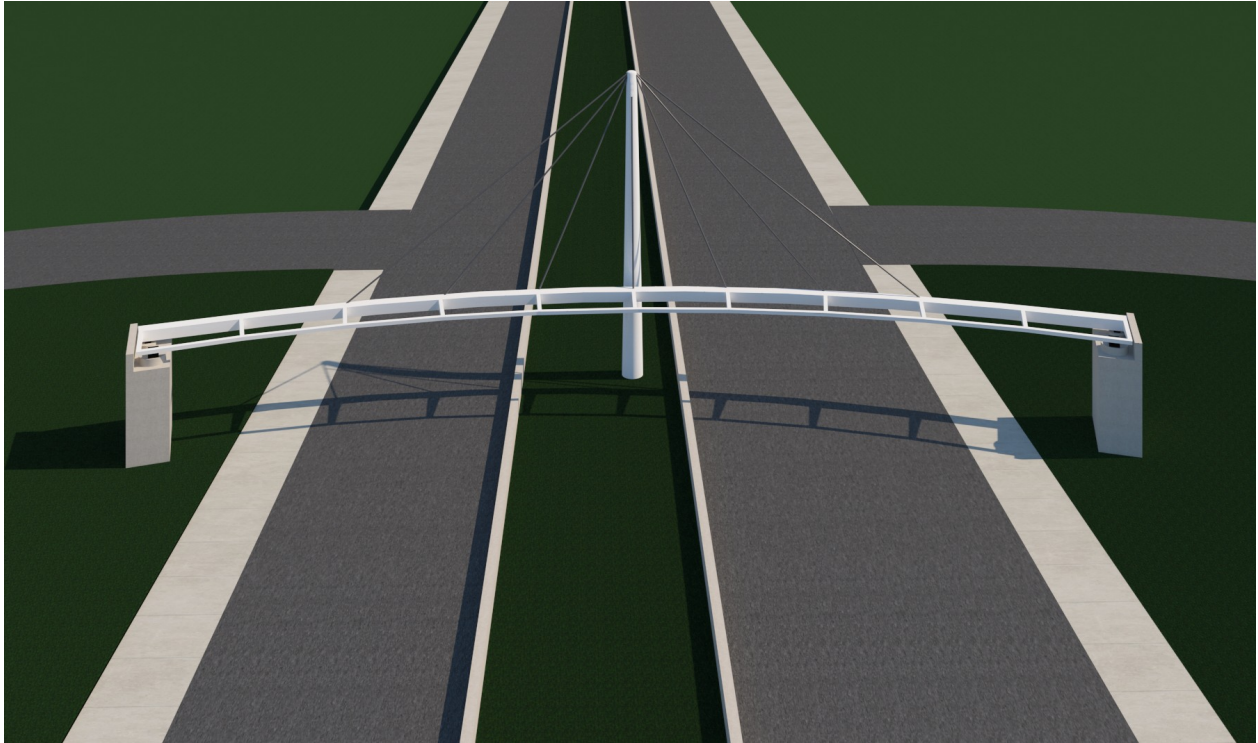
Σχήμα 11.4: Τοποθέτηση και συγκόλληση των στοιχείων της γέφυρας



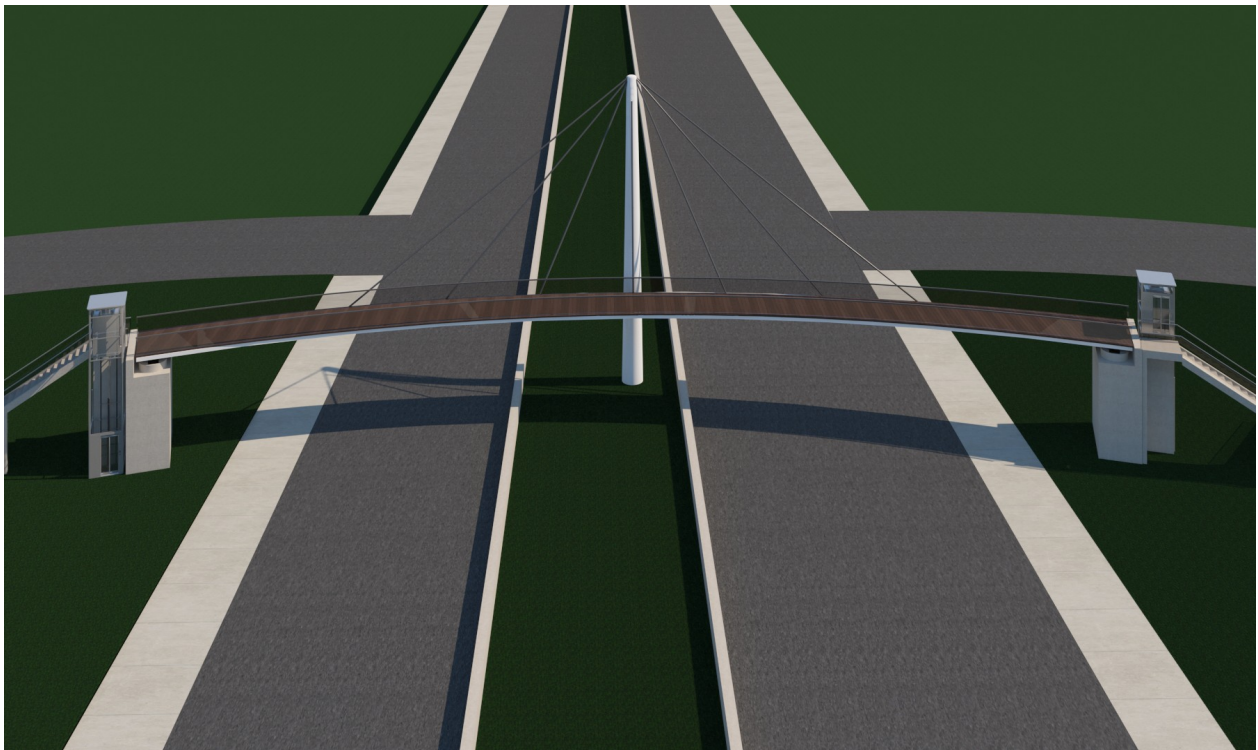
Σχήμα 11.5: Τοποθέτηση πυλώνα



Σχήμα 11.6: Σύνδεση καταστρώματος και πυλώνα με καλώδια



Σχήμα 11.7: Αφαίρεση κριωμάτων



Σχήμα 11.8: Τοποθέτηση καταστρώματος

12 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Ερμόπουλος Ι., (2008). «Σιδηρές και Σύμμικτες Γέφυρες (2η έκδοση)», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι., (2005). «Ευρωκώδικας 1, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Κατσιαδέλης Ι., (2012). «Δυναμική ανάλυση των κατασκευών θεωρία και εφαρμογές», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.
6. Μιχάλτσος Γ., (2005). «Προβλήματα δυναμικής των σιδηρών γεφυρών», Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
7. Chorpa A., (2010). «Δυναμική των κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
8. Svensson H., (2012). «CABLE-STAYED BRIDGES 40 Years of Experience Worldwide», Publisher Ernst & Sohn.
9. Technical Department for Transport, Roads and Bridges Engineering and Road Safety (Service d'études techniques des routes et autoroutes - Sétra), (2006). «Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading», Publisher SETRA
10. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
11. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
12. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
13. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
14. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
15. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
16. EN1993-1-5: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα: Μέρος 1.5: Μέλη από επίπεδα ελάσματα, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
17. EN1993-1-8: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα: Μέρος 1.8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
18. EN1993-1-11: Eurocode 3: Design of steel structures: Part 1.11: Design of structures with tension components, CEN, Brussels, February 2003.
19. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
20. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
21. EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005.

