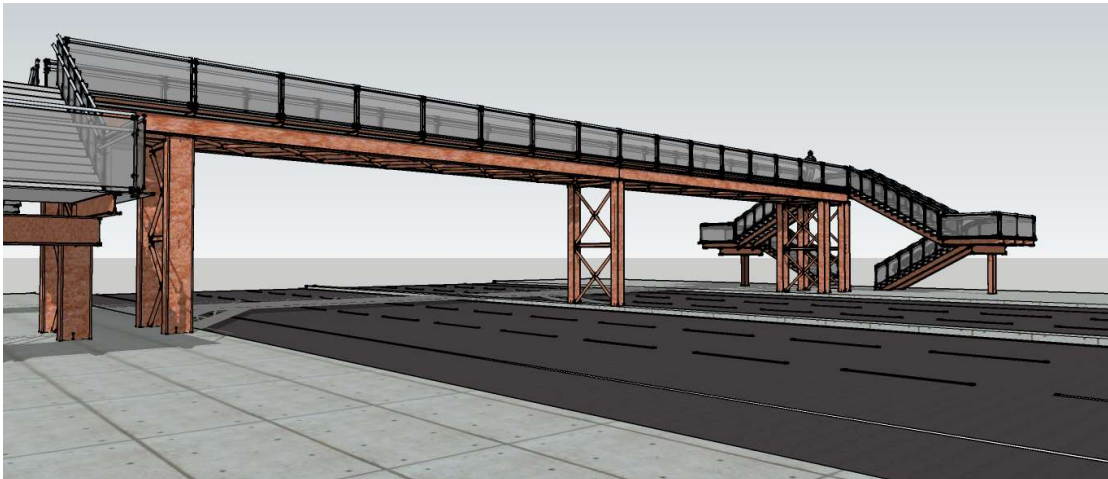




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Μεταλλικής Πεζογέφυρας



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Παναγιώτης Ι. Σκούρας

Επιβλέπων: κ. Ιωάννης Βάγιας, καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Οκτώβριος 2018
ΕΜΚ ΜΕ 2018/17

Σκούρας Π. Ι. (2018).
Σχεδιασμός μεταλλικής πεζογέφυρας
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2018/17
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Skouras P. I. (2018).
Design of steel footbridge
Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2018/17
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Copyright © Σκούρας Ι. Παναγιώτης, 2018
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς το συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Skouras I. Panagiotis, 2018
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purpose must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organization (L. 5343/1932, art. 202).

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	7
Abstract.....	8
Ευχαριστίες.....	9
1 Εισαγωγή	11
1.1 Γενικά.....	11
1.2 Παρουσίαση του προγράμματος SAP2000.....	13
2 Περιγραφή της πεζογέφυρας.....	15
2.1 Αρχιτεκτονικά	15
2.2 Στατικά.....	17
2.3 Δομικά μέρη γεφυρών.....	18
3 Υλικά και φορτίσεις.....	21
3.1 Υλικά κατασκευής	21
3.2 Φορτίσεις.....	21
3.2.1 Μόνιμα φορτία	22
3.2.2 Φορτία κυκλοφορίας	23
3.2.3 Φορτία χιονιού.....	25
3.2.4 Φορτία ανέμου.....	27
3.2.5 Θερμοκρασιακές μεταβολές.....	33
3.2.6 Σεισμικές δράσεις.....	37
4 Συνδυασμοί δράσεων.....	43
4.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας	43
4.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	45
5 Διαστασιολόγηση.....	47
5.1 Κατάστρωμα.....	47
5.2 Ακρόβαθρα.....	48
5.3 Μεσόβαθρο	49
6 Κατασκευή - Ανέγερση.....	51
6.1 Εισαγωγή.....	51
6.2 Κατασκευή	51
7 Έλεγχος διατομών.....	57
7.1 Παρουσίαση διατομών	57
7.2 Κατηγοριοποίηση διατομών.....	59
7.3 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας	63
7.3.1 Για τη πεζογέφυρα με ολόσωμες δοκούς:	64
7.3.2 Για τη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 2.00m$:	65
7.3.3 Για τη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.50m$:	68
7.3.4 Για τη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.00m$:	70

7.4	Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	71
8	Συνδέσεις	73
8.1	Γενικά.....	73
8.2	Συνδέσεις τμημάτων καταστρώματος.....	74
8.2.1	Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας.....	74
8.2.2	Σύνδεση μελών δικτύματος	75
8.2.3	Σύνδεση διαδοκίδας – κύριας δοκού	76
8.2.4	Σύνδεση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας.....	76
8.3	Σύνδεση καταστρώματος με βάρθρα	77
9	Έλεγχος δυναμικής απόκρισης	79
9.1	Δυναμική απόκριση των κατασκευών	79
9.2	Μελέτη δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας.....	79
10	Σύγκριση αποτελεσμάτων.....	83
10.1	Σύγκριση μάζας της κατασκευής	83
10.2	Σύγκριση εντατικών μεγεθών	86
10.3	Σύγκριση ιδιομορφών	89
10.4	Σύγκριση κόστους	90
11	Βιβλιογραφία	93
12	Παράρτημα.....	95
12.1	Περιεχόμενα διαγραμμάτων.....	95
12.2	Περιεχόμενα εικόνων	95
12.3	Περιεχόμενα πινάκων.....	97

Σχεδιασμός μεταλλικής πεζογέφυρας

Σκούρας Π. Ι. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας αποτελεί η μελέτη του φορέα μιας πεζογέφυρας με δύο εναλλακτικές περιπτώσεις. Στη πρώτη περίπτωση σχεδιάζεται και διαστασιολογείται η πεζογέφυρα με ολόσωμες δοκούς, ενώ στη δεύτερη περίπτωση με δικτυωτές δοκούς. Στην περίπτωση της πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς το ύψος του δικτυώματος δεν είναι δεδομένο αλλά γίνεται μελέτη με τρία διαφορετικά ύψη.

Αρχικά, παρουσιάζεται μια εισαγωγή στις μεταλλικές γέφυρες και μια σύντομη περιγραφή του προγράμματος προσομοίωσης (SAP2000) με το οποίο έγιναν οι αναλύσεις, η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την μόρφωση του προσομοιώματος.

Στη συνέχεια γίνεται μία σύντομη περιγραφή της πεζογέφυρας, όπου παρουσιάζονται το στατικό της προσομοίωμα, τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά και τα δομικά υλικά που χρησιμοποιούνται. Ύστερα περιγράφονται αναλυτικά οι φορτίσεις και οι σεισμικές δράσεις που εφαρμόζονται στην πεζογέφυρα, με βάση τους Ευρωκώδικες. Παρουσιάζονται επίσης οι οριακές καταστάσεις και οι συνδυασμοί των δράσεων, με βάση τους οποίους γίνεται ο έλεγχος επάρκειας των διατομών της γέφυρας.

Κατόπιν, πραγματοποιείται διαστασιολόγηση των επιμέρους στοιχείων της γέφυρας, περιγραφή των φάσεων ανέγερσης και τέλος έλεγχος των μελών στις οριακές καταστάσεις. Ακολουθεί περιγραφή και αναπαράσταση των συνδέσεων και γίνεται μελέτη της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας.

Στο τελευταίο κεφάλαιο γίνεται σύγκριση μεταξύ των εναλλακτικών περιπτώσεων πεζογέφυρας που μελετήθηκαν.

Για την μελέτη χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000, ενώ τα σχέδια, οι μορφοποιήσεις των φωτογραφιών και η ρεαλιστική απεικόνιση του έργου έγιναν με χρήση των προγραμμάτων AutoCAD και SketchUp.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ME 2018/17

Design of steel footbridge

Skouras P. I. (supervised by Vayas I.)

Abstract

Subject of the present dissertation is the study of a footbridge with two alternative cases. In the first case the footbridge is designed with hollow beams, while in the second case with trussed beams. In the case of footbridge with the trussed beams the height of the truss is not be given, but a study of three different heights is made.

To begin with, there is an introduction to metal bridges and a brief presentation of the simulation program (SAP2000) used to carry out my analyses, the procedure followed to form the simulant.

What follows is a description of the bridge with reference to its static simulant, the geometrical characteristics and the building materials to be used. I then analytically refer to the loads and the seismic strains, in accordance to the Eurocodes. A presentation of the extreme condition and the combinations of acting loads on which the efficiency control of the section of the bridge is based follows.

Then the particular elements of the bridge are dimensioned, the various stages of the construction are described as well as the examining if its parts under extreme conditions. Following is a description of the elements' connections and a study of the dynamic response of the footbridge.

The last chapter compares the alternative footbridge cases that have been studied in the present dissertation.

The SAP2000 was used to carry out the study and the AutoCAD and SketchUp programs to design, formulate the photographs and realistically depict the structure.

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας τη μεταπτυχιακή μου εργασία, θα ήθελα να ευχαριστήσω όσους με βοήθησαν και με στήριξαν.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της μεταπτυχιακής μου εργασίας, κύριο Ιωάννη Βάγια για την ανάθεση του συγκεκριμένου θέματος αλλά και για τη συνεχή καθοδήγησή του.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους διδακτορικούς φοιτητές του εργαστηρίου για το χρόνο που μου αφιέρωσαν και για την πολύτιμη βοήθειά τους.

Τέλος, ευχαριστώ την οικογένειά μου για τη συνεχή συμπαράσταση και υποστήριξή της στη μέχρι τώρα πορεία μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Γέφυρα είναι μια κατασκευή που έχει σκοπό τη συνέχεια μιας γραμμής επικοινωνίας, όπως μιας οδού (οδική γέφυρα), ενός σιδηροδρόμου, μιας ροής πεζών ή ενός αγωγού, πάνω από ένα εμπόδιο. Τα συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι ποτάμια ή γενικότερα υδάτινες επιφάνειες, άλλοι συγκοινωνιακοί άξονες, τεχνητές υδάτινες ροές, εδαφικές ταπεινώσεις κ.τ.λ. Η εξέλιξη της γεφυροποιίας σηματοδοτείται από τρεις κυρίως φάσεις. Παρακάτω θα αναλυθούν οι φάσεις στην κατασκευή των γεφυρών καθώς και τα στάδια που ακολουθούνται προκειμένου να επιλεγούν τα απαραίτητα υλικά και φορείς για την ανέγερση τους.

Η πρώτη φάση η οποία ξεκινάει από τα πανάρχαια χρόνια, η αποκατάσταση της συνέχειας μιας οδού πάνω από μια υδάτινη ροή αποτελούσε σημαντικό πρόβλημα. Έτσι, ο προϊστορικός άνθρωπος αναγκάστηκε να το αντιμετωπίσει, δηλαδή να κατασκευάσει γέφυρες χρησιμοποιώντας ως υλικά κορμούς δέντρων, πέτρινες πλάκες ή ογκόλιθους. Αυτές οι γέφυρες δεν είχαν τα δικά τους βάθρα, αλλά στερεώνονταν σε δέντρα ή βράχια στις όχθες των ποταμών. Για να γίνει μια γέφυρα πιο ασφαλής χρησιμοποιούνταν ξύλινα ή πέτρινα μεσόβαθρα και κατάστρωμα από κορμούς και μικρότερα ξύλα. Οι Μυκηναίοι κατασκεύασαν γέφυρες από ογκόλιθους οι οποίες είχαν ένα εκφορητικό σύστημα με τη χρήση λίθινων προβολών (δηλαδή το πάνω μέρος να προβάλλει περισσότερο από το κάτω) με αποτέλεσμα να σχηματίζουν ψευδοθόλους με τριγωνικό άνοιγμα. Παράδειγμα τέτοιας γέφυρας είναι η γέφυρα του Αρκαδικού, η οποία κατασκευάστηκε την μυκηναϊκή εποχή και αποτελείται από ογκόλιθους.



Εικόνα 1-1: Γέφυρα του Αρκαδικού

Η δεύτερη φάση οριοθετείται περίπου το 200 π.Χ. όταν οι Ρωμαίοι εισήγαγαν τις επεξεργασμένες πέτρινες πλάκες και την αψίδα με ημικυκλικό τόξο στην κατασκευή των γεφυρών.

Η τρίτη φάση στην κατασκευή των γεφυρών γίνεται στο τέλος του 18ου αιώνα με την χρήση κραμάτων σιδήρου στην κατασκευή γεφυρών οπότε και ξεκινάει η πλέον αξιοσημείωτη περίοδο της γεφυροποιίας. Εγκαταλείπεται ο εμπειρισμός και στην θέση του έρχεται η ασφαλέστερη και πιο ακριβής ανάλυση μέσω γραφικών στην αρχή και αναλυτικών στη συνέχεια μεθόδων υπολογισμού. Οι μέθοδοι κατασκευής και ανέγερσης βελτιώνονται και γίνεται δυνατή η ζεύξη όλο και μεγαλύτερων ανοιγμάτων

χωρίς τη μεσολάβηση ενδιάμεσων στηρίξεων. Επιπρόσθετα, στις αρχές του 20ου αιώνα, η εμφάνιση του σκυροδέματος συντέλεσε στην εξεύρεση της τεχνικά αρτιότερης και οικονομικά βέλτιστης λύσης στα προβλήματα γεφυροποιίας, με αποκορύφωμα την ανάπτυξη κατά τις τελευταίες δεκαετίες των σύμμικτων κατασκευών.

Οι σιδηρές και οι σύμμικτες γέφυρες μπορούν να ταξινομηθούν σε διάφορες κατηγορίες, ανεξάρτητες μεταξύ τους, ανάλογα με τον εκάστοτε εξεταζόμενο παράγοντα:

- Προορισμός (οδικές, σιδηροδρομικές, μικτές, πεζογέφυρες, γέφυρες αγωγών, γερανογέφυρες κλπ)
- Στατική μορφή κύριων δοκών (αμφιέριστες, συνεχείς με ή χωρίς αρθρώσεις, πλαισιωτές, τοξωτές, κρεμαστές με ευθύγραμμα ή καμπύλα καλώδια κλπ)
- Μόρφωση κύριων δοκών (ολόσωμες πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτοειδείς, και δικτυωτές μορφής V, N, K κλπ)
- Θέση καταστρώματος (άνω, μέσης και κάτω διάβασης)
- Αριθμός καταστρωμάτων (μονώροφες και διώροφες)
- Είδος συνδέσεων (ηλωτές, κοχλιωτές, συγκολλητές)
- Λοξότητα (ορθές, λοξές)
- Γεωμετρική χάραξη άξονα (ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες)
- Διάρκεια χρήσης (μόνιμες, προσωρινές, λυόμενες)
- Κινητότητα (σταθερές και κινητές)

Είναι ευνόητο, ότι κάθε γέφυρα εντάσσεται σε όλες τις κατηγορίες. Έτσι μια γέφυρα μπορεί να είναι πχ οδική, αμφιέριστη, δικτυωτή, κάτω διάβασης, μονώροφη, κοχλιωτή, ορθή, ευθύγραμμη, οριζόντια, μόνιμη και σταθερή.

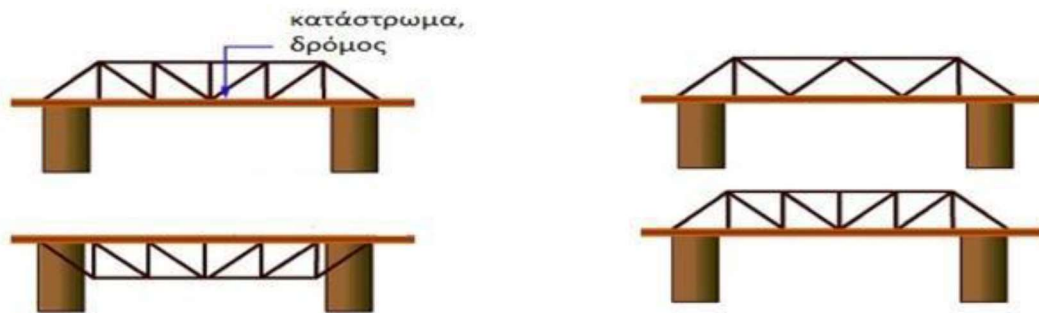
Η παρούσα εργασία ασχολείται με γέφυρα από ολόσωμους δοκούς και δικτυωτή γέφυρα, για αυτό το λόγο θα αναφερθούμε επιγραμματικά σε χαρακτηριστικά αυτών των ειδών γέφυρας.

➤ Γέφυρες ολόσωμων δοκών

Η κατασκευή τέτοιων τύπων γέφυρας είναι σχετικά απλή. Οι ολόσωμοι δοκοί που αποτελούν το κύριο σύστημα παραλαβής των φορτίων μπορεί να είναι από σπλισμένο σκυρόδεμα είτε προκατασκευασμένο είτε όχι, μπορεί επίσης κάποιες φορές να φέρει προένταση, αλλά μπορεί να είναι και από δομικό χάλυβα είτε με πρότυπη διατομή είτε με συγκολλητή διατομή.

➤ Δικτυωτές γέφυρες

Ο τύπος αυτός είναι ο πιο συνηθισμένος για τον λόγο ότι η κατασκευή είναι σχετικά απλή. Είναι μάλιστα πολύ διαδεδομένος στο σιδηροδρομικό δίκτυο της Ελλάδας. Η περίπτωση που απεικονίζεται στην Εικόνα 1-2 κάτω αριστερά είναι δικτυωτή άνω διάβασης ενώ οι υπόλοιπες είναι κάτω διάβασης.



Εικόνα 1-2: Περιπτώσεις δικτυωτών γεφυρών

1.2 Παρουσίαση του προγράμματος SAP2000

Το πρόγραμμα SAP2000 (Computers and Structures Inc.) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για στατική και δυναμική ανάλυση κατασκευών οποιουδήποτε τύπου, όπως κτίρια, γέφυρες, φράγματα κ.λπ. Έχει τη δυνατότητα στατικής και δυναμικής ανάλυσης, τόσο γραμμικής όσο και μη γραμμικής ανάλυσης, συνδυασμού διαφορετικών ειδών ραβδωτών, πλαισιακών και πεπερασμένων στοιχείων καθώς και ειδικών μη-γραμμικών συνδέσμων και ελατηρίων για εξειδικευμένες αναλύσεις. Χρησιμοποιεί πολλούς διαφορετικούς τύπους στοιχείων, όπως πλαισιακά στοιχεία (frame elements) για μοντελοποίηση ράβδων δικτυωμάτων και δοκών, επιφανειακά στοιχεία όπως κελύφη (shell) και επίπεδα (plane) στοιχεία, μη γραμμικά στοιχεία σύζευξης (non-linear links) και τρισδιάστατα στοιχεία (solid elements). Χρησιμοποιεί επίσης διαφορετικά είδη δράσεων, όπως φορτία βαρύτητας, θερμοκρασιακών μεταβολών, κατανεμημένα φορτία, επικόμβιες φορτίσεις, κλπ. Στα πλαίσια της δυναμικής ανάλυσης, συμπεριλαμβάνονται δυνατότητες φασματικής ανάλυσης και δυναμικής ανάλυσης με επαλληλία των ιδιομορφών ή απευθείας ολοκλήρωση με διάφορες μεθόδους αριθμητικής ολοκλήρωσης. Το πρόγραμμα SAP2000 προσφέρει δυνατότητες στατικής και δυναμικής μη γραμμικής ανάλυσης.

Γραφικό περιβάλλον διασύνδεσης με το χρήστη (Graphical User Interface - GUI) του SAP2000 διευκολύνει την εισαγωγή δεδομένων, καθορισμό σχετικών παραμέτρων, πραγματοποίηση αναλύσεων και αξιοποίηση των αποτελεσμάτων. Το κύριο παράθυρο (main window) του γραφικού περιβάλλοντος διασύνδεσης με το χρήστη του SAP2000 αποτελείται από:

- Μενού με εντολές (menu bar)
- Εικονίδια και επιλογές τα οποία αντιστοιχούν σε συχνά χρησιμοποιούμενες εντολές, κάτω από τις γραμμές εργαλείων (toolbars)
- Παράθυρα παρουσίασης του μοντέλου (display windows), από τα οποία μόνο ένα μπορεί να είναι ενεργό σε κάθε χρονική στιγμή
- Τη γραμμή κατάστασης (status bar), η οποία παρέχει διάφορες πληροφορίες σχετικά με την τρέχουσα εργασία, τις μονάδες μέτρησης, κλπ.

Ο χρήστης μπορεί να επιλέξει ποιες μονάδες θα χρησιμοποιήσει κατά την εισαγωγή του μοντέλου για τα τρία βασικά μεγέθη στα οποία βασίζεται το SAP2000, δηλαδή τη δύναμη, το μήκος και τη θερμοκρασία. Το ίδιο βάρος πρέπει να δίνεται σε μονάδες δύναμης, ενώ η μάζα η οποία χρησιμοποιείται μόνο για τον υπολογισμό των

αδρανειακών δυνάμεων λόγω επιταχύνσεων του εδάφους, πρέπει να δίνεται σε μονάδες μάζας. Οι μετρήσεις γωνιών γίνονται σε ακτίνια (radians) όταν αφορούν στροφικές μετακινήσεις και σε μοίρες (degrees) όταν αναφέρονται στη διεύθυνση ενός άξονα. Μετά τον καθορισμό των μονάδων που χρησιμοποιούνται στο μοντέλο η εισαγωγή δεδομένων πρέπει να ακολουθείται στο συγκεκριμένο σύστημα. Πιθανή αλλαγή μονάδων στη συνέχεια είναι δυνατή, όμως συνεπάγεται αυτόματη μετατροπή όλων των προηγούμενων δεδομένων στο νέο σύστημα. Εισαγωγή περαιτέρω δεδομένων γίνεται με βάση το νέο σύστημα.

Μια σειρά από επώνυμες οντότητες (named entities), οι οποίες δεν είναι μέρος της γεωμετρίας, μπορούν να οριστούν, μέσω του μενού DEFINE, και να ανατεθούν σε επιλεγόμενα αντικείμενα, όπως:

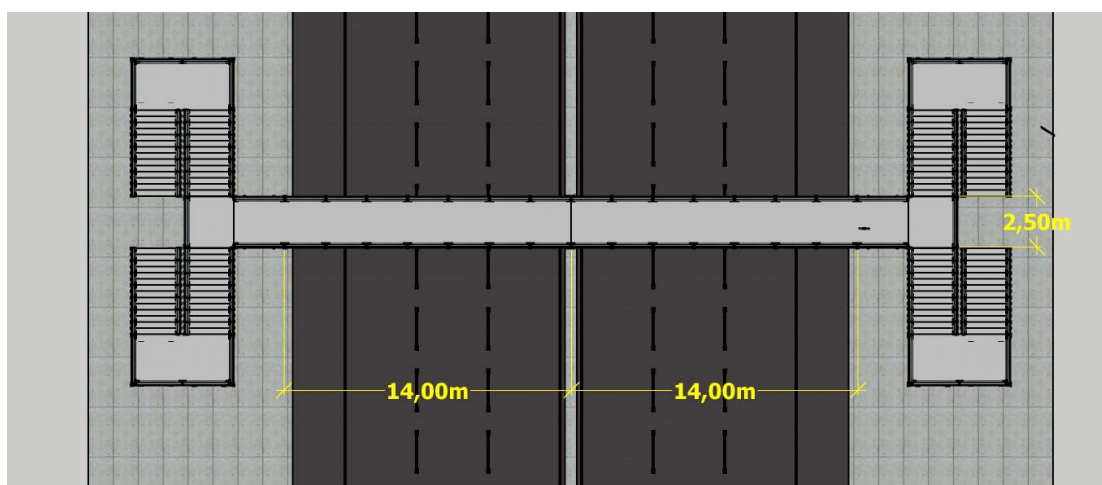
- Ιδιότητες υλικών στοιχείων (Materials)
- Χαρακτηριστικά διατομών (Frame Sections)
- Συστήματα συντεταγμένων και κανάβου (Coordinate Systems/ Grids)
- Περιορισμοί μετακινήσεων κόμβων (Joint Constraints)
- Ομάδες αντικειμένων (Groups)
- Στοιχεία σχετικά με φορτία, όπως περιπτώσεις φορτίσεων (Load Cases)
- Στοιχεία σχετικά με την ανάλυση και απόκριση (Functions) όπως περιπτώσεις ανάλυσης και συνδυασμού των φορτίσεων (Combinations)
- Στοιχεία σχετικά με την παρουσίαση και γραφική απεικόνιση των αποτελεσμάτων (Named Views).

Η σχεδίαση DRAW χρησιμοποιείται για την προσθήκη αντικειμένων ή την τροποποίηση υφιστάμενων αντικειμένων σε ένα μοντέλο, όπως σημεία γραμμές και επιφάνειες. Κατά τη σχεδίαση ενός αντικειμένου παρουσιάζεται σχετικός πίνακας με επιλογές στον οποίο μπορούν να οριστούν διάφορα χαρακτηριστικά του αντικειμένου ή επιλογές σχεδίασης. Υπάρχουν πολλές επιλογές και ρυθμίσεις που βοηθούν την αποδοτική και γρήγορη σχεδίαση αντικειμένων. Η σχεδίαση γραμμικών, επιφανειακών και χωρικών αντικειμένων δημιουργεί αυτόματα κόμβους στα άκρα και τις γωνιές των στοιχείων.

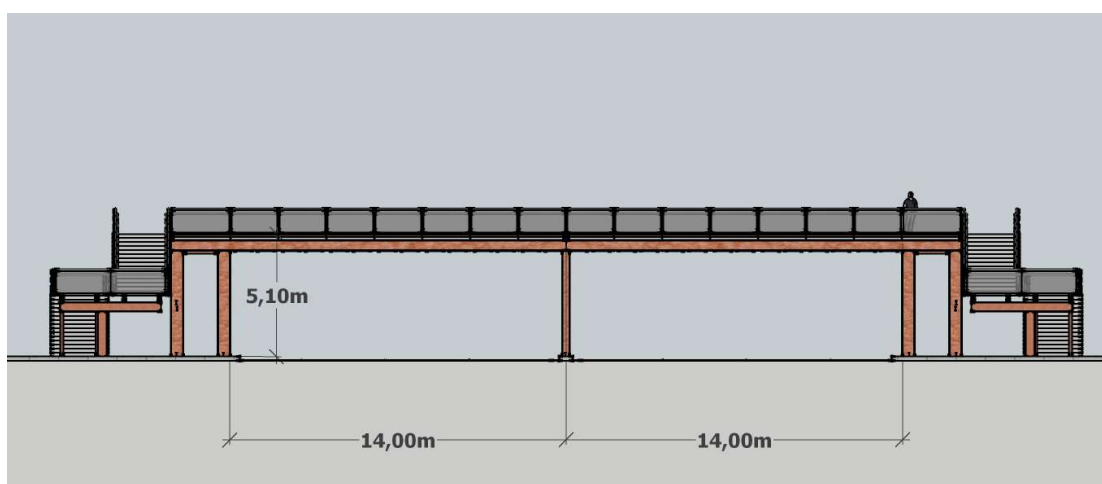
2 Περιγραφή της πεζογέφυρας

2.1 Αρχιτεκτονικά

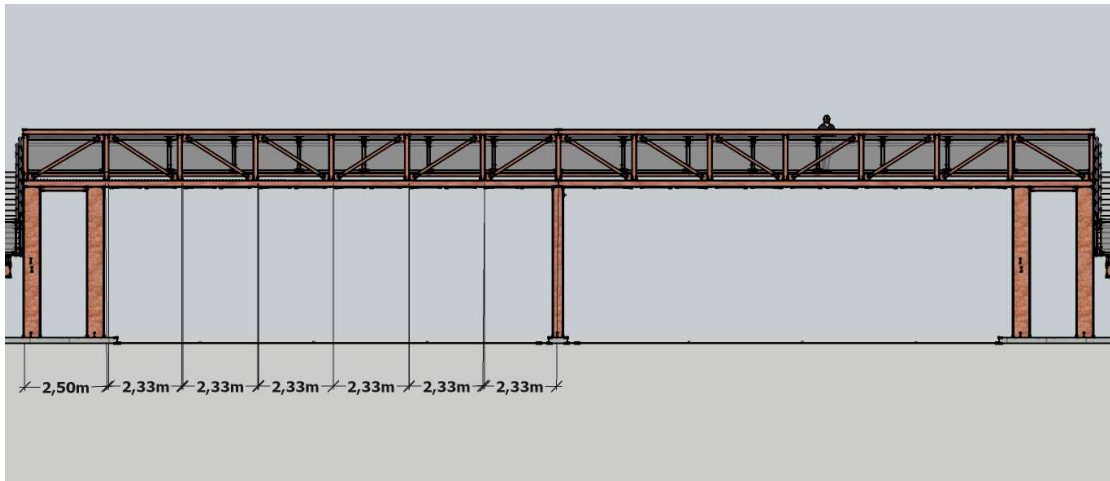
Πρόκειται για πεζογέφυρα με μεταλλικό σκελετό, έχει συνολικό μήκος ανοιγμάτων $28.00m$ με ενδιάμεσο βάθρο στα $14.00m$ και πλάτος $2.50m$. Βρίσκεται σε ύψος $5.1m$ από το έδαφος. Παρατίθενται οι χαρακτηριστικές όψεις και κατόψεις της πεζογέφυρας καθώς και τρισδιάστατο σχέδιο. Στις άκρες της γέφυρας βρίσκονται σκάλες που θα χρησιμοποιούν οι πεζοί.



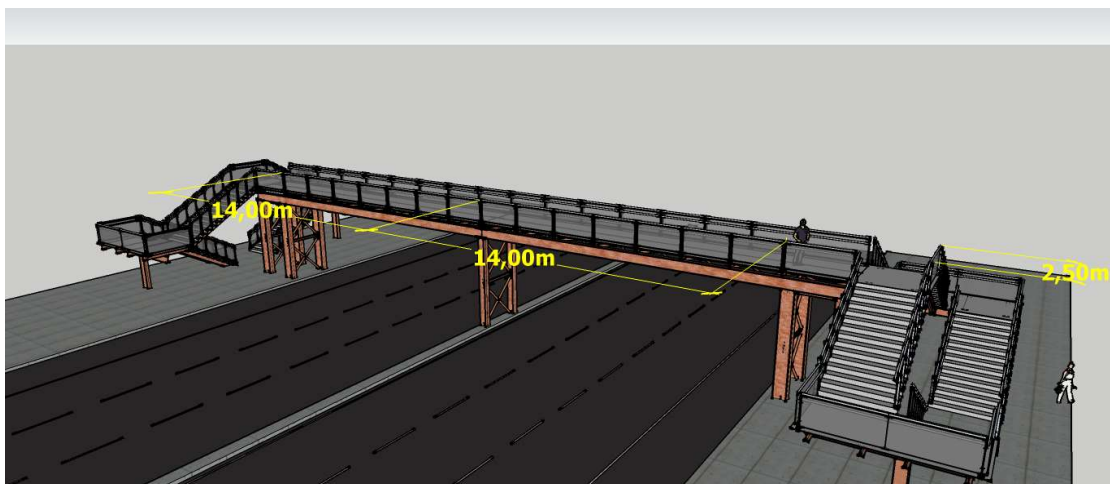
Εικόνα 2-1: Κάτοψη πεζογέφυρας



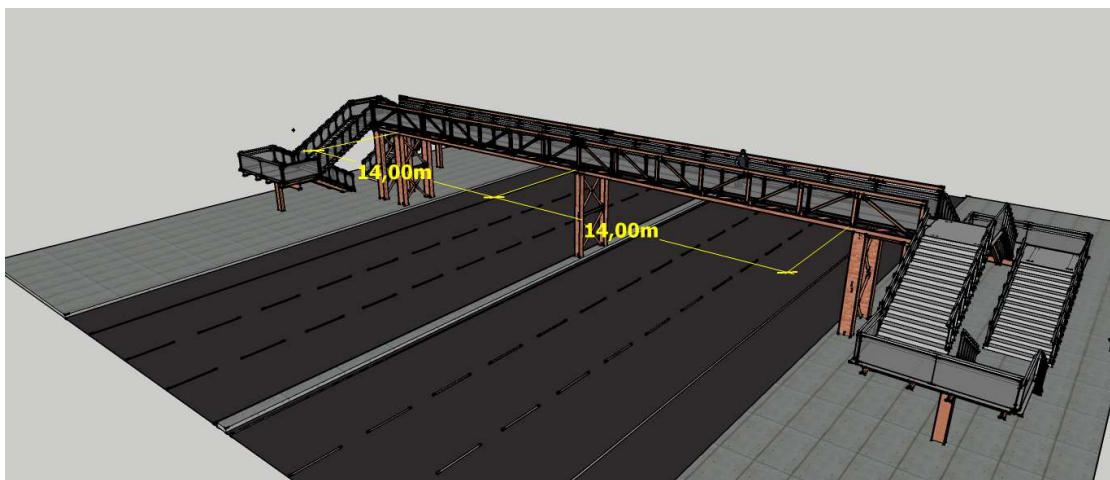
Εικόνα 2-2: Διαμήκης όψη πεζογέφυρας με ολόσωμες δοκούς



Εικόνα 2-3: Διαμήκης όψη πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς



Εικόνα 2-4: Τρισδιάστατη απεικόνιση πεζογέφυρας με ολόσωμες δοκούς

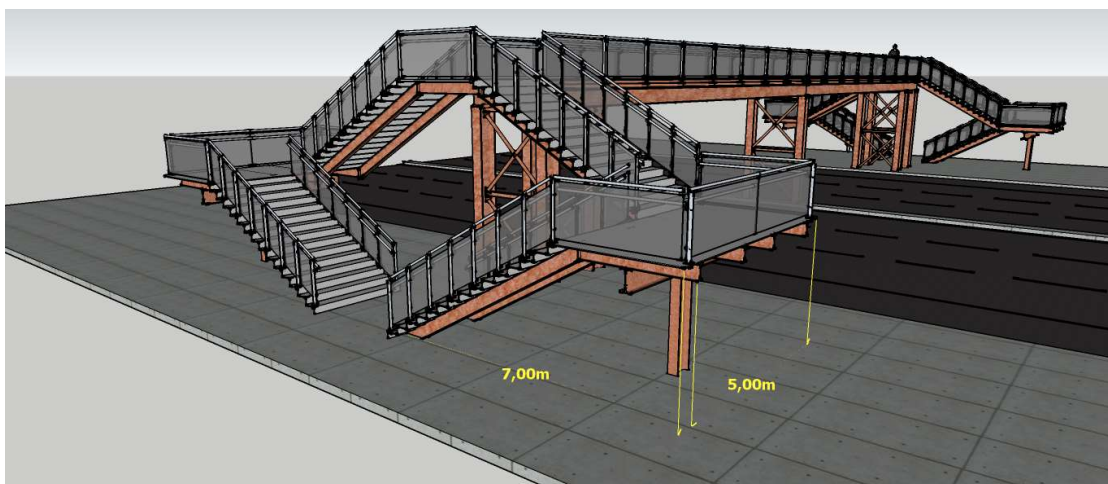


Εικόνα 2-5: Τρισδιάστατη απεικόνιση δικτυωτής πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς

Ο σχεδιασμός της σκάλας στηρίχτηκε στην εργονομία της που συνίσταται στον συνδυασμό δύο παραγόντων:

- Την κλίση της σκάλας. Αυτή πρέπει να είναι μεταξύ 26 και 33 μοιρών.
- Την αναλογία του πλάτους (πάτημα π) με το ύψος (ρίχτι ρ) του σκαλοπατιού. Αυτή ακολουθεί τον χρυσό κανόνα που είναι: $2 \cdot \rho + \pi = 63\text{cm}$ (2-1). Δηλαδή: 2 φορές το ρίχτι συν το πάτημα ισούται με 63 εκ. με μέγιστη απόκλιση ± 1 εκ.

Επομένως προέκυψε σκαλοπάτι με ρίχτι 0.17m , πάτημα 0.30m , πλάτος 2.5m και συνολικά 30 σκαλοπάτια με την κλίση να είναι στις 29.53° . Το πλατύσκαλο της σκάλας έχει διαστάσεις $5.0\text{m} \times 2.5\text{m}$. Με αυτόν τον τρόπο δημιουργείται το κλιμακοστάσιο με διαστάσεις κάτοψης $(2.5\text{m} + 15 \cdot 0.3\text{m}) \times 5.0\text{m} = 7.0\text{m} \times 5.0\text{m}$, όπως παριστάνεται στην παρακάτω εικόνα. Η κατασκευή διαθέτει συνολικά 4 τέτοια κλιμακοστάσια, 2 από κάθε πλευρά του δρόμου.



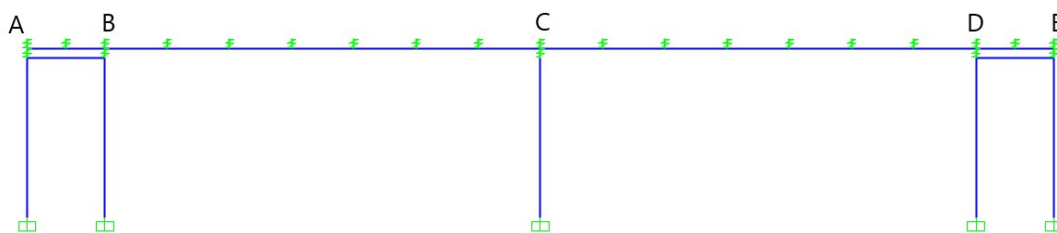
Εικόνα 2-6: Τρισδιάστατη απεικόνιση κλιμακοστασίων

2.2 Στατικά

Το κατάστρωμα στηρίζεται σε πέντε στηρίξεις A, B, C, D, E, εκ των οποίων οι A, B και οι D, E είναι στηρίξεις επί των ακροβάθρων και η C επί του μεσοβάθρου. Όλες οι στηρίξεις είναι γραμμικές αρθρωτές. Είναι ο πλέον απλός και οικονομικός τρόπος στήριξης ενός φορέα. Τόσο η διάρκεια ζωής του, όσο και το κόστος συντήρησης του ταυτίζονται με αυτά του υλικού κατασκευής του φορέα. Ωστόσο εμφανίζεται ευαισθησία του στηριζόμενου φορέα σε αξονικές θερμοκρασιακές μεταβολές.

Το κατάστρωμα λειτουργεί ως συνεχής φορέας και όχι ως φορέας με ανεξάρτητα αμφιέρειστα ανοίγματα, διότι με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται ευνοϊκότερη κατανομή της εντάσεως μεταξύ θέσεων στηρίξεων και ανοιγμάτων. Επίσης οι συνεχείς φορείς διαθέτουν εφεδρείες αντοχής ώστε σε ενδεχόμενη υπέρβαση της αντοχής να μην υπάρχει κίνδυνος συνολικής αστοχίας (υπό την προϋπόθεση βεβαίως ότι οι διατομές διαθέτουν επαρκή πλαστιμότητα) και αναπτύσσουν μικρότερα βέλη και ταλαντώσεις υπό τα κινητά φορτία και συνεπώς προσφέρονται για εφαρμογή μικρότερων διατομών

(βελτίωση αισθητικής – οικονομία υλικών). Τέλος προσφέρουν τη δυνατότητα ελαχιστοποιήσεως του πλήθους των αρμών διαστολής (γενικώς ευαίσθητες διατάξεις).



Εικόνα 2-7: Στατικό προσομοίωμα, αρίθμηση στηρίξεων

2.3 Δομικά μέρη γεφυρών

Ο σκελετός της πεζογέφυρας αποτελείται από μεταλλικές διαδοκίδες, μηκίδες, κύριες δοκούς και συνδέσμους δυσκαμψίας. Πιο συγκεκριμένα, οι διαδοκίδες είναι δοκοί τοποθετημένες εγκάρσια ως προς τον διαμήκη άξονα της γέφυρας, δηλαδή κάθετα στις κύριες δοκούς. Οι μηκίδες είναι δοκοί τοποθετημένες παράλληλα προς τον διαμήκη άξονα της γέφυρας και τις κύριες δοκούς. Οι διαδοκίδες μαζί με τις μηκίδες αποτελούν το κατάστρωμα της γέφυρας, το οποίο συνιστά το δομικό στοιχείο που δέχεται τα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία της γέφυρας και τα μεταβιβάζει στον κύριο φορέα.

Οι κύριες δοκοί αποτελούν το κύριο σύστημα παραλαβής των φορτίων και αναλαμβάνουν τη μεταφορά τους με ασφάλεια στα βάθρα. Υπάρχουν πολλά συστήματα κυρίως φορέων ή δοκών όπως δικτυωτές, ολόσωμες, τοξωτές, καλωδιωτές, κρεμαστές, ωστόσο στην παρούσα εργασία θα μελετηθούν οι ολόσωμες και οι δικτυωτές.

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι επίπεδοι φορείς μορφής δικτυώματος ή πλαισίου, οι οποίοι παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία, που δρουν επί της γέφυρας και συντελούν στην ευστάθεια του φορέα στο χώρο. Διακρίνονται στους κύριους (αντιανεμιοσ, εγκάρσιος) και δευτερεύοντες (μηκίδων και τροχοπέδησης). Γενικά οι οριζόντιοι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία και τα μεταφέρουν στον κύριο φορέα από τον οποίο μεταβιβάζονται στη θεμελίωση. Ακόμα συντελούν σημαντικά στη φάση της κατασκευής του έργου και κυρίως στην αποφυγή στρεμπτοκαμπτικού λυγισμού των δοκών.

Τα βάθρα αποτελούν τα σημεία στήριξης της γέφυρας και παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις της ανωδομής. Τα μεταλλικά βάθρα είναι συνήθως δικτυωτά και αποτελούνται από :

- Τους κατακόρυφους στύλους, οι οποίοι μεταφέρουν στη θεμελίωση τα κατακόρυφα φορτία του καταστρώματος και μπορεί να έχουν και ενδιάμεσες διαδοκίδες για περιορισμό του μήκους λυγισμού τους, λόγω μεγάλων θλιπτικών δυνάμεων.
- Τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, οι οποίοι παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία του καταστρώματος.
- Τις κεφαλοδοκούς, οι οποίες διαστασιολογούνται κυρίως με βάση τις αξονικές θλιπτικές δυνάμεις του σεισμού που καταπονούν τα βάθρα.

Διακρίνονται σε ακρόβαθρα και μεσόβαθρα ανάλογα με τη θέση τους, όπου τα ακρόβαθρα συνήθως παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των οριζόντιων φορτίων, ενώ τα μεσόβαθρα καταπονούνται κυρίως από τα κατακόρυφα φορτία.

3 Υλικά και φορτίσεις

3.1 Υλικά κατασκευής

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν τόσο για την μελέτη της πεζογέφυρας με τις ολόσωμες δοκούς, όσο και με τις δικτυωτές δοκούς είναι τα παρακάτω.

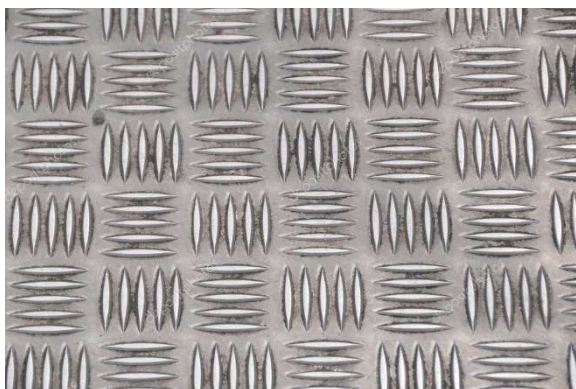
➤ Δομικός χάλυβας S355

Ο δομικός χάλυβας από τον οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός της μεταλλικής πεζογέφυρας είναι ποιότητας S355 με τιμές σχεδιασμού:

Μέτρο ελαστικότητας:	$E = 210GPa$
Σταθερά Poisson:	$\nu = 0.3$
Ειδικό βάρος:	$\gamma = 78.5kN/m^3$
Όριο διαρροής:	$f_y = 355000kN/m^2$
Μέγιστη αντοχή:	$f_u = 510000kN/m^2$

➤ Χαλύβδινη πλάκα

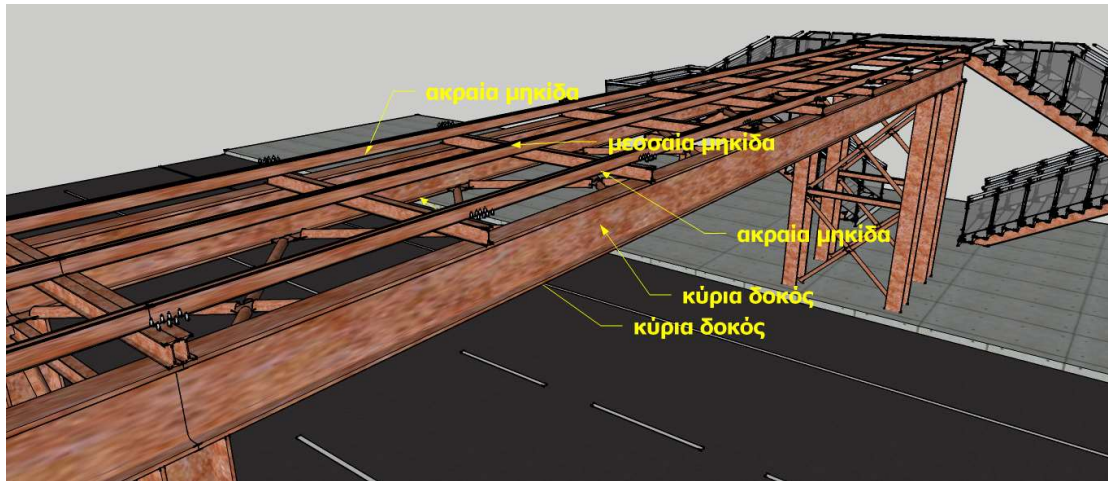
Αποτελεί το στοιχείο που τοποθετείται πάνω από της μηκίδες για να κινούνται οι χρήστες της πεζογέφυρας. Δεν έχει στατική συμμετοχή αλλά λειτουργεί μόνο για τη μεταφορά των φορτίων στις μηκίδες και από εκεί στον υπόλοιπο φορέα.



Εικόνα 3-1: Χαλύβδινη πλάκα καταστρώματος

3.2 Φορτίσεις

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατόν να γίνει με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα και αν η φόρτιση είναι γνωστή. Η πεζογέφυρα θα πρέπει πάντα να είναι σε θέση να παραλάβει και να μεταφέρει τα φορτία με ασφάλεια στο έδαφος. Παρακάτω παρουσιάζονται τα μέλη εκείνα τα οποία έγινε η παραδοχή ότι δέχονται τις εξωτερικές φορτίσεις (μηκίδες και κύριες δοκοί).



Εικόνα 3-2: Παρουσίαση εξωτερικά φορτιζόμενων μελών

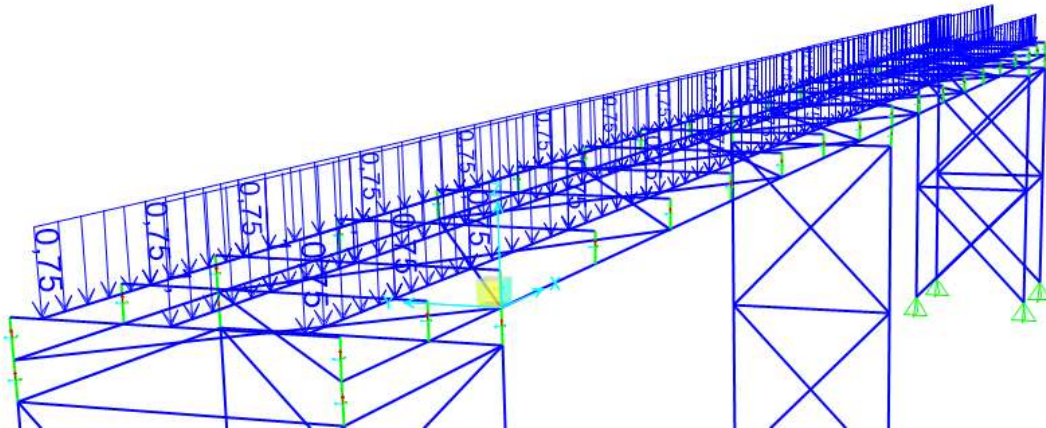
Τα φορτία που δρουν στη κατασκευή διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες.

3.2.1 Μόνιμα φορτία

Στην κατασκευή πέρα του ιδίου βάρους των διαδοκίδων, μηκίδων, κυρίων δοκών, οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, κατακόρυφων στύλων, κεφαλοδοκών και των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας ως μόνιμα φορτία δρουν το βάρος του μεταλλικού καταστρώματος πάνω στο οποίο θα κινούνται οι πεζοί $g_{\text{προσ.}} = 1kN/m^2$. Το μόνιμο αυτό φορτίο θα κατανέμεται στις μηκίδες ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής τους.

- Οι ακραίες μηκίδες φορτίζονται επιπροσθέτως λόγω μόνιμων φορτίων με:
 $g = 1kN/m^2 \cdot 0.75m = 0.75kN/m$.
- Οι μεσαίες μηκίδες φορτίζονται επιπροσθέτως λόγω μόνιμων φορτίων με:
 $g = 1kN/m^2 \cdot 1m = 1kN/m$.
- Οι δοκοί της σκάλας φορτίζονται επιπροσθέτως λόγω μόνιμων φορτίων με:
 $g = 1kN/m^2 \cdot 1.25m = 1.25kN/m$.

Στα μόνιμα φορτία πρέπει επίσης να ληφθεί και το βάρος των κιγκλιδωμάτων για τους πεζούς $g_{\text{κιγκλ.}} = 1kN/m$. Το κιγκλίδωμα αποτελεί σύστημα συγκράτησης πεζών κατά μήκος της γέφυρας και βρίσκεται στα άκρα της γέφυρας, για αυτό το λόγο οι κύριες δοκοί και οι δοκοί της σκάλας φορτίζονται επιπροσθέτως λόγω μόνιμων φορτίων με: $g = 1kN/m$.



Εικόνα 3-3: Κατανομή επιπρόσθετων μόνιμων φορτίων στην πεζογέφυρα

3.2.2 Φορτία κυκλοφορίας

Στα φορτία κυκλοφορίας κατατάσσονται οι καταπονήσεις που προκύπτουν από την χρήση της γέφυρας από τους πεζούς, τα οποία αν και αναμένεται να προκύψουν δεν γνωρίζουμε το χρόνο και το μέγεθός τους με σιγουριά. Στη πεζογέφυρα δεν προδιαγράφεται όχημα εξυπηρέτησης. Επίσης, στην παρούσα εργασία δεν θα ληφθούν υπ' όψιν οι δράσεις για τυχματικές καταστάσεις σχεδιασμού για πεζογέφυρες, οι οποίες οφείλονται στην οδική κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα (δηλ. πρόσκρουση) ή τυχματική παρουσία ενός βαρέος οχήματος πάνω στη γέφυρα.

➤ Ομοιόμορφο κατακόρυφο κατανεμημένο φορτίο

Για το σχεδιασμό πεζογεφυρών, θα πρέπει να ορίζεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο q_{fk} και να εφαρμόζεται μόνο στα δυσμενή τμήματα της επιφάνειας επιρροής, κατά τη διαμήκη και εγκάρσια κατεύθυνση.

Ανθρωποσυνωστισμός καλύπτει τα στατικά εντατικά μεγέθη που οφείλονται στην παρουσία μιας συνεχούς μάζας πυκνού πλήθους. Για τις πεζογέφυρες, η προτεινόμενη τιμή για q_{fk} είναι:

$$\begin{aligned}
 q_{fk} &= 2.0 + \frac{120}{L + 30} \\
 q_{fk} &\geq 2.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \\
 q_{fk} &\leq 5.0 \text{ kN} / \text{m}^2
 \end{aligned}
 \tag{3-1}$$

με L το φορτιζόμενο μήκος σε m .

$$\text{Οπότε έχουμε: } q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{L + 30} = 2.0 + \frac{120}{14 + 30} = 4.73 \text{ kN} / \text{m}^2$$

➤ Συγκεντρωμένο κατακόρυφο φορτίο

Η χαρακτηριστική τιμή του συγκεντρωμένου φορτίου $Q_{\text{fлк}}$ θα πρέπει να λαμβάνεται ίση με $10kN$ και να δρα σε τετραγωνική επιφάνεια πλευράς $0.10m$.

Όπου σε έναν έλεγχο μπορούν να διαφοροποιηθούν τα γενικά από τα τοπικά εντατικά μεγέθη, το συγκεντρωμένο φορτίο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μόνο για τα τοπικά εντατικά μεγέθη.

➤ Οριζόντιο φορτίο

Για πεζογέφυρες μόνο, θα λαμβάνεται υπόψη μια οριζόντια δύναμη $Q_{\text{fлк}}$, η οποία δρα κατά μήκος του καταστρώματος της γέφυρας στη στάθμη του οδοστρώματος. Η χαρακτηριστική τιμή της οριζόντιας δύναμης θα πρέπει να λαμβάνεται ίση με τη μεγαλύτερη των ακόλουθων δύο τιμών:

- 10% του συνολικού φορτίου που αντιστοιχεί στο ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο.
- 60% του συνολικού βάρους του οχήματος εξυπηρέτησης, όταν συντρέχουν οι προϋποθέσεις.

Οπότε έχουμε: $Q_{\text{fлк}} = 0.10 \cdot q_{\text{fлк}} = 0.47kN / m^2$

Η οριζόντια δύναμη θα πρέπει να θεωρείται ότι δρα ταυτόχρονα με το αντίστοιχο κατακόρυφο φορτίο, και σε καμία περίπτωση με το συγκεντρωμένο φορτίο $Q_{\text{fлк}}$. Αυτή η δύναμη είναι γενικά επαρκής για να εξασφαλίσει την οριζόντια διαμήκη ευστάθεια των πεζογεφυρών. Δεν εξασφαλίζει την οριζόντια εγκάρσια ευστάθεια, η οποία θα πρέπει να εξασφαλίζεται λαμβάνοντας υπόψη άλλες δράσεις ή μέσω κατάλληλου σχεδιασμού.

➤ Φορτία πάνω σε κιγκλιδώματα για πεζούς

Για το δομοστατικό σχεδιασμό, οι δυνάμεις οι οποίες μεταβιβάζονται στο κατάστρωμα της γέφυρας από τα κιγκλιδώματα πεζών, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ως μεταβλητά φορτία και να ορίζονται, ανάλογα με την κατηγορία φόρτισης κιγκλιδώματος που επιλέγεται. Οι δυνάμεις οι οποίες μεταβιβάζονται στο κατάστρωμα της γέφυρας από τα κιγκλιδώματα για πεζούς μπορούν να ορίζονται μέσω της κατηγοριοποίησής τους στο συγκεκριμένο έργο ή στο Εθνικό Προσάρτημα σύμφωνα με το EN 1317-6. Μια γραμμική δύναμη $1.0kN / m$ η οποία δρα, ως μεταβλητό φορτίο, οριζόντια ή κατακόρυφα στο επάνω μέρος του κιγκλιδώματος είναι μια προτεινόμενη ελάχιστη τιμή για πεζοδρόμια ή πεζογέφυρες και είναι αυτή που θα χρησιμοποιηθεί στην παρούσα μελέτη.

Τα φορτία κυκλοφορίας επομένως κατανέμονται πάνω στις μηκίδες και τα τις κύριες δοκούς ως εξής:

- Οι ακραίες μηκίδες φορτίζονται με:

$$q_{\text{fлк}} = 4.73kN / m^2 \cdot 0.75m = 3.55kN / m$$

$$q_{\text{fлк}} = 0.47kN / m^2 \cdot 0.75m = 0.36kN / m$$

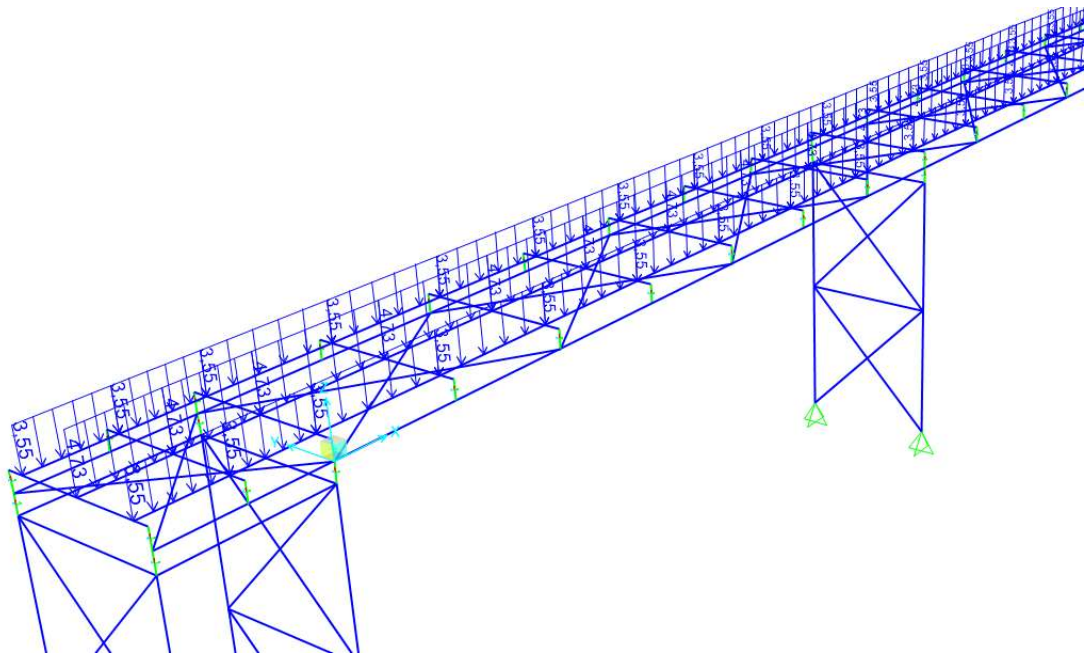
- Οι μεσαίες μηκίδες φορτίζονται με:

$$q_{fk} = 4.73kN / m^2 \cdot 1m = 4.73kN / m$$

$$q_{fjk} = 0.47kN / m^2 \cdot 1m = 0.47kN / m$$

- Οι κύριες δοκοί φορτίζονται με:

$$q_{κικλ.} = 1kN / m^2 .$$



Εικόνα 3-4: Κατανομή φορτίου κυκλοφορίας στην πεζογέφυρα

Οι δοκοί της σκάλας φορτίζονται με: $q_{fk} = 4.73kN / m^2 \cdot 1.25m = 5.91kN / m$

3.2.3 Φορτία χιονιού

Στην Ελλάδα υπάρχουν 3 ζώνες διαφοροποίησης των περιοχών. Στην κάθε μια εκ των οποίων αντιστοιχεί και διαφορετικό φορτίο χιονιού. Η κατασκευή μας βρίσκεται στην Αττική και σύμφωνα με το χάρτη υπάγεται στην ζώνη III με $S_{k,0} = 0.8kN / m^2$.

Η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού S_k επί του εδάφους δίνεται συναρτήση της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A) από τον τύπο:

$$S_k = S_{k,0} \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] \quad (3-2)$$

Όπου στη δική μας περίπτωση για $A = 40m$ δίνει $S_k = 0.81kN / m^2$.

Το τελικό φορτίο χιονιού που θα ληφθεί υπ' όψιν στους υπολογισμούς δίνεται από τον τύπο: $S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_i \cdot S_k$, με

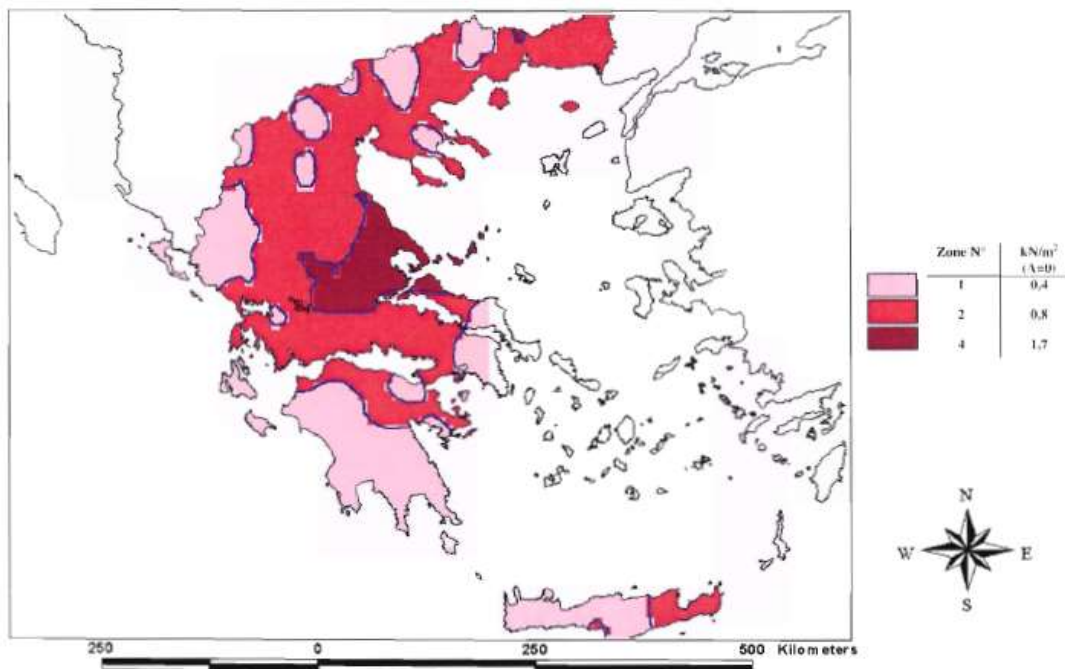
μ_i : ο συντελεστής μορφής χιονιού, ο οποίος για μηδενική κλίση καταστρώματος λαμβάνεται ίσος με 0.8 .

C_e : ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1.0 εκτός αν το έργο εκτίθεται σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0.8$ ή αν προστατεύεται από κτίρια ή δέντρα $C_e = 1.2$. Εδώ λαμβάνεται ίσος με 1.0.

C_i : ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0.

Συνεπώς το τελικό φορτίο χιονιού είναι $S = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.81 = 0.65 \text{ kN} / \text{m}^2$.

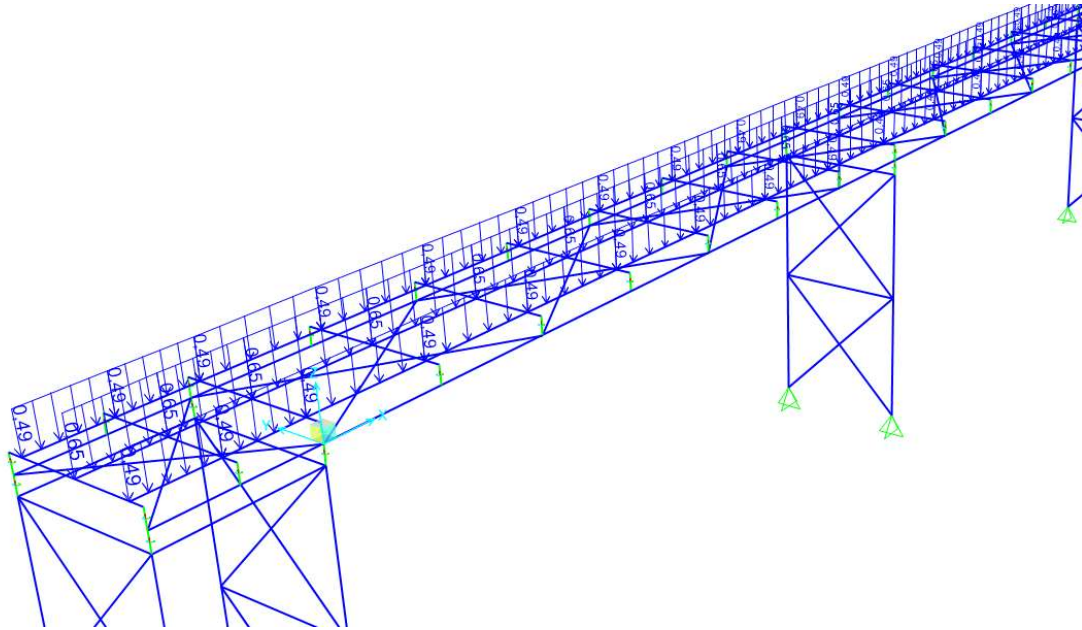
Greece: Snow Load at Sea Level



Εικόνα 3-5: Ζώνες χιονιού στον Ελλαδικό χώρο

Το φορτίο χιονιού θα κατανέμεται στις μηκίδες ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής τους.

- Οι ακραίες μηκίδες φορτίζονται λόγω φορτίων χιονιού με:
 $s = 0.65 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot 0.75 \text{ m} = 0.49 \text{ kN} / \text{m}$.
- Οι μεσαίες μηκίδες φορτίζονται λόγω φορτίων χιονιού με:
 $s = 0.65 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 0.65 \text{ kN} / \text{m}$.
- Οι δοκοί της σκάλας φορτίζονται λόγω φορτίων χιονιού με:
 $s = 0.65 \text{ kN} / \text{m}^2 \cdot 1.25 \text{ m} = 0.81 \text{ kN} / \text{m}$.



Εικόνα 3-6: Κατανομή φορτίων χιονιού στην πεζογέφυρα

3.2.4 Φορτία ανέμου

Η δύναμη ανέμου F_w που δρα σε μια κατασκευή ή σε τμήμα κατασκευής μπορεί να προσδιορίζεται άμεσα χρησιμοποιώντας την εξίσωση $F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$ (3-3), όπου:

$c_s c_d$: είναι ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής,

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

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

A_{ref} : είναι η επιφάνεια αναφοράς της κατασκευής ή στοιχείου της κατασκευής.

Για συνήθη καταστρώματα γεφυρών ανοίγματος μικρότερου των $40m$, γενικά δεν χρειάζεται διαδικασία δυναμικής απόκρισης. Εάν δεν απαιτείται διαδικασία δυναμικής απόκρισης, το $c_s c_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίσο με 1.0 .

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, $V_{b,0}$, είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου και από την εποχή του έτους, στα $10m$ πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Από το εθνικό προσάρτημα η θελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, $V_{b,0}$, ορίζεται σε $V_{b,0} = 27m/s$ για τα νησιά και τα παράλια μέχρι $10km$ από την ακτή και σε $33m/s$ για την υπόλοιπη χώρα.

Η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα $10m$ πάνω από έδαφος κατηγορίας II είναι $V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0}$ (3-4), όπου:

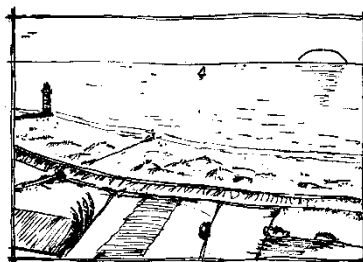
c_{dir} : είναι ο συντελεστής διεύθυνσης, για διάφορες διευθύνσεις ανέμου είναι ίση με 1.0 ,

c_{season} : είναι ο εποχικός συντελεστής, είναι ίσος με 1.0 .

Πίνακας 3-1: Κατηγορίες εδαφών

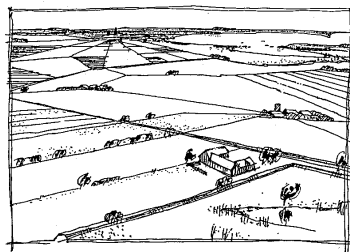
Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



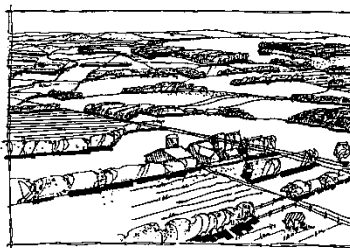
Κατηγορία εδάφους I

Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



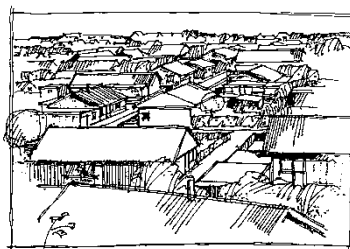
Κατηγορία εδάφους II

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



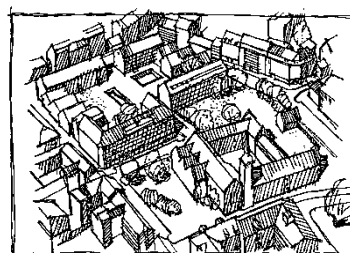
Κατηγορία εδάφους III

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



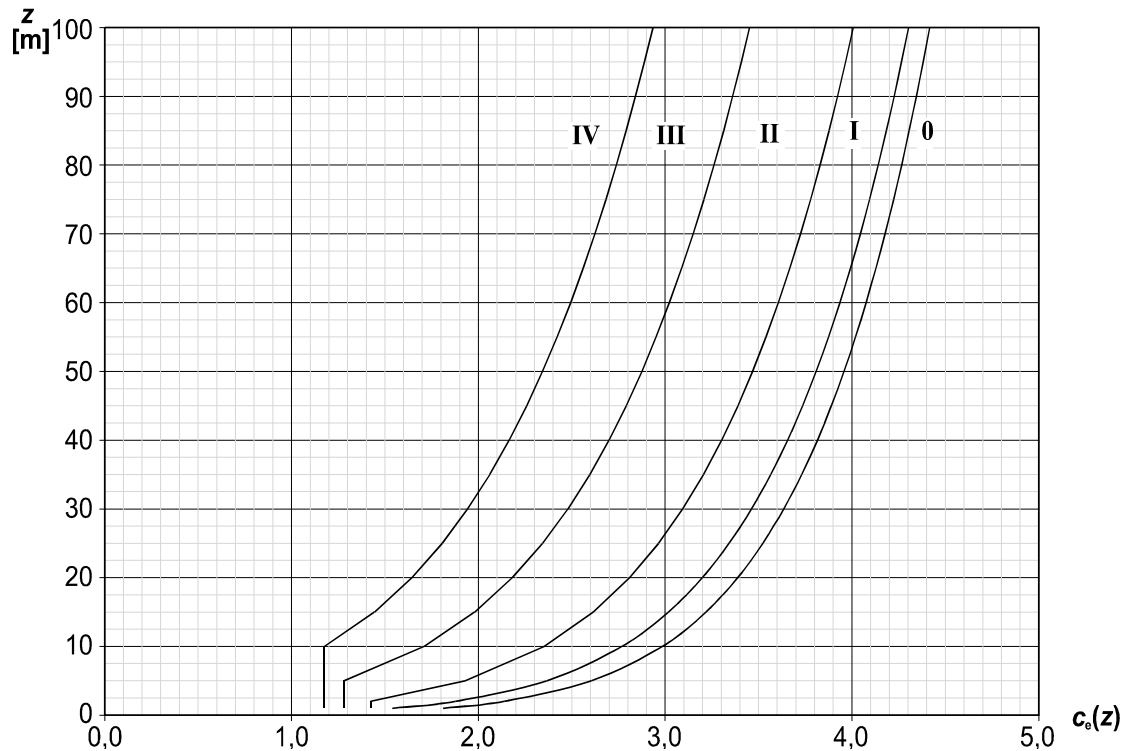
Κατηγορία εδάφους IV

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



Η βασική πίεση δίνεται από την εξίσωση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3-5) \text{ και η προτεινόμενη τιμή της } \rho \text{ είναι } 1.25 \text{ kg / m}^3.$$



Διάγραμμα 3-1: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ για $c_{0}=1.0$, $k_I=1.0$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέση και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, θα πρέπει να προσδιορίζεται από $q_p(z_e) = C_e(z_e) \cdot q_b$ (3-6).

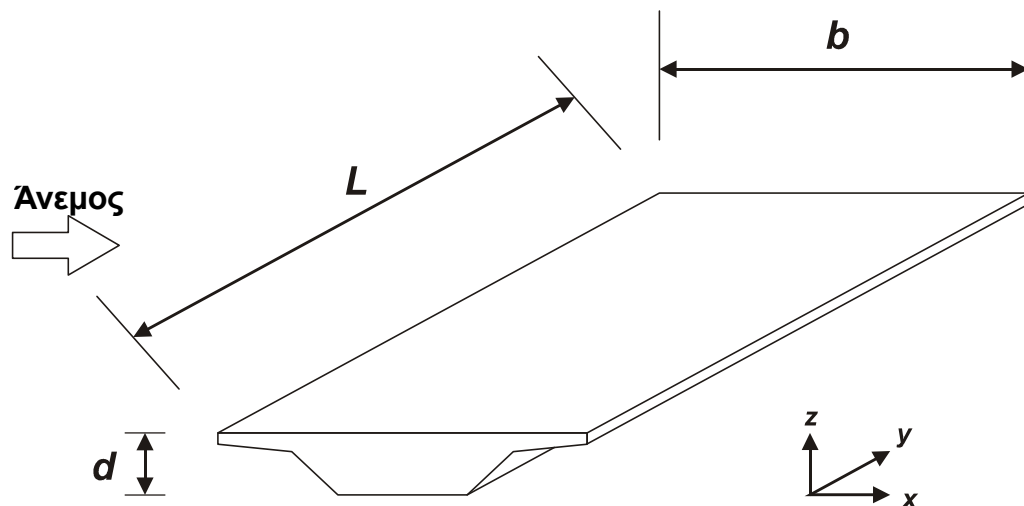
Οι δράσεις ανέμου σε γέφυρες δημιουργούν δυνάμεις στις διευθύνσεις x , y και z όπως φαίνεται στην *Εικόνα 3-10*, όπου:

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

y - είναι η διεύθυνση παράλληλα με το άνοιγμα,

z - είναι η διεύθυνση κάθετα προς το κατάστρωμα.

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



Εικόνα 3-7: Διευθύνσεις δράσης ανέμου πάνω στην γέφυρα

➤ Συντελεστές δύναμης στη διεύθυνση x

Οι συντελεστές δύναμης για τις δράσεις του ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση x δίνονται από $C_{f,x} = C_{f,x,0}$, όπου $C_{f,x,0}$ είναι ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων. Μια γέφυρα συνήθως δεν έχει ροή ελευθέρων άκρων επειδή η ροή παρεκκλίνει μόνο κατά μήκος δύο πλευρών (πάνω και κάτω από το κατάστρωμα της γέφυρας). Για συνήθεις γέφυρες το $C_{f,x,0}$ μπορεί να λαμβάνεται ίσο με 1.3. Η διατομή του καταστρώματος είναι συνήθους κατασκευής σύμφωνα με τον ευρωκώδικα.

Το ύψος αναφοράς, Z_e , μπορεί να λαμβάνεται ως η απόσταση από το χαμηλότερο επίπεδο εδάφους μέχρι το κέντρο του καταστρώματος της γέφυρας, αγνοώντας άλλα τμήματα (π.χ. στηθαία) της επιφάνειας αναφοράς.

➤ Δυνάμεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση y

Οι διαμήκεις δυνάμεις του ανέμου στη διεύθυνση y θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Οι προτεινόμενες τιμές σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα είναι:

- για γέφυρες με ολόσωμες δοκούς, 25 % των δυνάμεων του ανέμου στη x διεύθυνση,
- για δικτυωτές γέφυρες, 50 % των δυνάμεων του ανέμου στη x διεύθυνση.

Το ύψος αναφοράς είναι το ίδιο όπως στη διεύθυνση x .

➤ Δυνάμεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση z

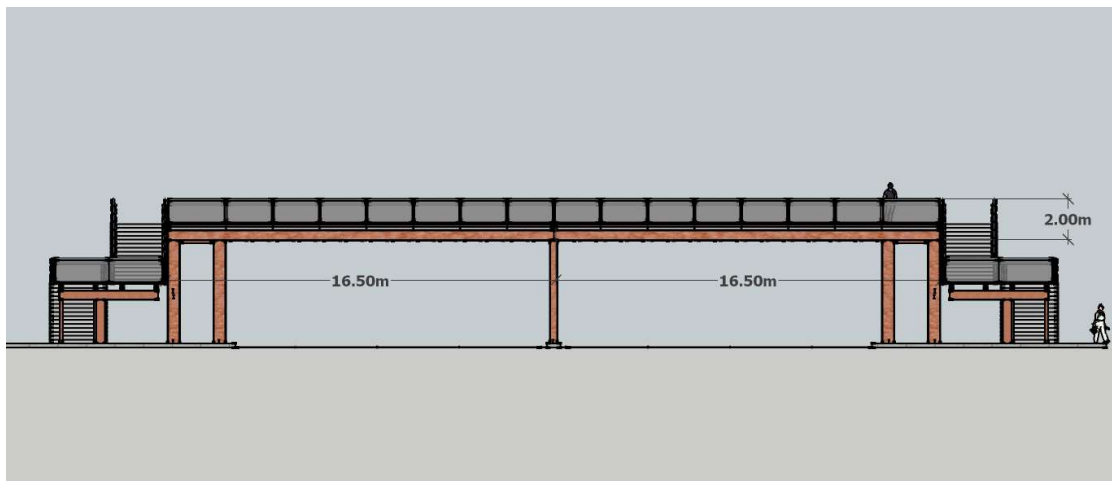
Οι συντελεστές δύναμης $C_{f,z}$ θα καθορίζονται για τη δράση του ανέμου στα καταστρώματα των γεφυρών κατά τη διεύθυνση z , τόσο προς τα άνω όσο και προς τα κάτω (συντελεστές δύναμης ανύψωσης). Το $C_{f,z}$ δεν θα πρέπει να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό κατακόρυφων ταλαντώσεων του καταστρώματος της γέφυρας.

Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίνει τιμές για το $C_{f,z}$. Στην περίπτωση απουσίας δοκιμών σε αεροδυναμική σήραγγα, η προτεινόμενη τιμή μπορεί να λαμβάνεται ίση με ± 0.9 . Αυτή η τιμή λαμβάνει συνολικά υπόψη την επιρροή μιας πιθανής εγκάρσιας κλίσης του καταστρώματος, της κλίσης του εδάφους και των διακυμάνσεων της γωνίας διεύθυνσης του ανέμου με το κατάστρωμα λόγω στροβιλισμού.

Οι επιφάνειες αναφοράς $A_{ref,x}$ για συνδυασμούς φορτίων χωρίς φορτίο κυκλοφορίας θα ορίζονται ως εξής:

- για καταστρώματα με ολόσωμες δοκούς, το άθροισμα των:
 - της επιφάνειας της εμπρόσθιας κύριας δοκού
 - της επιφάνειας των τμημάτων των άλλων κυρίων δοκών που προεξέχουν κάτω από την πρώτη
 - της επιφάνειας του τμήματος του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού που προεξέχει πάνω από την εμπρόσθια κύρια δοκό
 - της επιφάνειας των συμπαγών στηθαίων ή φραγμάτων ήχου, όπου υπάρχουν, πάνω από την επιφάνεια του τμήματος του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού που προεξέχει πάνω από την εμπρόσθια κύρια δοκό ή, στην περίπτωση απουσίας τέτοιου εξοπλισμού, 0.3m για κάθε ανοικτό παραπέτο ή κιγκλίδωμα.
- για καταστρώματα με δικτυωτές δοκούς, το άθροισμα των:
 - της επιφάνειας του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού.
 - των συμπαγών τμημάτων όλων των κυρίων δικτυωτών δοκών, σε κάθετη προβολή, που βρίσκονται πάνω ή κάτω από την επιφάνεια του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού.
 - της επιφάνειας των συμπαγών στηθαίων ή φραγμάτων ήχου, εάν υπάρχουν, πάνω από την επιφάνεια του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού ή στην περίπτωση απουσίας τέτοιου εξοπλισμού, 0.3m για κάθε ανοικτό παραπέτο ή κιγκλίδωμα.

Εντούτοις, η συνολική επιφάνεια αναφοράς δεν θα υπερβαίνει αυτή που προκύπτει από τη θεώρηση μιας ισοδύναμης ολόσωμης δοκού του ίδιου συνολικού ύψους, συμπεριλαμβανομένων και όλων των προεξεχόντων τμημάτων.



Εικόνα 3-8: Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,x}$

Επομένως, τόσο για την ολόσωμη όσο και για τη δικτυωτή πεζογέφυρα θεωρείται η επιφάνεια αναφοράς ίση με $A_{ref,x} = (2 \cdot 16.5m \times 2m) = 66m^2$

Η επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,z}$ είναι ίση με την επιφάνεια κάτοψης $A_{ref,z} = b \cdot L$.
Επομένως έχουμε:

$$\begin{aligned}
c_s c_d &= 1.0 \\
V_{b,0} &= 33 \text{ m / s} \\
c_{dir} &= 1.0 \\
c_{season} &= 1.0 \\
V_b &= c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0} = 33 \text{ m / s} \\
\left. \begin{aligned} q_b &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \\ \rho &= 1.25 \text{ kg / m}^3 \end{aligned} \right\} \Rightarrow q_b = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 33^2 = 680.625 \text{ N / m}^2
\end{aligned}
\tag{3-7}$$

Κατηγορία εδάφους III και $z_e = 5\text{m}$, οπότε από Διάγραμμα 3-1 $C_e(z_e) = 1.3$.

$$q_p(z_e) = C_e(z_e) \cdot q_b = 1.3 \cdot 680.625 = 884.813 \text{ N / m}^2 = 0.885 \text{ kN / m}^2.$$

- Διεύθυνση x :

Για τη πεζογέφυρα από ολόσωμες και δικτυωτές δοκούς:

$$c_{f,x} = c_{fx,0} = 1.3$$

$$P_{w,x} = c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p(z_e) = 1.0 \cdot 1.3 \cdot 0.885 = 1.15 \text{ kN / m}^2$$

- Διεύθυνση y :

– Για τη πεζογέφυρα από ολόσωμες δοκούς

$$c_{f,y} = 0.25 \cdot c_{fx,0} = 0.325$$

$$P_{w,y} = c_s c_d \cdot c_{f,y} \cdot q_p(z_e) = 1.0 \cdot 0.325 \cdot 0.885 = 0.29 \text{ kN / m}^2$$

– Για τη πεζογέφυρα από δικτυωτές δοκούς

$$c_{f,y} = 0.5 \cdot c_{fx,0} = 0.65$$

$$P_{w,y} = c_s c_d \cdot c_{f,y} \cdot q_p(z_e) = 1.0 \cdot 0.65 \cdot 0.885 = 0.58 \text{ kN / m}^2$$

- Διεύθυνση z :

Για τη πεζογέφυρα από ολόσωμες και δικτυωτές δοκούς:

$$c_{f,z} = \pm 0.9$$

$$P_{w,z} = c_s c_d \cdot c_{f,z} \cdot q_p(z_e) = 1.0 \cdot (\pm 0.9) \cdot 0.885 = \pm 0.77 \text{ kN / m}^2$$

Τα φορτία ανέμου επομένως κατανέμονται πάνω στις μηκίδες και τις κύριες δοκούς ως εξής:

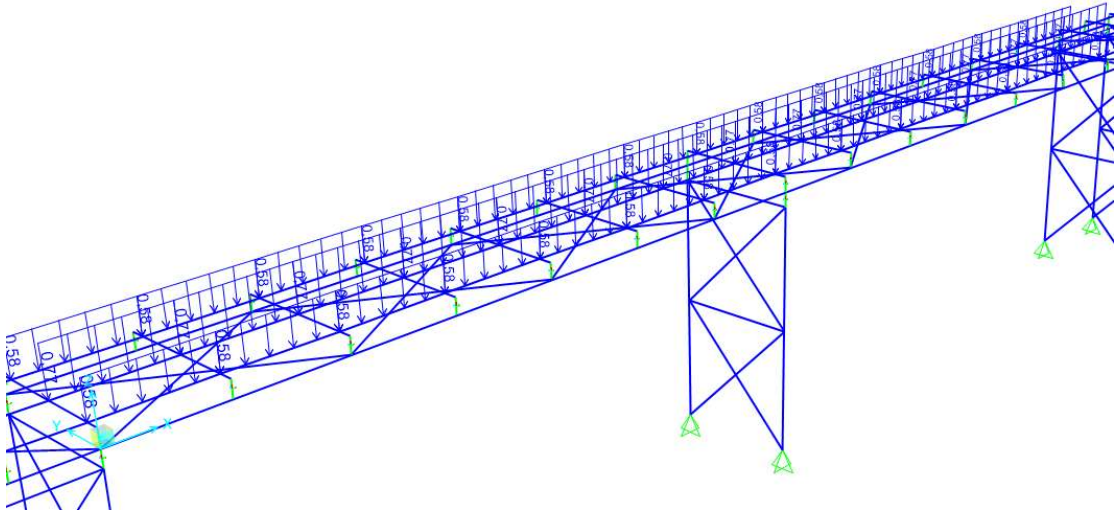
- Οι ακραίες μηκίδες φορτίζονται με:

$$w_z = 0.77 \text{ kN / m}^2 \cdot 0.75 \text{ m} = 0.58 \text{ kN / m}$$

- Οι μεσαίες διαδοκίδες φορτίζονται με:

$$w_z = 0.77 \text{ kN / m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 0.77 \text{ kN / m}$$

- Οι κύριες δοκοί φορτίζονται με:
 $w_x = 1.15 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 2.3 \text{ kN/m}$



Εικόνα 3-9: Κατανομή φορτίου ανέμου W_z στις μηκίδες

Στο Πίνακα 3-2 παρουσιάζονται η κατανομή των φορτίων από τις διαφορετικές φορτίσεις για το κάθε δομικό μέλος της πεζογέφυρας.

Πίνακας 3-2: Συγκεντρωτικές φορτίσεις μελών πεζογέφυρας

	Ακραίες μηκίδες	Μεσαίες μηκίδες	Κύριες δοκοί
Επιπρόσθετα μόνιμα φορτία	$g_{\text{επιπρ.}}=0.75 \text{ kN/m}$	$g_{\text{επιπρ.}}=1 \text{ kN/m}$	$g_{\text{επιπρ.}}=1 \text{ kN/m}$
Φορτία κυκλοφορίας	$q_{fk}=3.55 \text{ kN/m},$ $q_{fik}=0.36 \text{ kN/m}$	$q_{fk}=4.73 \text{ kN/m},$ $q_{fik}=0.47 \text{ kN/m}$	$q_{\text{κικλ.}}=1 \text{ kN/m}$
Φορτία χιονιού	$s=0.49 \text{ kN/m}$	$s=0.65 \text{ kN/m}$	
Φορτία ανέμου	$w_z=0.58 \text{ kN/m}$	$w_z=0.77 \text{ kN/m}$	$w_x=2.30 \text{ kN/m}$

3.2.5 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα σε μια διατομή ενός στοιχείου προκαλεί παραμορφώσεις. Όταν αυτές οι παραμορφώσεις είναι παρεμποδισμένες, τότε

προκαλούνται τάσεις, οι οποίες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για καταστάσεις διάρκειας και παροδικές. Στην κατηγορία των θερμοκρασιακών μεταβολών, ως τυχηματική φόρτιση ωστόσο υπάγεται και η περίπτωση της πυρκαγιάς, η οποία μπορεί να προκαλέσει ταχεία μείωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του χάλυβα.

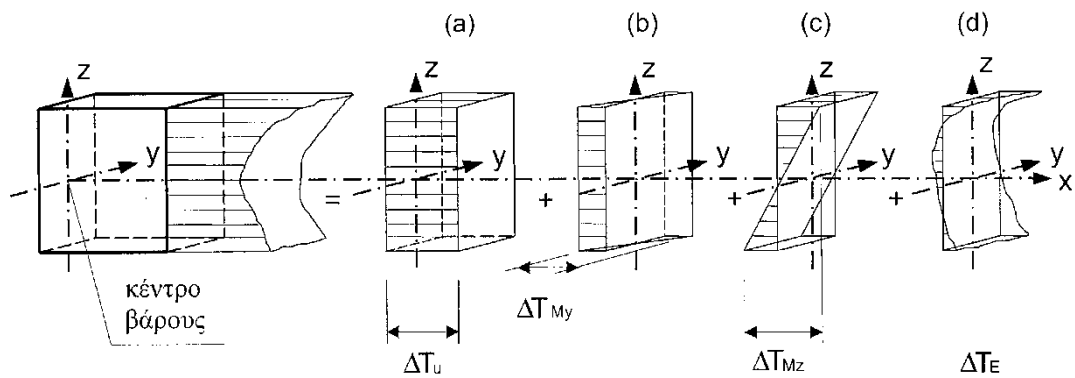
Πίνακας 3-3 Επιρροή της θερμοκρασίας (πυρκαγιάς) στα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα

θερμοκρασία χάλυβα θ_u	Μειωτικοί συντελεστές σε θερμοκρασία θ_a ως προς την τιμή της f_y ή του E_a σε 20°C		
	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την f_y) για την ενεργό τάση διαρροής	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την f_y) για το όριο αναλογίας	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την f_y) για τη κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής
20°C	1,000	1,000	1,000
100°C	1,000	1,000	1,000
200°C	1,000	0,807	0,900
300°C	1,000	0,613	0,800
400°C	1,000	0,420	0,700
500°C	0,780	0,360	0,600
600°C	0,470	0,180	0,310
700°C	0,230	0,075	0,130
800°C	0,110	0,050	0,090
900°C	0,060	0,038	0,068
1000°C	0,040	0,025	0,045
1100°C	0,020	0,013	0,023
1200°C	0,000	0,000	0,000

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

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

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

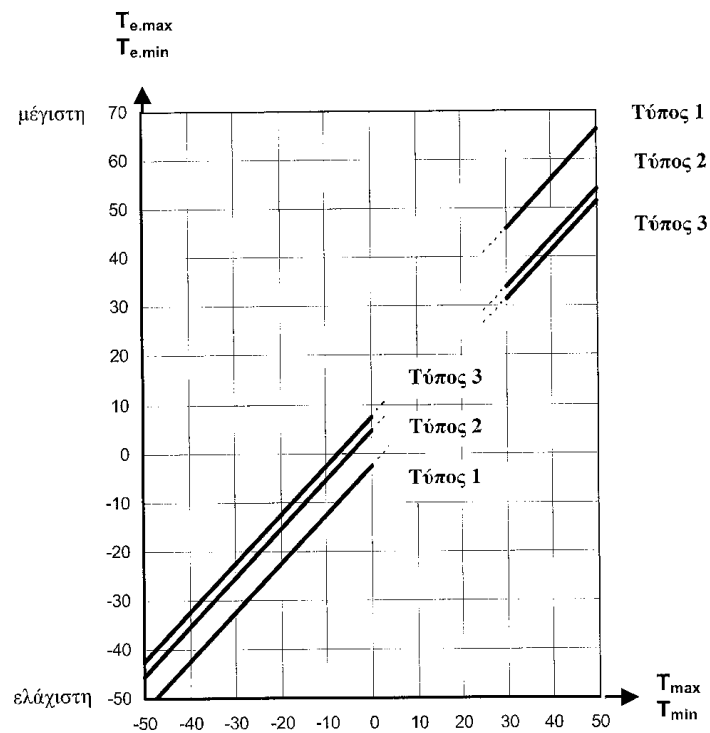


Εικόνα 3-10: Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών κατανομής θερμοκρασίας

Ο έλεγχος γίνεται για την ομοιόμορφη και τη γραμμική κατανομή της θερμοκρασίας και η συγκεκριμένη γέφυρα κατατάσσεται στην ομάδα 1.

➤ Ομοιόμορφη συνιστώσα της θερμοκρασίας

Στην ομοιόμορφη συνιστώσα προσδιορίζονται από εθνικούς ισοθερμικούς χάρτες η ελάχιστη (T_{min}) και η μέγιστη (T_{max}) θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά. Στη συνέχεια, προσδιορίζονται η ελάχιστη ($T_{e,min}$) και η μέγιστη ($T_{e,max}$) ενεργός θερμοκρασία της γέφυρας ανάλογα με την ομάδα στην οποία ανήκει το κατάστρωμα.



Εικόνα 3-11: Σχέση μεταξύ $T_{e,min}$, $T_{e,max}$ και T_{min} , T_{max}

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

$$\begin{aligned}\Delta T_{N,neg} &= T_{e,min} - T_0 \\ \Delta T_{N,pos} &= T_{e,max} - T_0\end{aligned}\quad (3-8)$$

Όπου $T_0 = 10^0 C$ η θερμοκρασία συναρμολόγησης της γέφυρας
Για τις ανάγκες της παρούσης εργασίας λήφθηκε προσεγγιστικά

$$\Delta T_{N,neg} = -20^0 C$$

$$\Delta T_{N,pos} = +20^0 C$$

➤ Γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας

Η γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας είναι αποτέλεσμα θέρμανσης και ψύξης του καταστρώματος μέσα σε μία ορισμένη χρονική περίοδο, κατά την οποία εμφανίζεται μία μέγιστη θετική (άνω επιφάνεια θερμότερη) και μία μέγιστη αρνητική (κάτω επιφάνεια θερμότερη) μεταβολή θερμοκρασίας. Οι χαρακτηριστικές τιμές της γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνονται στον Πίνακα 3-4.

Πίνακας 3-4: Χαρακτηριστικές τιμές γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας για γέφυρες

Τύπος καταστρώματος	Άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω	Κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα	18	13
Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα	15	18
Τύπος 3: Κατάστρωμα από Ω.Σ.:		
- κιβωτοειδής διατομή	10	5
- δοκός	15	8
- πλάκα	15	8

Η ομάδα της γέφυρας είναι 1, επομένως έχω: $\Delta T_{M,neg}(C) = -13^{\circ}C$, $\Delta T_{M,pos}(C) = +18^{\circ}C$

Η γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας υπολογίζεται μόνο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Σε περίπτωση, επίσης, που πρέπει να ληφθεί υπόψη ταυτόχρονη συνύπαρξη της ομοιόμορφης (ΔT_N) και της γραμμικής (ΔT_M) συνιστώσας της θερμοκρασίας, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες εκφράσεις:

$$\begin{aligned} \Delta T_M + \omega_N \cdot \Delta T_N \\ \omega_M \cdot \Delta T_M + \Delta T_N \end{aligned} \quad (3-9)$$

Όπου $\omega_N = 0.35$ και $\omega_M = 0.75$

Από τους παραπάνω συνδυασμούς λαμβάνεται ο πλέον δυσμενής, ο οποίος για τη κατασκευή μας είναι $\Delta T_{neg} = -30^{\circ}C$ και $\Delta T_{pos} = +34^{\circ}C$.

3.2.6 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές (κυρίως λόγω μεγέθους), χωρίς όμως αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις της κατασκευής λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας (κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών) λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται φάσμα σχεδιασμού. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Η μέθοδος αναφοράς για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης θα είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία χρησιμοποιεί γραμμικό-ελαστικό προσομοίωμα του φορέα και το φάσμα σχεδιασμού. Η οριζόντια σεισμική δράση

περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3-10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3-11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3-12)$$

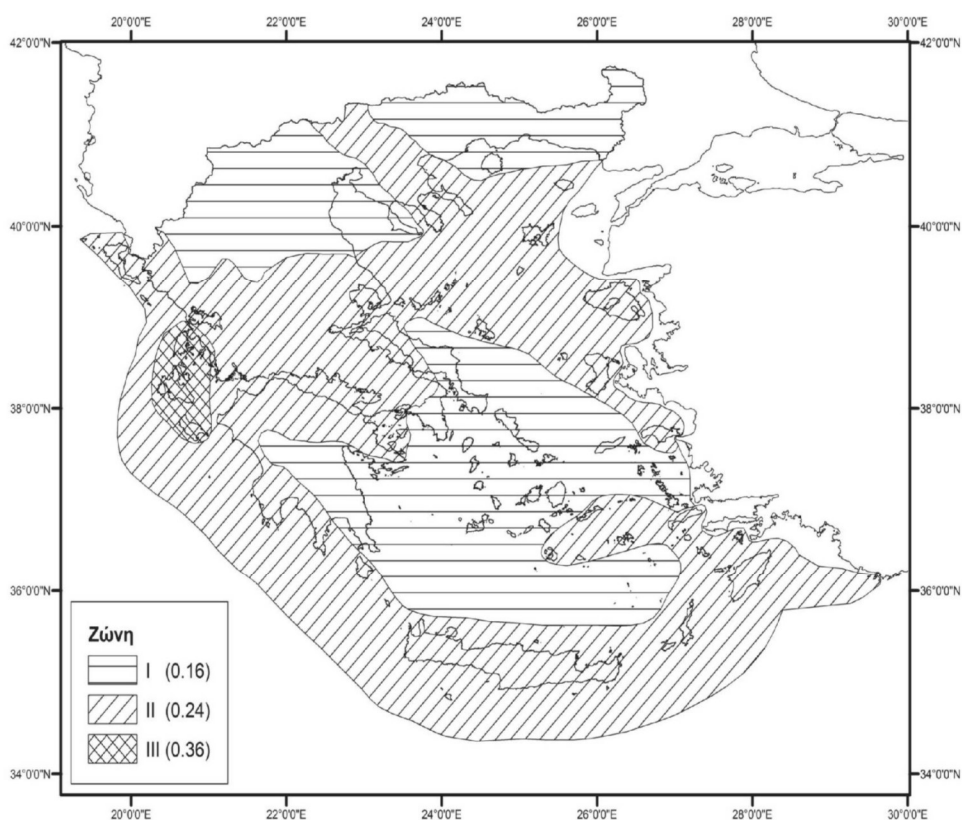
$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3-13)$$

όπου:

- $S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού
- T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A
($a_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$)
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- S είναι ο συντελεστής εδάφους
- q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
- β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, με προτεινόμενη τιμή το 0.2 .

Οι κατασκευές ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης. Θεωρούμε ότι η πεζογέφυρα ανήκει στις συνήθεις γέφυρες και επομένως ταξινομείται στην II κατηγορία σπουδαιότητας. Έτσι η τιμή του γ_i για την κατηγορία σπουδαιότητας II είναι εξ' ορισμού ίση με 1,0.

Θεωρούμε ως περιγραφή στρωματογραφίας του εδάφους κάτω από την κατασκευή μας ως αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος. Έτσι έχουμε κατηγορία εδάφους B.



Εικόνα 3-12: Ελληνικός χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας

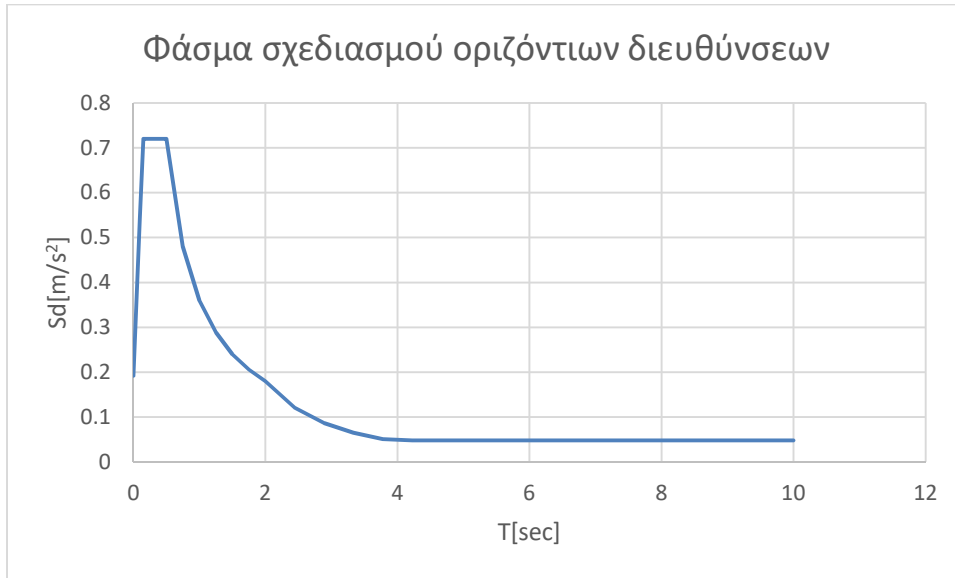
Οι τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν το συνιστώμενο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 και για εδαφικό τύπο B είναι: $S = 1.2$, $T_B = 0.15\text{sec}$, $T_C = 0.5\text{sec}$, $T_D = 2.0\text{sec}$. Θεωρούμε επίσης τη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού $a_g = 0.24 \cdot g$. Οι ανώτατες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τις δύο οριζόντιες σεισμικές συνιστώσες δίνονται στον Πίνακα 3-5 και εξαρτώνται από τη μεταελαστική συμπεριφορά των πλαστικών στοιχείων στα οποία πραγματοποιείται κατά κύριο λόγο η απελευθέρωση ενέργειας. Εάν μια γέφυρα περιέχει διάφορους τύπους πλαστικών στοιχείων θα χρησιμοποιείται ο χαμηλότερος σχετικός συντελεστής q που αντιστοιχεί στην ομάδα/τύπο με την μεγαλύτερη

συνεισφορά στην ανάληψη σεισμικών δυνάμεων. Επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν διαφορετικοί συντελεστές q σε κάθε μία από τις οριζόντιες διευθύνσεις.

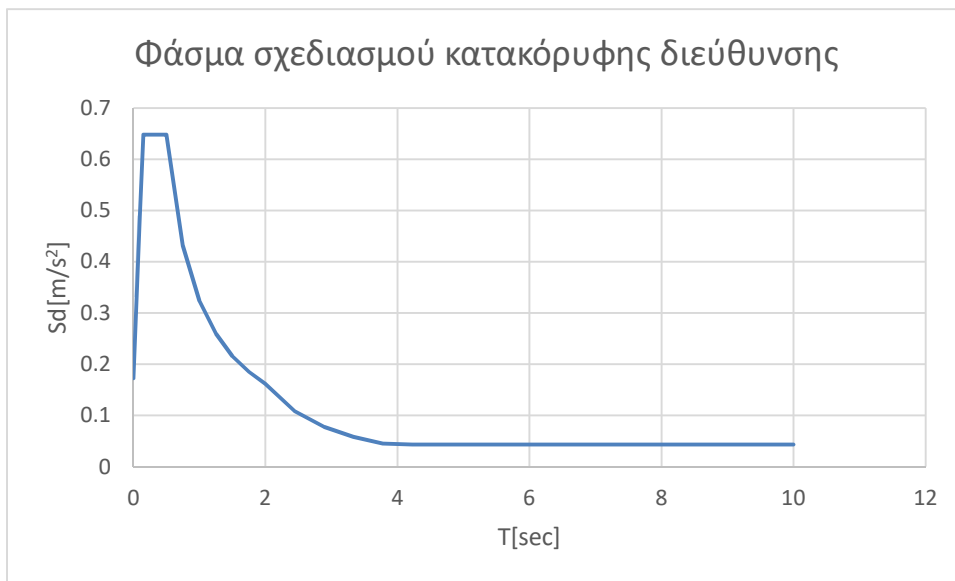
Πίνακας 3-5: Μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q

Τύπος Πλάστιμων Μελών	Σεισμική συμπεριφορά	
	Περιορισμένα πλάστιμη	Πλάστιμη
Βάθρα από οπλισμένο σκυρόδεμα:		
Κατακόρυφα βάθρα σε κάμψη	1,5	3,5 $\lambda(\alpha_s)$
Κεκλιμένα θλιβόμενα στοιχεία σε κάμψη	1,2	2,1 $\lambda(\alpha_s)$
Βάθρα από χάλυβα:		
Κατακόρυφα βάθρα σε κάμψη	1,5	3,5
Κεκλιμένα θλιβόμενα στοιχεία σε κάμψη	1,2	2,0
Βάθρα με κανονικούς συνδέσμους	1,5	2,5
Βάθρα με έκκεντρους συνδέσμους	-	3,5
Ακρόβαθρα με δύσκαμπτη σύνδεση με τον φορέα:		
Γενικά	1,5	1,5
Στερεά συστήματα	1,0	1,0
Τόξα	1,2	2,0
<p>* $\alpha_s = L_s/h$ είναι ο λόγος διάτμησης του βάρου, όπου L_s είναι η απόσταση από την πλαστική άρθρωση έως το σημείο μηδενικής ροπής και h είναι το ύψος της διατομής στην διεύθυνση κάμψης της πλαστικής άρθρωσης.</p> <p>For $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1,0$</p> <p>$3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$</p>		

Επίσης χρησιμοποιήθηκε διαφορετικό φάσμα απόκρισης για τις οριζόντιες και την κατακόρυφη διεύθυνση. Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προέκυψε από το φάσμα οριζόντιων συνιστωσών με πολλαπλασιασμό των τεταγμένων του επί 0.9, όπως προτείνει ο Ευρωκώδικας.



Διάγραμμα 3-2: Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιων διευθύνσεων της κατασκευής



Διάγραμμα 3-3: Φάσμα σχεδιασμού κατακόρυφης διεύθυνσης της κατασκευής

4 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διαφορετικές χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σε αυτήν. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με τους κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας) και συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως συντελεστές συνδυασμού Ψ) για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Στη συνέχεια αυτές οι δράσεις εφαρμόζονται στο φορέα και εξάγονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Είναι λογικό και επόμενο να μην συνδυάζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα (για παράδειγμα δε συνδυάζεται η μέγιστη πίεση ανέμου με τη μέγιστη φόρτιση χιονιού).

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, οι οποίες διακρίνονται στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και Λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των φορτίων που υπολογίστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Οι συνδυασμοί αυτοί καλύπτονται όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

4.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Στην περίπτωση αυτή έχουμε πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ, που συνδέονται με κατάρρευση ή ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4-1), \text{ όπου το } Q_{k,i} \text{ αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση.}$$

Πίνακας 4-1: Συνιστώμενες τιμές των συντελεστών Ψ για πεζογέφυρες

Δράση	Σύμβολο	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Φορτία κυκλοφορίας	gr1	0,40	0,40	0
	Q_{fwb}	0	0	0
	gr2	0	0	0
Δράσεις ανέμου	F_{Wk}	0,3	0,2	0
Θερμικές δράσεις	T_k	0,6 ⁽¹⁾	0,6	0,5
Φορτία χιονιού	$Q_{Sn,k}$ (κατά την εκτέλεση)	0,8	-	0
Φορτία κατασκευής	Q_c	1,0	-	1,0

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

Με τον τρόπο αυτό προκύπτουν οι παρακάτω συνδυασμοί δράσεων:

Θεμελιώδεις συνδυασμοί:

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το φορτίο κυκλοφορίας Q :

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W_0 + 1.5 \cdot 0.8 \cdot S = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 0.45 \cdot W_0 + 1.2 \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W_{90} + 1.5 \cdot 0.8 \cdot S = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 0.45 \cdot W_{90} + 1.2 \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W_{45} + 1.5 \cdot 0.8 \cdot S = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 0.45 \cdot W_{45} + 1.2 \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T_{\max} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 0.9 \cdot T_{\max}$$

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T_{\min} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 0.9 \cdot T_{\min}$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W_0 :

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_0 + 1.5 \cdot 0.4 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.8 \cdot S = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_0 + 0.6 \cdot Q + 1.2 \cdot S$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W_{90} :

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{90} + 1.5 \cdot 0.4 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.8 \cdot S = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{90} + 0.6 \cdot Q + 1.2 \cdot S$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W_{45} :

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{45} + 1.5 \cdot 0.4 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.8 \cdot S = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot W_{45} + 0.6 \cdot Q + 1.2 \cdot S$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S :

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.4 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W_0 = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 0.6 \cdot Q + 0.45 \cdot W_0$$

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.4 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W_{90} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 0.6 \cdot Q + 0.45 \cdot W_{90}$$

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.4 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.3 \cdot W_{45} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 0.6 \cdot Q + 0.45 \cdot W_{45}$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τη θερμοκρασία T_{\max} :

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T_{\max} + 1.5 \cdot 0.4 \cdot Q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T_{\max} + 0.6 \cdot Q$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τη θερμοκρασία T_{\min} :

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T_{\min} + 1.5 \cdot 0.4 \cdot Q = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T_{\min} + 0.6 \cdot Q$$

Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} \quad (4-2)$$

Οι οιονεί μόνιμες τιμές των μεταβλητών δράσεων δίνονται από το γινόμενο $\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$, όπου $Q_{k,1}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του κινητού φορτίου κυκλοφορίας. Γέφυρες με συνήθη κυκλοφορία και πεζογέφυρες όπως αυτή της συγκεκριμένης

εργασίας, γενικά και σύμφωνα με τις συστάσεις του EN 1990:2002, Παράρτημα A2, $\psi_{2,1} = 0$.

Επομένως οι συνδυασμοί για καταστάσεις σεισμού είναι:

$$\begin{aligned} G + E_x \\ G + E_y \end{aligned} \quad (4-3)$$

4.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ, που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} \quad (4-4)$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το φορτίο κυκλοφορίας Q :

$$G + Q + 0.2 \cdot W_0$$

$$G + Q + 0.2 \cdot W_{90}$$

$$G + Q + 0.2 \cdot W_{45}$$

$$G + Q + 0.6 \cdot T_{\max}$$

$$G + Q + 0.6 \cdot T_{\min}$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W_0 :

$$G + W_0 + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\max}$$

$$G + W_0 + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\min}$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W_{90} :

$$G + W_{90} + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\max}$$

$$G + W_{90} + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\min}$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W_{45} :

$$G + W_{45} + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\max}$$

$$G + W_{45} + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\min}$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S :

$$G + S + 0.2 \cdot W_0 + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\max}$$

$$G + S + 0.2 \cdot W_0 + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\min}$$

$$G + S + 0.2 \cdot W_{90} + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\max}$$

$$G + S + 0.2 \cdot W_{90} + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\min}$$

$$G + S + 0.2 \cdot W_{45} + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\max}$$

$$G + S + 0.2 \cdot W_{45} + 0.4 \cdot Q + 0.6 \cdot T_{\min}$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τη θερμοκρασία T_{\max} :

$$G + T_{\max} + 0.2 \cdot W_0 + 0.4 \cdot Q$$

$$G + T_{\max} + 0.2 \cdot W_{90} + 0.4 \cdot Q$$

$$G + T_{\max} + 0.2 \cdot W_{45} + 0.4 \cdot Q$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τη θερμοκρασία T_{\min} :

$$G + T_{\min} + 0.2 \cdot W_0 + 0.4 \cdot Q$$

$$G + T_{\min} + 0.2 \cdot W_{90} + 0.4 \cdot Q$$

$$G + T_{\min} + 0.2 \cdot W_{45} + 0.4 \cdot Q$$

5 Διαστασιολόγηση

5.1 Κατάστρωμα

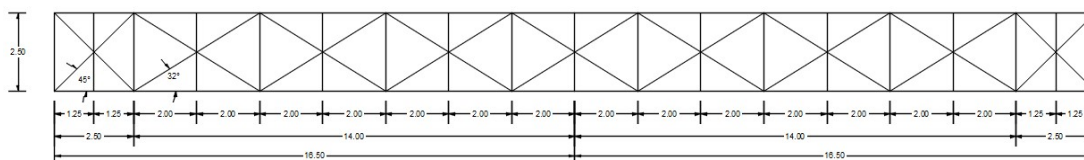
- Για τη πεζογέφυρα από ολόσωμες δοκούς:

Οι διαδοκίδες είναι τοποθετημένες κάθετα στις κυρίες δοκούς σε απόσταση $2.00m$ πλην αυτών που βρίσκονται στο κομμάτι του καταστρώματος που είναι πάνω από τα ακρόβαθρα οι οποίες είναι τοποθετημένες ανά $1.25m$ μεταξύ τους. Όλες οι διαδοκίδες συνδέονται με τις κύριες δοκούς αρθρωτά. Στο στατικό προσομοίωμα στο SAP 2000 η σύνδεση αυτή έγινε με link/support member δεσμεύοντας τις τρεις μεταφορικές κινήσεις.

Οι μηκίδες είναι τοποθετημένες κάθετα στις διαδοκίδες και παράλληλα στις κύριες δοκούς σε απόσταση $1.00m$ μεταξύ τους και συνδέονται με τις διαδοκίδες αρθρωτά.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται ανά δύο διαδοκίδες σχηματίζοντας 32° με τις κύριες δοκούς, με τις οποίες είναι συνδεδεμένες αρθρωτά.

Οι κύριες ολόσωμες δοκοί έχουν μήκος $16.50m$ και συνδέονται στο κάτω πέλμα τους με το ακρόβαθρο σε μήκος $2.50m$ και με το μεσόβαθρο αρθρωτά.



Εικόνα 5-1: Κάτοψη ολόσωμης πεζογέφυρας

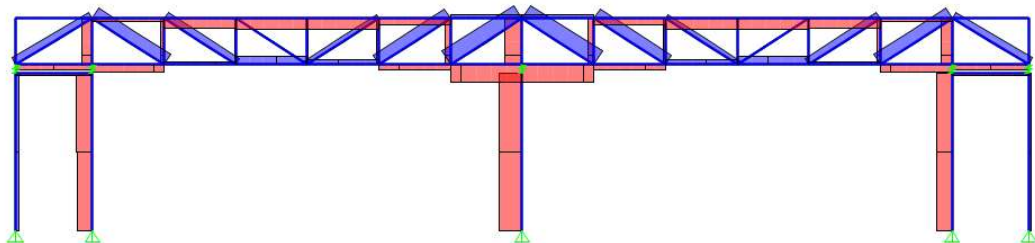
- Για τη πεζογέφυρα από δικτυωτές δοκούς:

Οι διαδοκίδες είναι τοποθετημένες κάθετα στις κυρίες δοκούς σε απόσταση $2.33m$ μεταξύ τους ($2.33m \cdot 6 = 14.00m$) και συνδέονται με τις κύριες δοκούς αρθρωτά. Εξαιρούνται όπως και στην ολόσωμη πεζογέφυρα οι διαδοκίδες που βρίσκονται στο κομμάτι του καταστρώματος που είναι πάνω από τα ακρόβαθρα οι οποίες είναι τοποθετημένες ανά $1.25m$ μεταξύ τους.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται ανά δύο διαδοκίδες σχηματίζοντας 28° με τις κύριες δοκούς, με τις οποίες είναι συνδεδεμένες αρθρωτά.

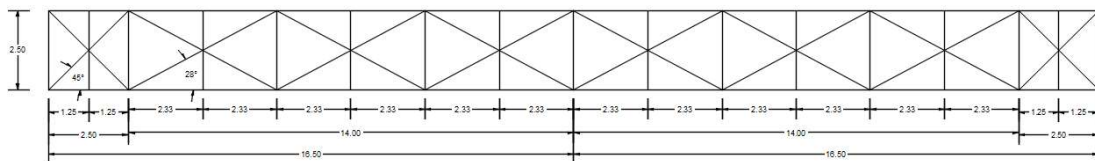
Η διάσταση του ύψους h της δικτυωτής δοκού επιλέγεται ανάλογα με το μέγεθος του ανοίγματος. Αυξάνοντας το ύψος του δικτύωματος, αυξάνεται η απόσταση μεταξύ των δύο πελμάτων, περιορίζεται η ένταση στις ράβδους και απαιτούνται γενικά μικρότερες διατομές. Εν τούτοις μια αύξηση δεν οδηγεί γενικά σε οικονομικότερη λύση δεδομένου ότι αυξάνεται το μήκος των ράβδων, όπως και το μήκος λυγισμού των θλιβόμενων εξ αυτών. Το ύψος της δικτυωτής δοκού θα πρέπει να είναι τέτοιο με το οποίο θα αποφεύγονται μορφές δικτύωσης στις οποίες ράβδοι θα σχηματίζουν μεταξύ τους σχετικά μικρή οξεία γωνία (ενδεικτικά μικρότερη των 30°), γιατί αλλιώς μια από τις ράβδους διακόπτεται μακράν του θεωρητικού κόμβου και η διαμόρφωση του κόμβου δυσχεραίνεται. Ωστόσο στην παρούσα εργασία θα μελετηθεί η επιρροή τους ύψους του δικτύωματος στην συμπεριφορά του φορέα.

Όσο αναφορά τη φορά των διαγωνίων μεταξύ των δυνατών θέσεων σε κάθε φάτνωμα επιλέγεται εκείνη για την οποία, υπό την κύρια φόρτιση, η διαγώνιος είναι εφελκόμενη. Με την αρχή αυτή, η φορά των διαγωνίων αλλάζει διεύθυνση περί το μέσον του ημιανοίγματος, όπως φαίνεται και στην εικόνα παρακάτω με μπλέ χρώμα είναι τα εφελκόμενα μέλη και με κόκκινο τα θλιβόμενα.

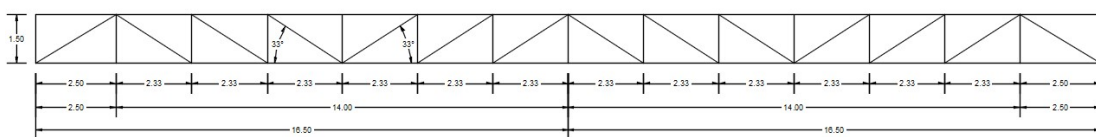


Εικόνα 5-2: Αξονικές δυνάμεις μελών υπό την κύρια φόρτιση

Λαμβάνοντας όλα τα παραπάνω υπόψιν επιλέχθηκε το ύψος του δικτυώματος να είναι $h=2.0m$, $h=1.5m$, $h=1.0m$ σχηματίζοντας μεταξύ της διαγωνίου και του πέλματος 41° , 33° , 24° αντίστοιχα και η φορά των διαγωνίων έγινε όπως φαίνεται στην Εικόνα 5-4.



Εικόνα 5-3: Κάτοψη δικτυωτής πεζογέφυρας

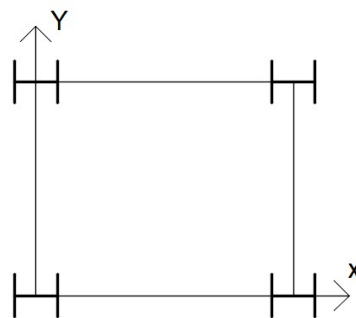


Εικόνα 5-4: Όψη δικτυωτής πεζογέφυρας

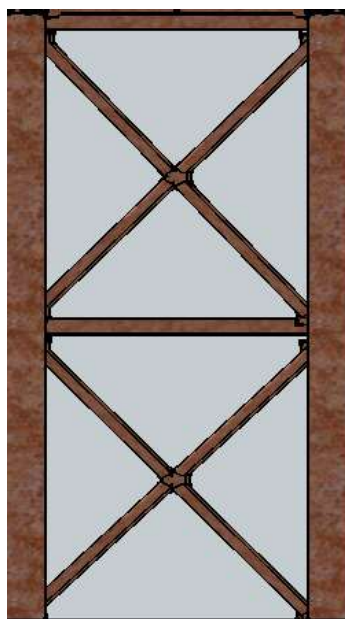
5.2 Ακρόβαθρα

Όσο αναφορά τα ακρόβαθρα, η διάταξη των κατακόρυφων μελών τους θα βασίζεται σε κάναβο με φάτνωμα των $2.5m$ στον X άξονα (διεύθυνση κατά μήκος της γέφυρας) και σε $2.5m$ στον y άξονα. Τα κατακόρυφα μέλη διατάσσονται με τον ισχυρό τους άξονα κάθετο στην X διεύθυνση της κατασκευής όπως φαίνεται και στην Εικόνα 5-5. Στην X διεύθυνση τα κατακόρυφα μέλη συνδέονται μεταξύ τους στην

κορυφή με κεφαλοδοκό ενώ στην y διεύθυνση με δοκούς στην κορυφή και στο μέσο του ύψους τους και κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας τύπου x , όπως φαίνεται και στην Εικόνα 5-6.



Εικόνα 5-5: Διάταξη κατακόρυφων στύλων ακροβάθρων.



Εικόνα 5-6: Σύνδεση κατακόρυφων στύλων στην διεύθυνση y

5.3 Μεσόβαθρο

Το μεσόβαθρο το οποίο βρίσκεται στο μέσο του καταστρώματος αποτελείται από δύο κατακόρυφους στύλους οι οποίοι διατάσσονται με τον ισχυρό τους άξονα κάθετο στην x διεύθυνση της κατασκευής όπως ακριβώς και στα ακρόβαθρα. Στην y διεύθυνση τα κατακόρυφα μέλη συνδέονται μεταξύ τους με δοκούς στην κορυφή και στο μέσο του ύψους τους και δύο συστήματα δυσκαμψίας τύπου x .

6 Κατασκευή - Ανέγερση

6.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο θα περιγραφεί η μεθοδολογία που θα ακολουθηθεί για τη μεταφορά των τμημάτων της γέφυρας, καθώς και η σειρά με την οποία θα τοποθετηθούν τα τμήματα και θα εφαρμοστούν τα διάφορα φορτία.

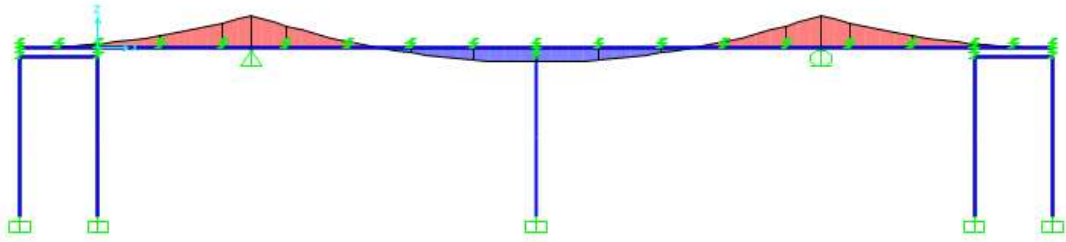
6.2 Κατασκευή

Με τον όρο "κατασκευή" εννοούμε όλη τη διαδικασία παραγωγής σε τελική μορφή των μελών που απαιτούνται για να συνθέσουν τον φέροντα οργανισμό του έργου. Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει την ανάλυση των κατασκευαστικών σχεδίων και των εν χρήσει κανονισμών, την προμήθεια όλου του απαραίτητου υλικού (διατομές, ελάσματα, κοχλίες, ηλεκτρόδια κλπ), την κοπή, τη μόρφωση, τη συναρμολόγηση (μερική ή ολική), το πακετάρισμα και τη μεταφορά στο σημείο ανέγερσης. Ανάλογα με τις δυνατότητες των μεταφορικών μέσων (φορτηγά, νταλίκες, τρένα, πλοία) για τη μεταφορά από το εργοστάσιο προς το εργοτάξιο, γίνεται τελική συναρμολόγηση των επιμέρους τεμαχίων σε μεγαλύτερα τμήματα, ώστε να είναι δυνατή η φόρτωσή τους (βάρος, διαστάσεις).

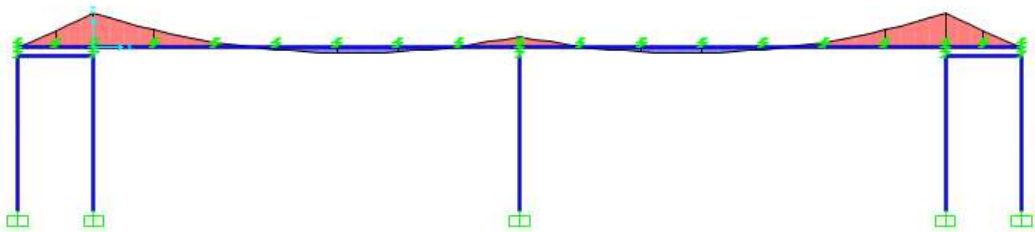
Λόγω περιορισμού των δυνατοτήτων των μέσων μεταφοράς, τα τμήματα που θα μεταφερθούν δεν πρέπει να ξεπερνούν σε μήκος τα $15m$. Τα βάθρα (ακρόβαθρα και μεσόβαθρα) δεν διαφοροποιούνται στις δύο εξεταζόμενες λύσεις (γέφυρα με ολόσωμες δοκούς και δικτυωτή), για το λόγο αυτό προτείνεται ένας τρόπος κατασκευής και ανέγερσης. Όλα τα μέλη των βάθρων είναι από πρότυπες διατομές (μέγιστους μήκους $5.1m$) και θα έρθουν κατευθείαν από το εργοστάσιο μαζί με τις συγκολλημένες πλάκες πάνω στις οποίες θα γίνει η κοχλιωτή σύνδεση όλων των μελών.

➤ Για την γέφυρα από ολόσωμες δοκούς:

Η κατασκευή του μεταλλικού μέρους του καταστρώματος θα γίνει σε τρία τμήματα, δύο με μήκος $13m$ και ένα με μήκος $7m$. Η επιλογή των μηκών των μελών του καταστρώματος δεν είναι τυχαία αντίθετα ικανοποιεί τη συνθήκη που θέλει τα μέλη να μην έχουν μήκος μεγαλύτερο των $15m$ και η θέση που γίνεται η αποκατάσταση της συνέχειας να εμφανίζονται μικρά εντατικά μεγέθη, το οποίο συμβαίνει στην θέση που απέχει $13m$ από το άκρο και μηδενίζεται η ροπή κάμψης. Τα μέλη αυτά είναι από πρότυπες διατομές και θα μεταφερθούν στο έργο, μέσω των οποίων θα γίνει η αποκατάσταση της συνέχειας, ως τρία ανεξάρτητα ολοκληρωμένα τμήματα. Αφού γίνει στο εργοτάξιο η ένωση των δοκών με αποκατάσταση της συνέχειάς τους, θα συνδεθούν πάνω σε αυτές οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι διαδοκίδες και στην συνέχεια οι μηκίδες. Με αυτόν το τρόπο θα κατασκευαστεί το κατάστρωμα και θα μείνει μόνο η τοποθέτησή του πάνω στα βάθρα, η οποία θα γίνει με χρήση γερανού.



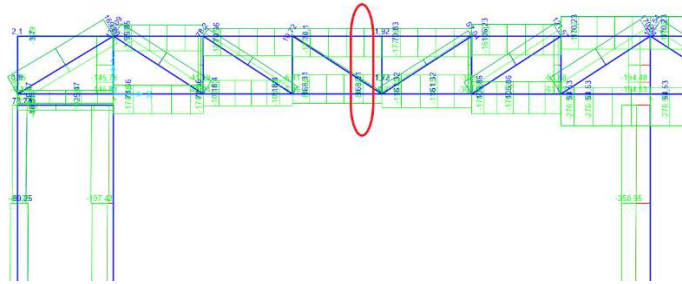
Εικόνα 6-3: Ροπή κάμψης στην 2^η φάση κατασκευής



Εικόνα 6-4: Ροπή κάμψης στην 3^η φάση κατασκευής

➤ Για την γέφυρα από δικτυωτούς δοκούς:

Η κατασκευή του μεταλλικού μέρους του καταστρώματος θα γίνει σε τρία τμήματα, δύο με μήκος 9 m και ένα με μήκος 15 m . Η επιλογή των μηκών των μελών του καταστρώματος δεν είναι τυχαία, αντίθετα ικανοποιεί τη συνθήκη που θέλει τα μέλη να μην έχουν μήκος μεγαλύτερο των 15 m και η θέση που γίνεται η αποκατάσταση της συνέχειας να εμφανίζονται μικρά εντατικά μεγέθη, το οποίο συμβαίνει στην θέση που απέχει 9 m από το άκρο όπως φαίνεται στην Εικόνα 6-5. Τα τμήματα αυτά αποτελούνται από μέλη που είναι από πρότυπες διατομές και θα μεταφερθούν στο έργο, μέσω των οποίων θα γίνει η αποκατάσταση της συνέχειας, ως τρία ανεξάρτητα ολοκληρωμένα τμήματα. Αφού γίνει στο εργοτάξιο η ένωση των μελών με αποκατάσταση της συνέχειάς τους, θα συνδεθούν με τις δοκούς του κάτω πέλματος του δικτυώματος οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι διαδοκίδες και στην συνέχεια οι μηκίδες. Με αυτόν το τρόπο θα κατασκευαστεί το κατάστρωμα και θα μένει μόνο η τοποθέτησή του πάνω στα βάθρα, η οποία θα γίνει με χρήση γερανού.



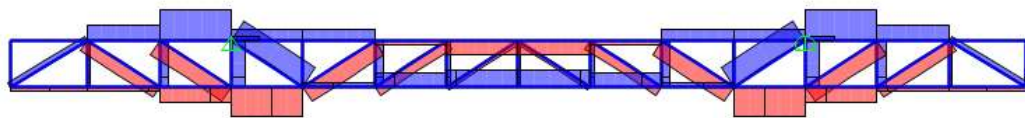
Εικόνα 6-5: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων

Τα σημεία πάνω στα οποία θα πιάσει ο γερανός για να γίνει η ανύψωση του καταστρώματος έχουν τεράστια σημασία, διότι η μη ορθή επιλογή της θέσης μπορεί να δημιουργήσει εντατικά μεγέθη δυσμενέστερα από αυτά που δημιουργούνται στη φάση λειτουργίας της γέφυρας. Επιλέχθηκε η ανύψωση της αναδομής της πεζογέφυρας να γίνει σε μήκος $7.1m$ από το κάθε άκρο.

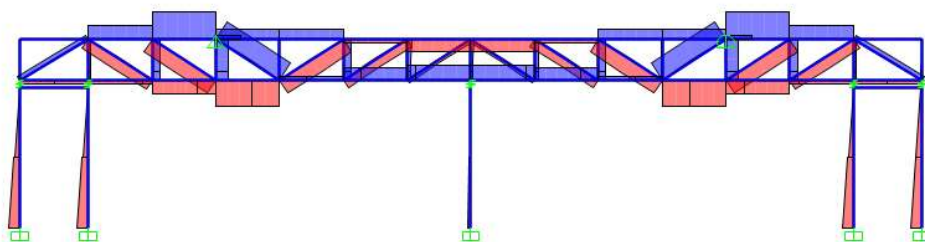
Η ανέγερση της πεζογέφυρας θα γίνει σε τρεις φάσεις:

- 1^η φάση: ανύψωση του καταστρώματος από τα επιλεγμένα σημεία με τους γερανούς .
- 2^η φάση: τοποθέτηση του καταστρώματος πάνω στα βάθρα
- 3^η φάση: σύνδεση του καταστρώματος με τα βάθρα και απελευθέρωση του από τους γερανούς.

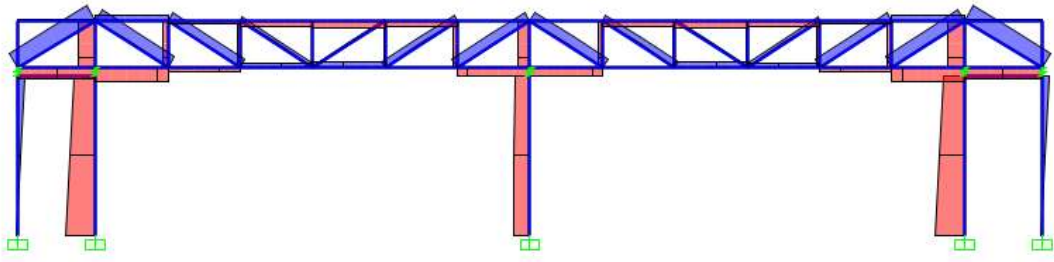
Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνονται οι αξονικές δυνάμεις που δημιουργούνται στις τρεις φάσεις της ανέγερσης. Τα εντατικά μεγέθη, τελικά, που δημιουργούνται στις φάσεις της κατασκευής είναι ευνοϊκότερα από αυτά που δημιουργούνται στην διάρκεια ζωής του έργου.



Εικόνα 6-6: Αξονικές δυνάμεις στην 1^η φάση κατασκευής



Εικόνα 6-7: Αξονικές δυνάμεις στην 2^η φάση κατασκευής



Εικόνα 6-8: Αξονικές δυνάμεις στην 3^η φάση κατασκευής

7 Έλεγχος διατομών

7.1 Παρουσίαση διατομών

Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται όλες οι διατομές που προέκυψαν μετά τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) και οριακής κατάστασης λειτουργικότητας (ΟΚΛ) για τη πεζογέφυρα με ολόσωμες δοκούς (Πίνακας 7-1), με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 2.00m$ (Πίνακας 7-2), $h = 1.50m$ (Πίνακας 7-3) και $h = 1.00m$ (Πίνακας 7-4).

Πίνακας 7-1: Διατομές μελών πεζογέφυρας με ολόσωμες δοκούς

		Διατομές
Κατάστρωμα	Μηκίδες	IPE100
	Διαδοκίδες	IPE120
	Κύρια δοκός	IPE400
	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2
Μεσόβαθρο	Κατακόρυφοι στύλοι	HEA120
	Κεφαλοδοκός	IPE180
	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2
Ακρόβαθρο	Κατακόρυφοι στύλοι	HEA340
	Κεφαλοδοκός	IPE180
	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2

Πίνακας 7-2: Διατομές μελών πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 2.00m$

		Διατομές
Κατάστρωμα	Μηκίδες	IPE100
	Διαδοκίδες	IPE120
	Δοκός κάτω πέλματος δικτυώματος	IPE180
	Δοκός άνω πέλματος δικτυώματος	IPE160
	Κατακόρυφη δοκός δικτυώματος	IPE140/IPE160
	Διαγώνια δοκός δικτυώματος	IPE100/IPE140
	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2
Μεσόβαθρο	Κατακόρυφοι στύλοι	HEA120
	Κεφαλοδοκός	IPE180
	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2
Ακρόβαθρο	Κατακόρυφοι στύλοι	HEA340
	Κεφαλοδοκός	IPE180
	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2

Πίνακας 7-3: Διατομές μελών πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.50m$

		Διατομές
Κατάστρωμα	Μηκίδες	IPE100
	Διαδοκίδες	IPE120
	Δοκός κάτω πέλματος δικτυώματος	IPE200
	Δοκός άνω πέλματος δικτυώματος	IPE160
	Κατακόρυφη δοκός δικτυώματος	IPE120/IPE140
	Διαγώνια δοκός δικτυώματος	IPE100/IPE140
	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2
Μεσόβαθρο	Κατακόρυφοι στύλοι	HEA120
	Κεφαλοδοκός	IPE180
	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2
Ακρόβαθρο	Κατακόρυφοι στύλοι	HEA340
	Κεφαλοδοκός	IPE180
	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2

Πίνακας 7-4: Διατομές μελών πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.00m$

		Διατομές
Κατάστρωμα	Μηκίδες	IPE100
	Διαδοκίδες	IPE120
	Δοκός κάτω πέλματος δικτυώματος	IPE220
	Δοκός άνω πέλματος δικτυώματος	IPE180
	Κατακόρυφη δοκός δικτυώματος	IPE100
	Διαγώνια δοκός δικτυώματος	IPE100/IPE140
	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2
Μεσόβαθρο	Κατακόρυφοι στύλοι	HEA120
	Κεφαλοδοκός	IPE180
	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2
Ακρόβαθρο	Κατακόρυφοι στύλοι	HEA340
	Κεφαλοδοκός	IPE180
	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2

7.2 Κατηγοριοποίηση διατομών

Τέσσερις κατηγορίες διατομών καθορίζονται ως εξής:

- Διατομές κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

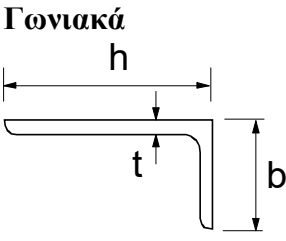
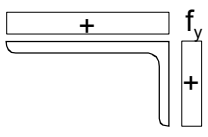
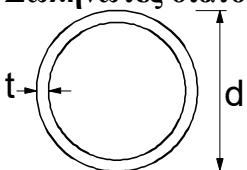
Πίνακας 7-5: Όρια κατηγοριοποίησης εσωτερικών θλιβόμενων τμημάτων

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

Πίνακας 7-6: Όρια κατηγοριοποίηση προεξεχόντων τμημάτων

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

Πίνακας 7-7: Όρια κατηγοριοποίηση γωνιακών τμημάτων

<p>Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλματα” (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>		<p>Γωνιακά</p> 		<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>		
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
<p>Σωληνωτές διατομές</p> 						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

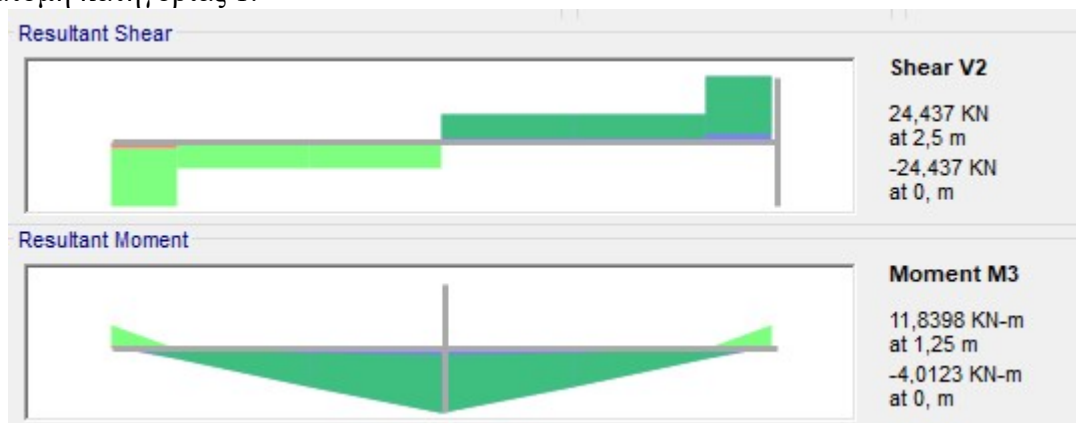
Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη. Τα θλιβόμενα τμήματα περιλαμβάνουν κάθε

τμήμα μιας διατομής το οποίο θλιβεται εξ ολοκλήρου ή εν μέρει για τον υπό θεώρηση συνδυασμό φορτίων. Μια διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων τμημάτων της. Τα όρια για τα θλιβόμενα τμήματα κατηγορίας 1, 2, και 3 θα πρέπει να λαμβάνονται από τους παραπάνω πίνακες σύμφωνα με τους λόγους πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα τμήματα. Ένα τμήμα της διατομής που δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3 πρέπει να κατατάσσεται στην κατηγορία 4.

7.3 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Επιγραμματικά, οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στα μέλη για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι αντοχή σε εφελκυσμό, σε θλίψη, σε κάμψη, σε διάτμηση, σε κάμψης και αξονικής δύναμης, σε διαξονική κάμψη, σε καμπτικό λυγισμό, σε πλευρικό λυγισμό και συνδυαστικός έλεγχος. Οι παραπάνω έλεγχοι και επιλογή των μικρότερων διατομών έγιναν με το πρόγραμμα SAP2000 μέσω της εντολής Start Design/Check of Structure. Έτσι προέκυψαν οι διατομές που αναφέρονται στους Πίνακες 7-1 έως Πίνακας 7-4 που ικανοποιούν τους ελέγχους και ο συνδυαστικός έλεγχος δίνει λόγο απαίτηση/ικανότητα το πολύ 95%. Τα μέλη των διαδοκίδων, μηκίδων και των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι ίδια για όλες τις περιπτώσεις πεζογέφυρας που μελετήθηκαν.

- Διαδοκίδες (IPE120):
Διατομή κατηγορίας 1.



Εικόνα 7-1: Περιβάλλουσα τεμνουσών και ροπών των τεγιδών ολόσωμης πεζογέφυρας

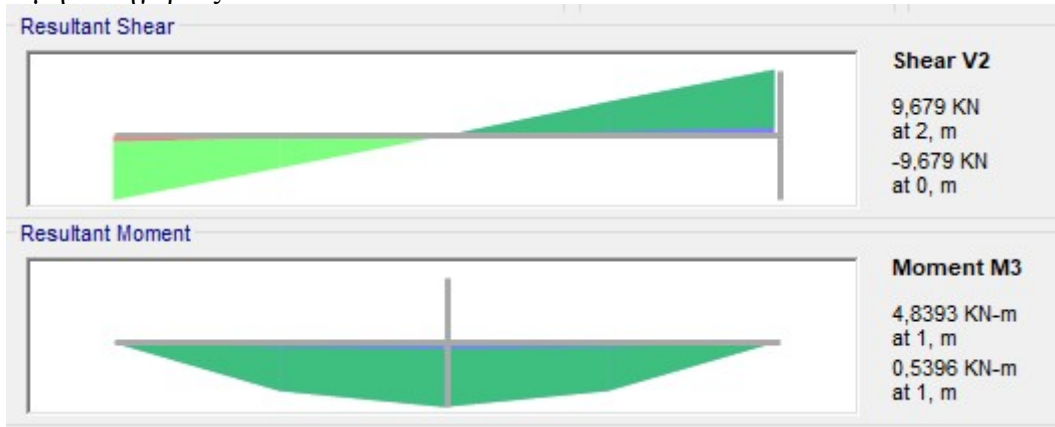
$$V_{Ed,z} = 24.4kN < 129kN = V_{Rd,z}$$

$$M_{Ed,y} = 11.8kNm < 18.5kNm = M_{b,Rd,y}$$

Και για το συνδυασμό $1.35G+1.5Q+0.45W_0$ ο συνδυαστικός έλεγχος δίνει:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} = 0.677 < 0.95$$

- Μηκίδες (IPE100):
Διατομή κατηγορίας 1.



Εικόνα 7-2: Περιβάλλουσα τεμνουσών και ροπών των μηκιδών ολόσωμης πεζογέφυρας

$$V_{Ed,z} = 9.7 \text{ kN} < 103.7 \text{ kN} = V_{Rd,z}$$

$$M_{Ed,y} = 4.8 \text{ kNm} < 8 \text{ kNm} = M_{b,Rd,y}$$

Και για το συνδυασμό $1.35G+1.5Q+0.45W_0$ ο συνδυαστικός έλεγχος δίνει:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} = 0.602 < 0.95$$

- Οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας (Κυκλική κοιλοδοκός 76.1x3.2):
Διατομή κατηγορίας 1.

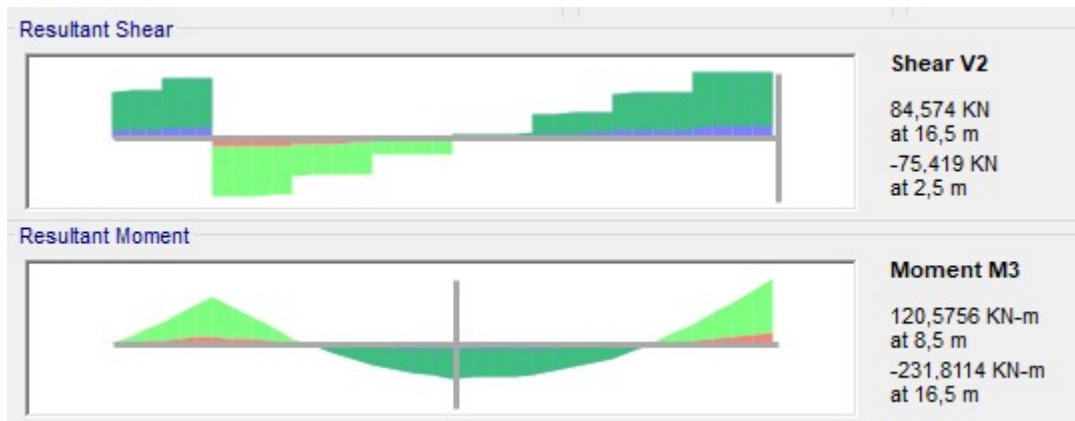


Εικόνα 7-3: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας ολόσωμης πεζογέφυρας

$$N_{c,Ed} = 9.7 \text{ kN} < 41.5 \text{ kN} = N_{b,Rd}$$

7.3.1 Για τη πεζογέφυρα με ολόσωμες δοκούς:

- Κύρια δοκός (IPE400)
Διατομή κατηγορίας 1.



Εικόνα 7-4: Περιβάλλουσα τεμνουσών και ροπών των κύριων δοκών ολόσωμης πεζογέφυρας

$$V_{Ed,z} = 57kN < 875.8kN = V_{Rd,z}$$

$$M_{Ed,y} = 231.8kNm < 272kNm = M_{b,Rd,y}$$

Και για το συνδυασμό $1.35G+1.5Q+0.45W_0$ ο συνδυαστικός έλεγχος δίνει:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} = 0.942 < 0.95$$

7.3.2 Για τη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 2.00m$:

- Δοκός κάτω πέλματος δικτυώματος (IPE180):
Διατομή κατηγορίας 1.



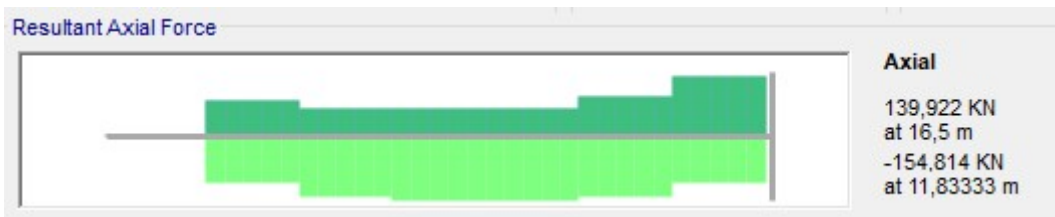
Εικόνα 7-5: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού κάτω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{c,Ed} = 213kN < 295kN = N_{b,Rd}$$

Και για το συνδυασμό $1.35G+1.5Q+0.9T_{max}$ ο συνδυαστικός έλεγχος δίνει:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} = 0.822 < 0.95$$

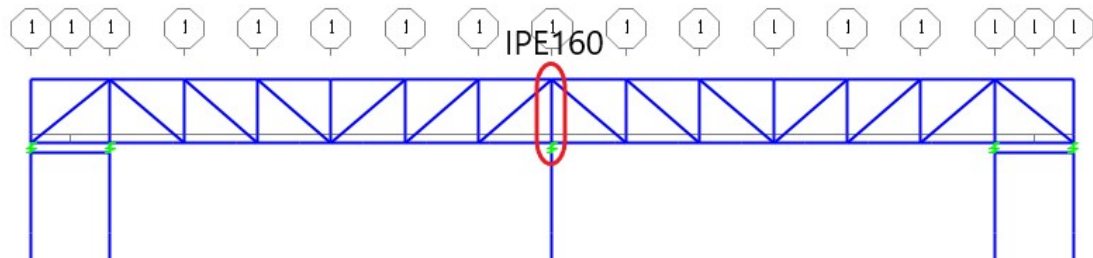
- Δοκός άνω πέλματος δικτυώματος (IPE160):
Διατομή κατηγορίας 1.



Εικόνα 7-6: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού άνω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{c,Ed} = 155kN < 207kN = N_{b,Rd}$$

- Κατακόρυφος δοκός δικτυώματος (IPE140/IPE160)
 Όλες οι κατακόρυφες δοκοί του δικτυώματος είναι διατομής IPE140, πλην αυτής που βρίσκεται στο μέσο της πεζογέφυρας δηλαδή πάνω από το μεσόβαθρο η οποία είναι διατομής IPE160.



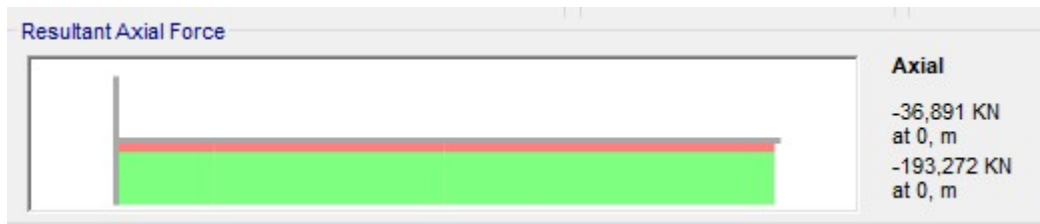
Εικόνα 7-7: Κατακόρυφη δοκός δικτυώματος στο μέσο της πεζογέφυρας

Διατομή κατηγορίας 1.



Εικόνα 7-8: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της κατακόρυφης δοκού δικτυώματος (IPE140) της δικτυωτής πεζογέφυρας

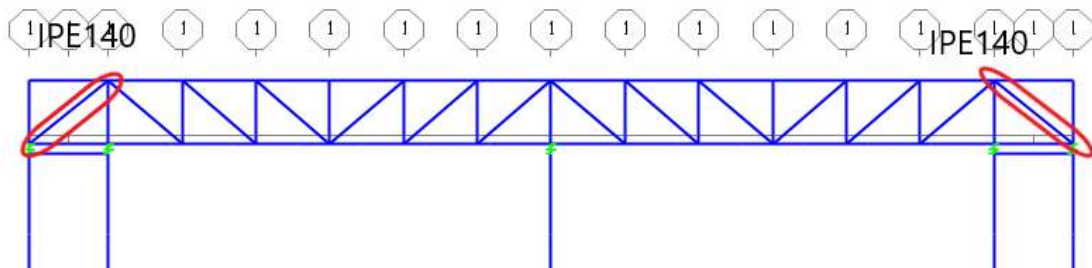
$$N_{c,Ed} = 152kN < 182kN = N_{b,Rd}$$



Εικόνα 7-9: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της κατακόρυφης δοκού δικτυώματος (IPE160) της δικτυωτής πεζογέφυρας

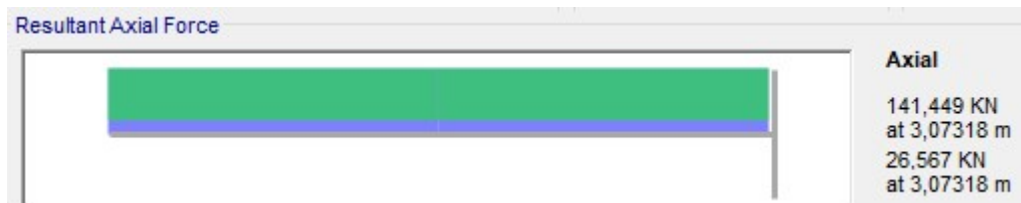
$$N_{c,Ed} = 193kN < 266kN = N_{b,Rd}$$

- Διαγώνια δοκός δικτυώματος (IPE100/IPE140)
Όλες οι διαγώνιες δοκοί του δικτυώματος είναι διατομής IPE100, πλην αυτών που βρίσκεται πάνω από τα ακρόβαθρα της πεζογέφυρας οι οποίες είναι διατομής IPE140.



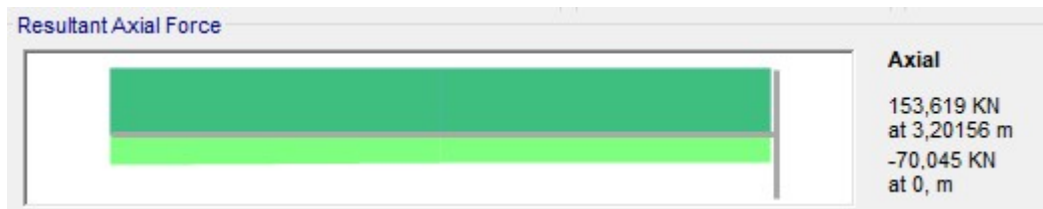
Εικόνα 7-10: Διαγώνιες δοκοί δικτυώματος πάνω από τα ακρόβαθρα της πεζογέφυρας

Διατομή κατηγορίας 1.



Εικόνα 7-11: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE100) της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{t,Ed} = 141kN < 367kN = N_{t,Rd}$$



Εικόνα 7-12: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE140) της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{t,Ed} = 154kN < 582kN = N_{t,Rd}$$

$$N_{c,Ed} = 70kN < 79kN = N_{b,Rd}$$

7.3.3 Για τη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.50m$:

- Δοκός κάτω πέλματος δικτυώματος (IPE200):
Διατομή κατηγορίας 1.



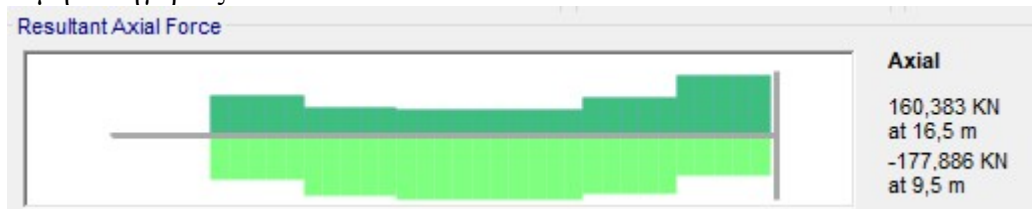
Εικόνα 7-13: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού κάτω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{c,Ed} = 266kN < 400kN = N_{b,Rd}$$

Και για το συνδυασμό $1.35G+1.5Q+0.9T_{\max}$ ο συνδυαστικός έλεγχος δίνει:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} = 0.784 < 0.95$$

- Δοκός άνω πέλματος δικτυώματος (IPE160):
Διατομή κατηγορίας 1.



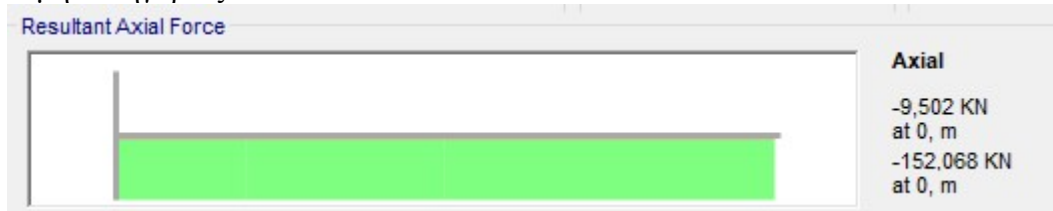
Εικόνα 7-14: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού άνω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{c,Ed} = 178kN < 207kN = N_{b,Rd}$$

- Κατακόρυφη δοκός δικτυώματος (IPE120/IPE140)

Όλες οι κατακόρυφες δοκοί του δικτυώματος είναι διατομής IPE120, πλην αυτής που βρίσκεται στο μέσο της πεζογέφυρας δηλαδή πάνω από το μεσόβαθρο η οποία είναι διατομής IPE140.

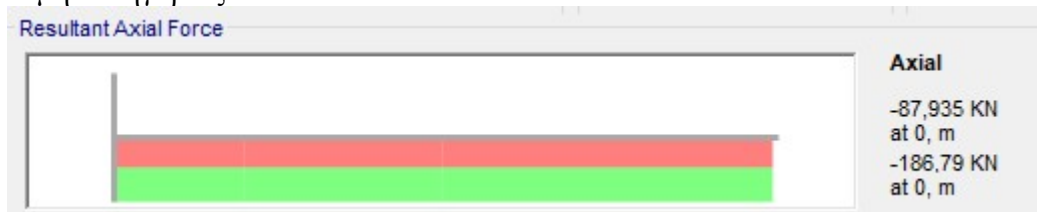
Διατομή κατηγορίας 1.



Εικόνα 7-15: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της κατακόρυφης δοκού δικτυώματος (IPE120) της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{c,Ed} = 152kN < 188kN = N_{b,Rd}$$

Διατομή κατηγορίας 1.



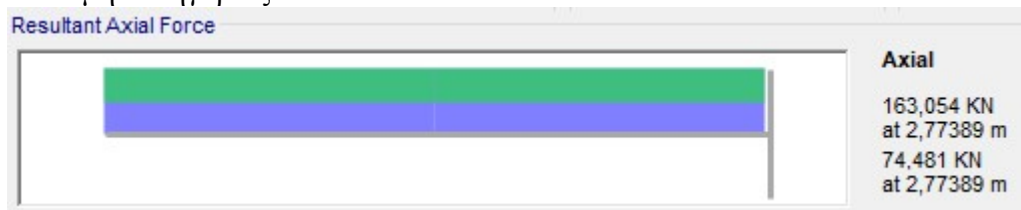
Εικόνα 7-16: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της κατακόρυφης δοκού δικτυώματος (IPE140) της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{c,Ed} = 186kN < 283kN = N_{b,Rd}$$

- Διαγώνια δοκός δικτυώματος (IPE100/IPE140)

Όλες οι διαγώνιες δοκοί του δικτυώματος είναι διατομής IPE100, πλην αυτών που βρίσκεται πάνω από τα ακρόβαθρα της πεζογέφυρας οι οποίες είναι διατομής IPE140.

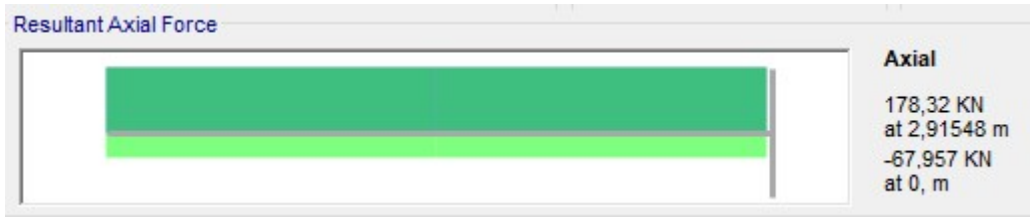
Διατομή κατηγορίας 1.



Εικόνα 7-17: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE100) της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{t,Ed} = 163kN < 367kN = N_{t,Rd}$$

Διατομή κατηγορίας 1.



Εικόνα 7-18: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE140) της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{t,Ed} = 178kN < 582kN = N_{t,Rd}$$

$$N_{c,Ed} = 68kN < 94kN = N_{b,Rd}$$

7.3.4 Για τη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.00m$:

- Δοκός κάτω πέλματος δικτυώματος (IPE220):
Διατομή κατηγορίας 1.



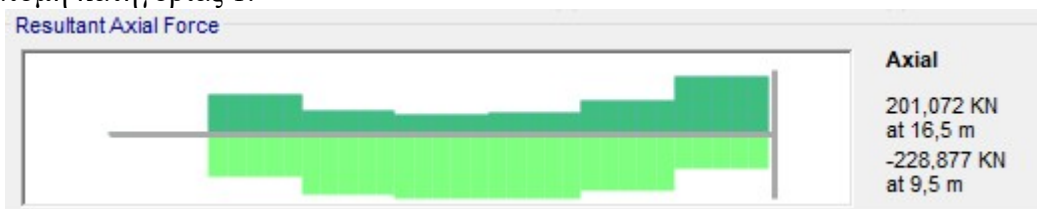
Εικόνα 7-19: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού κάτω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{c,Ed} = 346kN < 546kN = N_{b,Rd}$$

Και για το συνδυασμό $1.35G + 1.5Q + 0.9T_{max}$ ο συνδυαστικός έλεγχος δίνει:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} = 0.840 < 0.95$$

- Δοκός άνω πέλματος δικτυώματος (IPE180):
Διατομή κατηγορίας 1.

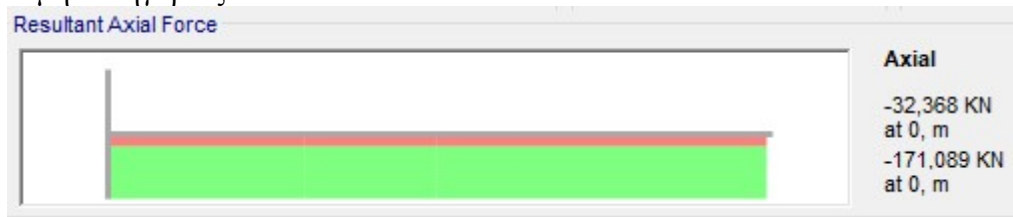


Εικόνα 7-20: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού άνω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{c,Ed} = 229kN < 295kN = N_{b,Rd}$$

- Κατακόρυφος δοκός δικτυώματος (IPE100)

Διατομή κατηγορίας 1.

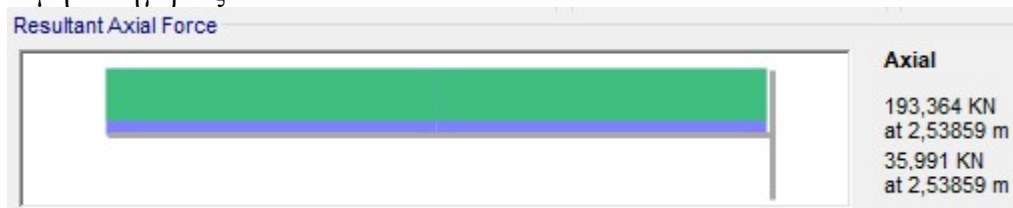


Εικόνα 7-21: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της κατακόρυφης δοκού δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{c,Ed} = 171kN < 206kN = N_{b,Rd}$$

- Διαγώνια δοκός δικτυώματος (IPE100/IPE140)

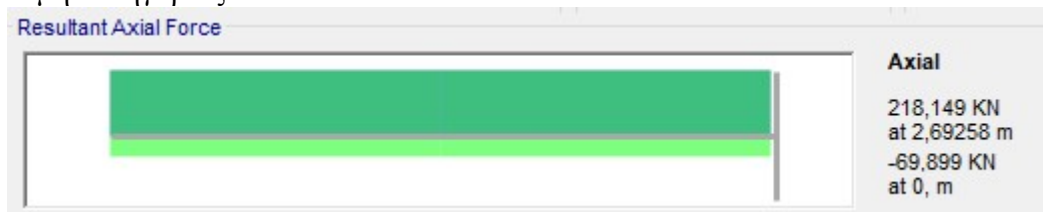
Όλες οι διαγώνιες δοκοί του δικτυώματος είναι διατομής IPE100, πλην αυτών που βρίσκεται πάνω από τα ακρόβαθρα της πεζογέφυρας οι οποίες είναι διατομής IPE140. Διατομή κατηγορίας 1.



Εικόνα 7-22: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE100) της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{t,Ed} = 193kN < 367kN = N_{t,Rd}$$

Διατομή κατηγορίας 1.



Εικόνα 7-23: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE140) της δικτυωτής πεζογέφυρας

$$N_{t,Ed} = 221kN < 582kN = N_{t,Rd}$$

$$N_{c,Ed} = 70kN < 109kN = N_{b,Rd}$$

7.4 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η μέγιστη μετατόπιση για τους συνδυασμούς στον έλεγχο λειτουργικότητας της πεζογέφυρας εμφανίζεται στο μέσο του ανοίγματος. Έτσι έχουμε:

➤ Για τη πεζογέφυρα με ολόσωμες δοκούς:

$$u_z = 0.021m < 0.056 = \frac{L}{250}$$

➤ Για τη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 2.00m$:

$$u_z = 0.009m < 0.056 = \frac{L}{250}$$

➤ Για τη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.50m$:

$$u_z = 0.011m < 0.056 = \frac{L}{250}$$

➤ Για τη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.00m$:

$$u_z = 0.016m < 0.056 = \frac{L}{250}$$

Επομένως, όλες οι περιπτώσεις πεζογέφυρας που εξετάστηκαν στην συγκεκριμένη εργασία ικανοποιούν τους ελέγχους λειτουργικότητας.

8 Συνδέσεις

8.1 Γενικά

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία (μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

Ως προς την έννοια των όρων ισχύουν τα ακόλουθα.

Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Υποτίθεται ότι η σύνδεση είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η συγκεκριμένη δράση π.χ. στις διεπιφάνειες μεταξύ άκρου της δοκού και του υποστυλώματος σε έναν κόμβο δοκού – υποστυλώματος.

Ο όρος κόμβος χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Οι θέσεις αποκατάστασης της συνέχειας αποκαλούνται, υπό την ευρεία έννοια, κόμβοι.

- Απλές συνδέσεις

Ονομάζονται οι συνδέσεις οι οποίες παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσες), επιτρέποντας τις στροφές που προκύπτουν λόγω των δράσεων σχεδιασμού, χωρίς να αναπτύσσονται σημαντικές ροπές. Ο κανόνας εφαρμογής, που προκύπτει από το EN1993-1-8 (Σχεδιασμού συνδέσεων), είναι ότι ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως αρθρωτός, εάν η αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης $M_{j,Rd}$ δεν είναι μεγαλύτερη από το 25% της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή της δοκού, που απαιτείται για ένα κόμβο πλήρους αντοχής, με την προϋπόθεση ότι ο κόμβος διαθέτει επιπλέον επαρκή στρωφική ικανότητα.

- Συνδέσεις ροπής

Ονομάζονται οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές. Παραδείγματα αποτελούν οι αποκαταστάσεις συνέχειας των διατομών των μελών, οι πλαισιακές συνδέσεις των δοκών και των υποστυλωμάτων ή οι πακτώσεις των υποστυλωμάτων στη βάση τους.

Ανάλογα με την αντοχή τους έναντι ροπών σε σχέση με τα μέλη τα οποία συνδέουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:


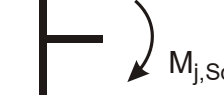
- Συνδέσεις πλήρους αντοχής

Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μεγαλύτερη από τη ροπή των συνδεόμενων μελών. Στην **Error! Reference source not found.** φαίνεται το κριτήριο χαρακτηρισμού των συνδέσεων ως πλήρους αντοχής σύμφωνα με το EN1993-1-8.

- Συνδέσεις μερικής αντοχής

Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής των συνδεομένων μελών. Κόμβος ο οποίος δεν ικανοποιεί τα κριτήρια ενός κόμβου πλήρους αντοχής ή ενός αρθρωτού κόμβου, ταξινομείται ως μερικής αντοχής.

Πίνακας 8-1: Κριτήριο κατάταξης συνδέσεων ως πλήρους αντοχής

α) Κεφαλή υποστυλώματος		Είτε $M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$ ή $M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$
β) Εντός του ύψους υποστυλώματος		Είτε $M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$ ή $M_{j,Rd} \geq 2 M_{c,pl,Rd}$
Υπόμνημα: $M_{b,pl,Rd}$ είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της δοκού $M_{c,pl,Rd}$ είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή του υποστυλώματος		

Η απόκριση των κόμβων στην επιβαλλόμενη ένταση απεικονίζεται με τη βοήθεια του διαγράμματος ροπής – στροφής ($M - \varphi$), όπου το πρώτο μέγεθος είναι η επιβαλλόμενη ροπή και το δεύτερο η μεταβολή της γωνίας μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου. Η κλίση της καμπύλης του διαγράμματος αποτελεί τη δυσκαμψία του κόμβου.

Ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, οι κόμβοι διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

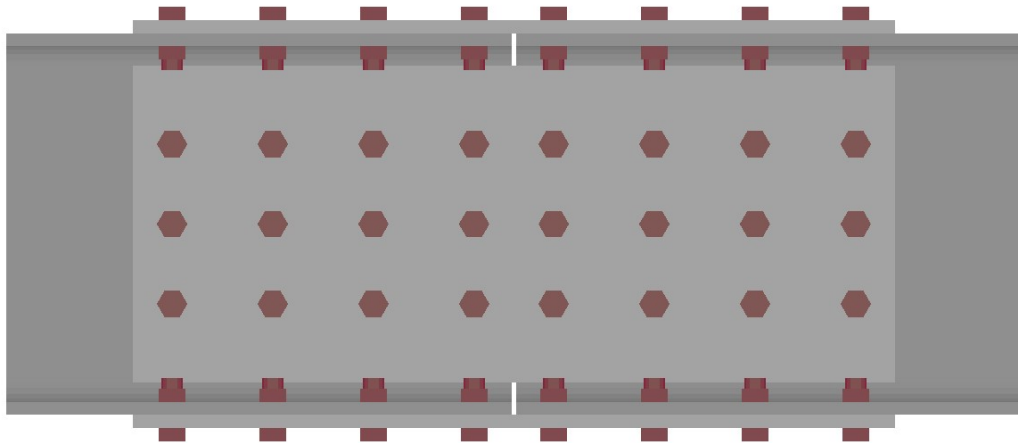
- Άκαμπτοι κόμβοι
Πρόκειται για κόμβους στους οποίους δεν μεταβάλλεται η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεομένων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως πάκτωση.
- Αρθρωτοί κόμβοι
Πρόκειται για κόμβους με ελεύθερη δυνατότητα σχετικής στροφής μεταξύ των συνδεομένων μελών. Επομένως η σύνδεση προσομοιώνεται ως άρθρωση.
- Ημιάκαμπτοι κόμβοι
Πρόκειται για κόμβους στους οποίους η γωνία φ μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου μεταβάλλεται ανάλογα με την επιβαλλόμενη ροπή M στο μέλος. Η σύνδεση λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιώνεται συνήθως με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

8.2 Συνδέσεις τμημάτων καταστρώματος

8.2.1 Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας

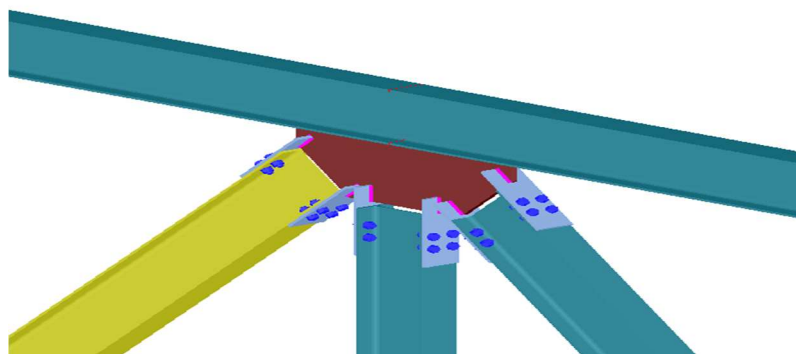
Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο Κεφάλαιο 6, η μεταλλική δοκός τόσο στη πεζογέφυρα από ολόσωμες δοκούς όσο και σε αυτές με δικτυωτές δοκούς θα γίνει σε τρία τμήματα. Για τη μεν πεζογέφυρα από ολόσωμες δοκούς θα γίνει με δύο τμήματα

μήκους $13m$ και ένα με μήκος $7m$, ενώ για τη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς θα γίνει με δύο τμήματα με μήκος $9m$ και ένα με μήκος $15m$. Και στις δύο περιπτώσεις θα γίνει αποκατάσταση συνέχειας των μελών που συνδέονται και οι συνδέσεις αυτές θα είναι συνδέσεις πλήρους αντοχής. Στη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς στο μήκος που θα γίνει η σύνδεση κόβεται η δοκός του κάτω και του άνω πέλματος όπως και η διαγώνιος δοκός του δικτυώματος, για αυτό το λόγο θα γίνει στο σημείο αυτό αποκατάσταση συνέχειας και των τριών μελών. Παρακάτω παρουσιάζεται η αποκατάσταση συνέχειας μιας ενδεικτικής δοκού του φορέα. Η δοκός διπλού T κοχλιώνεται με μεταλλικό έλασμα στα δύο πέλματα της και στις δύο πλευρές του κορμού της όπως φαίνεται στην Εικόνα 8-1.



Εικόνα 8-1: Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας

8.2.2 Σύνδεση μελών δικτυώματος

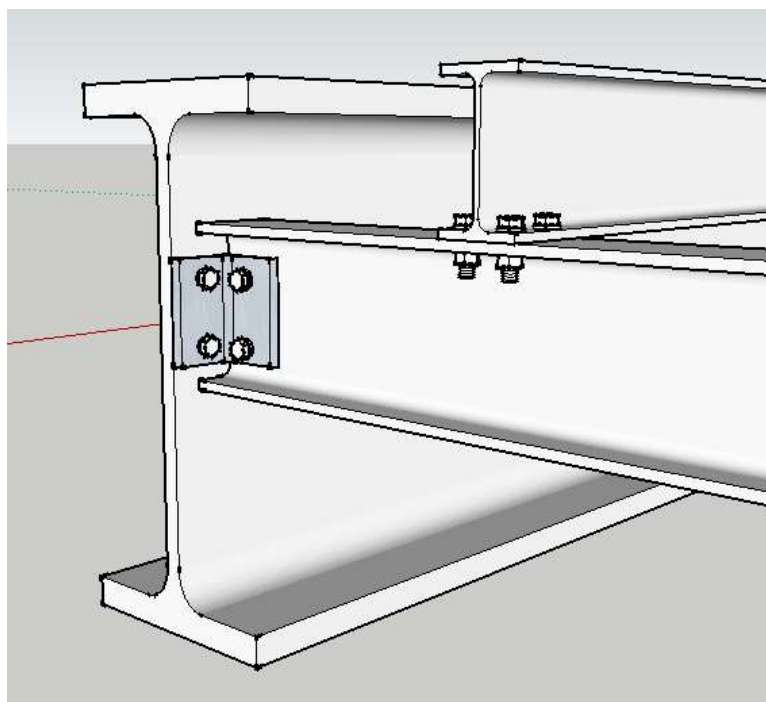


Εικόνα 8-2: Σύνδεση μελών δικτυώματος

Στη πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς τα μέλη του δικτυώματος ενώνονται μεταξύ τους με συνδέσεις πλήρους ανοχής. Στις δοκούς κάτω ή άνω πέλματος του δικτυώματος συγκολλάτε μεταλλικό έλασμα πάνω στον οποίο θα συγκολληθούν τα ελάσματα των κατακόρυφων και διαγώνιων δοκών του δικτυώματος τα οποία έχουν με τη σειρά τους κοχλιωθεί στα πέλματα των κατακόρυφων και διαγώνιων δοκών, όπως φαίνεται στην Εικόνα 8-2

8.2.3 Σύνδεση διαδοκίδας – κύριας δοκού

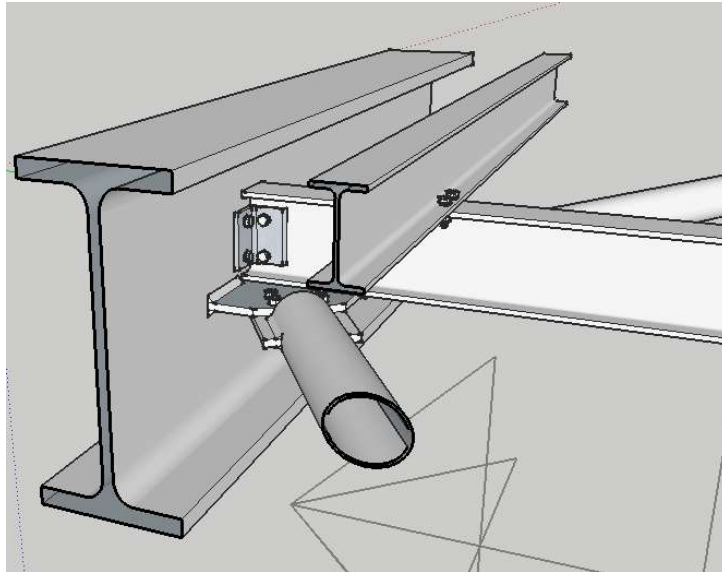
Οι διαδοκίδες συνδέονται με τις κύριες δοκούς του καταστρώματος, για τη περίπτωση της πεζογέφυρας με ολόσωμες δοκούς και με τις δοκούς του κάτω πέλματος για τις περιπτώσεις των πεζογεφυρών με τις δικτυωτές δοκούς. Η σύνδεση αυτή επιτυγχάνεται με τη κοχλίωση δύο γωνιακών ελασμάτων στο κορμό των διαδοκίδων τα οποία με τη σειρά τους κοχλιώνονται στο κορμό της κύριας δοκού, όπως φαίνεται στην Εικόνα 8-3.



Εικόνα 8-3: Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό

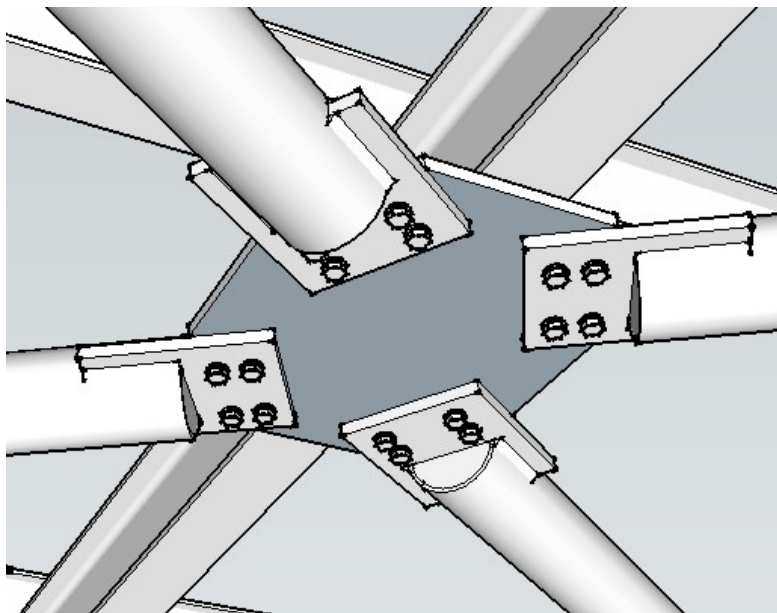
8.2.4 Σύνδεση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνδέονται με τις κύριες δοκούς ανά δύο διαδοκίδες. Η σύνδεση αυτή επιτυγχάνεται με τη συγκόλληση μεταλλικού ελασματος στο κορμό της κύριας δοκού. Πάνω σε αυτό το έλασμα κοχλιώνεται ένα άλλο έλασμα το οποίο έχει συγκολληθεί με στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, όπως φαίνεται στην Εικόνα 8-4.



Εικόνα 8-4: Σύνδεση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας με το κορμό της κύριας δοκού

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ενώνονται μεταξύ τους με την κοχλίωση του πάνω σε ένα μεταλλικό έλασμα όπως φαίνεται στην Εικόνα 8-5.

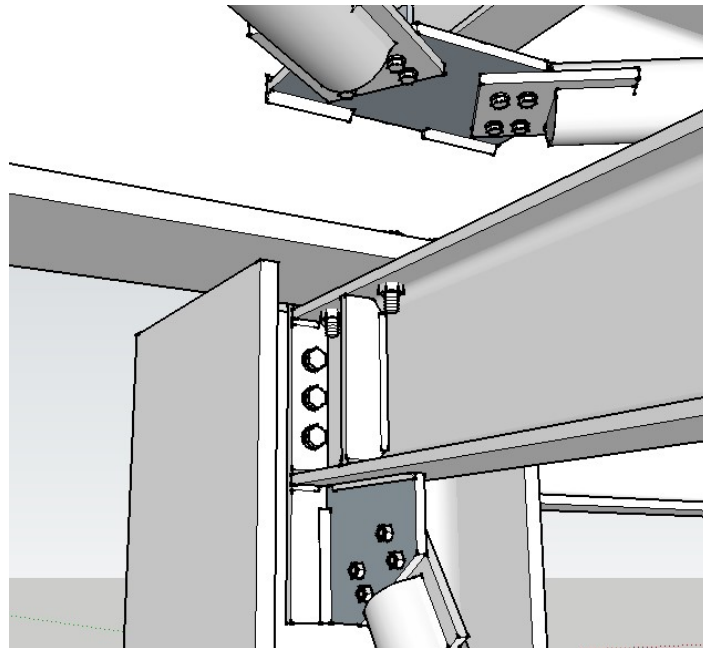


Εικόνα 8-5: Σύνδεση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας με έλασμα

8.3 Σύνδεση καταστρώματος με βάρθρα

Ο πιο σύνθετος κόμβος του φορέα είναι αυτός στον οποίο γίνεται η σύνδεση της αναδομής με τα βάρθρα. Σε αυτό το κόμβο συνδέεται η κεφαλοδοκός των βάρθρων με τους κατακόρυφους στύλους των βάρθρων. Η σύνδεση αυτή επιτυγχάνεται με συγκόλληση μεταλλικής πλάκας στην κεφαλοδοκό. Η μεταλλική αυτή πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό του κατακόρυφου στύλου. Σε αυτό το κόμβο επίσης γίνεται η

σύνδεση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας με το κατακόρυφο στύλο, η οποία γίνεται με τη συγκόλληση μεταλλικής πλάκας στο κορμό του στύλου. Τέλος, συνδέεται η κύρια δοκός με τη κεφαλοδοκό μέσω κοχλίων στα πέλατα των δύο μελών. Η σύνδεση αυτή αποτυπώνεται στην Εικόνα 8-6.



Εικόνα 8-6: Σύνδεση καταστρώματος με βάρη

9 Έλεγχος δυναμικής απόκρισης

9.1 Δυναμική απόκριση των κατασκευών

Τα τελευταία χρόνια, η υπάρχουσα τάση για χρησιμοποίηση βελτιωμένων και σύγχρονων οικοδομικών υλικών που μπορούν να αναλάβουν αυξημένα στατικά φορτία, έχει οδηγήσει στην κατασκευή ελαφρύτερων πεζογεφυρών, με μικρότερες, πιο λεπτές διατομές, μεγαλύτερα ανοίγματα και αυξημένη ευκαμψία. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε κατασκευές με μικρότερες ιδιοσυχνότητες, στις οποίες πιθανά δυναμικά φαινόμενα αποκτούν μεγαλύτερη σημασία.

Υπάρχουν περιπτώσεις στις οποίες τα δυναμικά χαρακτηριστικά μιας πεζογέφυρας πλησιάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά μιας εξαναγκασμένης ταλάντωσης που προκαλείται από το βάδισμα των πεζών πάνω σε αυτή. Σε περίπτωση, λοιπόν, συγχρονισμού της κίνησης των πεζών με μία ή περισσότερες από τις φυσικές συχνότητες της πεζογέφυρας είναι δυνατόν να αναπτυχθούν μεγάλες παραμορφώσεις και εντατικά μεγέθη, έως και μεγαλύτερα από αυτά των στατικών φορτίων, προκαλώντας την αίσθηση φόβου και ανασφάλειας στους χρήστες της.

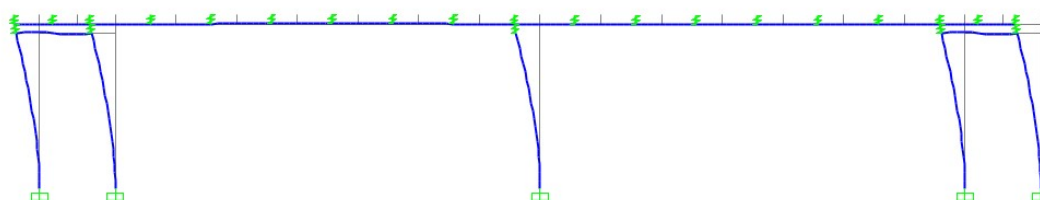
Για τον έλεγχο του φορέα υπό δυναμικά φορτία γίνεται μια ανάλυση χρονοϊστορίας, κατά την οποία ο φορέας υποβάλλεται σε διέγερση ενός δυναμικού φορτίου.

9.2 Μελέτη δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας

Αρχικά υπολογίστηκαν οι δώδεκα πρώτες ιδιομορφές με το πρόγραμμα SAP2000. Θεωρήσαμε λόγο απόσβεσης $\xi = 2\%$ και λάβαμε υπόψη στον υπολογισμό των μαζών τα μόνιμα φορτία της κατασκευής.

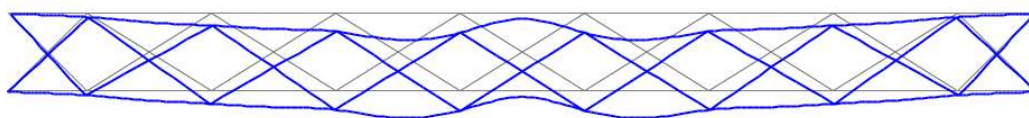
➤ Ολόσωμη πεζογέφυρα:

Η οριζόντια διαμήκης ιδιομορφή εμφανίζεται σε συχνότητα $f_x = 3.74Hz$ και η μορφή της παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



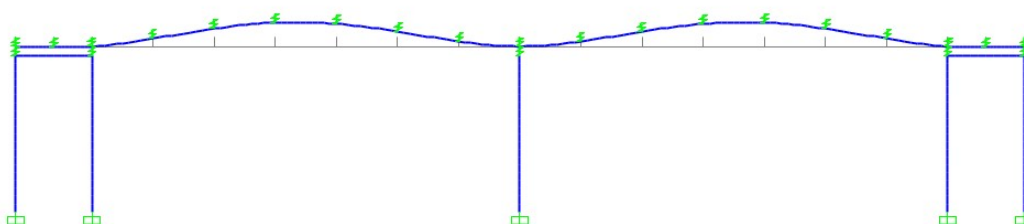
Εικόνα 9-1: Οριζόντια διαμήκης ιδιομορφή για $f_x = 3.74Hz$

Η οριζόντια εγκάρσια ιδιομορφή εμφανίζεται σε συχνότητα $f_y = 5.72Hz$ και η μορφή της παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



Εικόνα 9-2: Οριζόντια εγκάρσια ιδιομορφή για $f_y = 5.72Hz$

Η κατακόρυφη ιδιομορφή εμφανίζεται σε συχνότητα $f_z = 7.14Hz$ και η μορφή της παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:

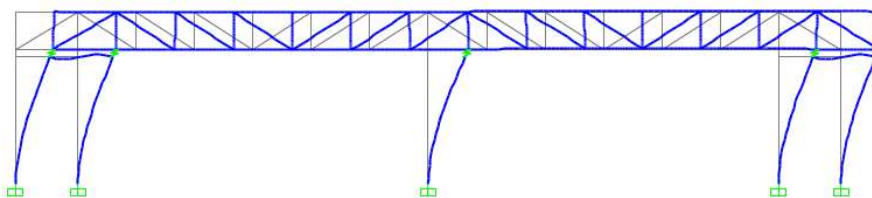


Εικόνα 9-3: Κατακόρυφη ιδιομορφή εμφανίζεται σε συχνότητα $f_z = 7.14Hz$

➤ Δικτυωτή πεζογέφυρα:

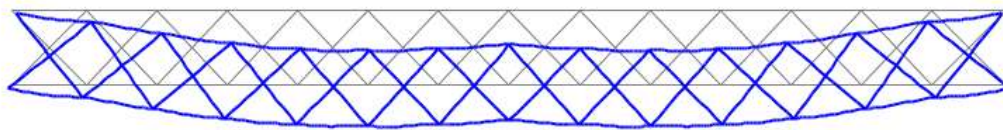
Θα γίνει έλεγχος της δυναμικής συμπεριφοράς μόνο της πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.50m$, διότι και οι τρεις περιπτώσεις πεζογεφυρών με δικτυωτές δοκούς έχουν παρόμοια χαρακτηριστικά και ιδιομορφές.

Η οριζόντια διαμήκης ιδιομορφή εμφανίζεται σε συχνότητα $f_x = 3.20Hz$ και η μορφή της παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



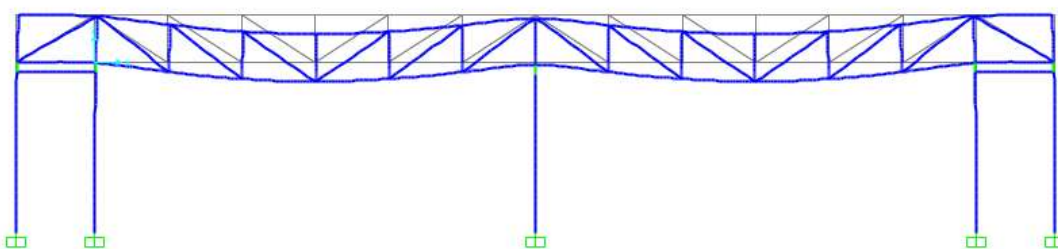
Εικόνα 9-4: Οριζόντια διαμήκης ιδιομορφή για $f_x = 3.20Hz$

Η οριζόντια εγκάρσια ιδιομορφή εμφανίζεται σε συχνότητα $f_y = 4.60Hz$ και η μορφή της παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



Εικόνα 9-5: Οριζόντια εγκάρσια ιδιομορφή για $f_y = 4.60Hz$

Η κατακόρυφη ιδιομορφή εμφανίζεται σε συχνότητα $f_z = 10.31Hz$ και η μορφή της παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



Εικόνα 9-6: Κατακόρυφη ιδιομορφή εμφανίζεται σε συχνότητα $f_z = 10.31Hz$

Τόσο στην πεζογέφυρα με ολόσωμες δοκούς όσο και σε αυτή με δικτυωτές δοκούς, οι οριζόντιες διαμήκεις και εγκάρσιες ιδιοσυχνότητες είναι αρκετά μεγαλύτερες από το φάσμα των συχνοτήτων που απαιτούν επιπλέον μελέτη (frequency range 1 και 2) των οριζόντιων δονήσεων του Πίνακα 9-1. Για αυτό μπορεί να θεωρηθεί, ότι οι υπό εξέταση πεζογέφυρες δεν κινδυνεύουν από την ανάπτυξη σημαντικών οριζόντιων μετακινήσεων και επιταχύνσεων που θα προκαλούνται από έναν ενδεχόμενο συγχρονισμό της με τις οριζόντιες ιδιοσυχνότητες των γεφυρών.

Πίνακας 9-1: Εύρη συχνοτήτων για οριζόντιες διαμήκεις και εγκάρσιες δονήσεις

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

Ομοίως, στην πεζογέφυρα με ολόσωμες δοκούς όσο και σε αυτή με δικτυωτές δοκούς, οι κατακόρυφες ιδιοσυχνότητες είναι αρκετά μεγαλύτερες από το φάσμα των συχνοτήτων των κατακόρυφων δονήσεων του Πίνακα 9-2. Για αυτό μπορεί να θεωρηθεί ότι οι υπό εξέταση πεζογέφυρες δεν κινδυνεύουν από την ανάπτυξη σημαντικών κατακόρυφων μετακινήσεων και επιταχύνσεων που θα προκαλούνται από έναν ενδεχόμενο συγχρονισμό της με τις κατακόρυφες ιδιοσυχνότητες των γεφυρών.

Πίνακας 9-2: Εύρη συχνοτήτων για κατακόρυφες δονήσεις

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

10 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Στις προηγούμενες ενότητες έγινε διαστασιολόγηση και έλεγχος πεζογέφυρας για τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις καταστρώματος, με ολόσωμους δοκούς (1^η περίπτωση) και με δικτυωτούς δοκούς ύψους $h = 2.00m$ (2^η περίπτωση), $h = 1.50m$ (3^η περίπτωση) και $h = 1.00m$ (4^η περίπτωση).

Παρακάτω θα γίνει μια γενικότερη σύγκριση των τεσσάρων περιπτώσεων όσον αφορά τη μάζα του φορέα, τα εντατικά μεγέθη, ιδιομορφές και μέγιστες μετατοπίσεις καθώς και σύγκριση του κόστους ανάμεσα στις τέσσερις εναλλακτικές περιπτώσεις.

10.1 Σύγκριση μάζας της κατασκευής

Η σύγκριση της μάζας στις τέσσερις περιπτώσεις των πεζογεφυρών που μελετήθηκαν έγινε σε σχέση με τη μάζα του χάλυβα, αγνοώντας τελείως τις μηκίδες, τις τεγίδες, τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και τα μέλη των βάρων που δεν διαφοροποιούνται για τις διάφορες περιπτώσεις. Επίσης αγνοήθηκε η μάζα της χαλύβδινης πλάκας πάνω στην οποία κινούνται οι επιβάτες καθώς και η μάζα των κιγκλιδώματων και οποιοδήποτε άλλων αρχιτεκτονικών στοιχείων. Κάνουμε επίσης και την παραδοχή, η οποία ελάχιστα αλλάζει το αποτέλεσμα, ότι το μήκος των μελών δεν είναι το πραγματικό (καθαρό μήκος) αλλά το θεωρητικό. Οι τιμές της μάζας προκύπτουν ως εξής:

➤ Πεζογέφυρα με ολόσωμες δοκούς:

$$m_{IPE400} = 66.3 \text{ kg} / \text{m}$$

Η συνολική μάζα των δοκών του καταστρώματος είναι:

$$M = 66.3 \text{ kg} / \text{m} \cdot (4 \cdot 16.5 \text{ m}) = 4378.5 \text{ kg}$$

➤ Πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 2.00m$:

$$m_{IPE180} = 18.8 \text{ kg} / \text{m}$$

$$m_{IPE160} = 15.8 \text{ kg} / \text{m}$$

$$m_{IPE140} = 12.9 \text{ kg} / \text{m}$$

$$m_{IPE100} = 8.10 \text{ kg} / \text{m}$$

• Δοκός κάτω πέλματος δικτυώματος:

$$M = 18.8 \text{ kg} / \text{m} \cdot (4 \cdot 16.5 \text{ m}) = 1240.5 \text{ kg}$$

• Δοκός άνω πέλματος δικτυώματος:

$$M = 15.8 \text{ kg} / \text{m} \cdot (4 \cdot 16.5 \text{ m}) = 1042.8 \text{ kg}$$

• Κατακόρυφη δοκός δικτυώματος:

$$M = 12.9 \text{ kg} / \text{m} \cdot (28 \cdot 2 \text{ m}) + 15.8 \text{ kg} / \text{m} \cdot (2 \cdot 2 \text{ m}) = 785.6 \text{ kg}$$

- Διαγώνια δοκός δικτυώματος:

$$M = 8.10kg / m \cdot (24 \cdot 3.07m) + 12.9kg / m \cdot (4 \cdot 3.20m) = 761.9kg$$

Η συνολική μάζα των δοκών του καταστώματος είναι:

$$M = 1240.5kg + 1042.8kg + 785.6kg + 761.9kg = 3830.8kg$$

➤ Πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.50m$:

$$m_{IPE200} = 22.4kg / m$$

$$m_{IPE160} = 15.8kg / m$$

$$m_{IPE140} = 12.9kg / m$$

$$m_{IPE120} = 10.4kg / m$$

$$m_{IPE100} = 8.10kg / m$$

- Δοκός κάτω πέλματος δικτυώματος:

$$M = 22.4kg / m \cdot (4 \cdot 16.5m) = 1478.4kg$$

- Δοκός άνω πέλματος δικτυώματος:

$$M = 15.8kg / m \cdot (4 \cdot 16.5m) = 1042.8kg$$

- Κατακόρυφη δοκός δικτυώματος:

$$M = 10.4kg / m \cdot (28 \cdot 1.5m) + 12.9kg / m \cdot (2 \cdot 1.5m) = 475.5kg$$

- Διαγώνια δοκός δικτυώματος:

$$M = 8.10kg / m \cdot (24 \cdot 2.77m) + 12.9kg / m \cdot (4 \cdot 2.92m) = 689.2kg$$

Η συνολική μάζα των δοκών του καταστώματος είναι:

$$M = 1478.4kg + 1042.8kg + 475.5kg + 689.2kg = 3685.9kg$$

➤ Πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.00m$:

- Δοκός κάτω πέλματος δικτυώματος:

$$M = 26.2kg / m \cdot (4 \cdot 16.5m) = 1729.2kg$$

- Δοκός άνω πέλματος δικτυώματος:

$$M = 18.8kg / m \cdot (4 \cdot 16.5m) = 1240.8kg$$

- Κατακόρυφη δοκός δικτυώματος:

$$M = 8.10kg / m \cdot (30 \cdot 1m) = 243kg$$

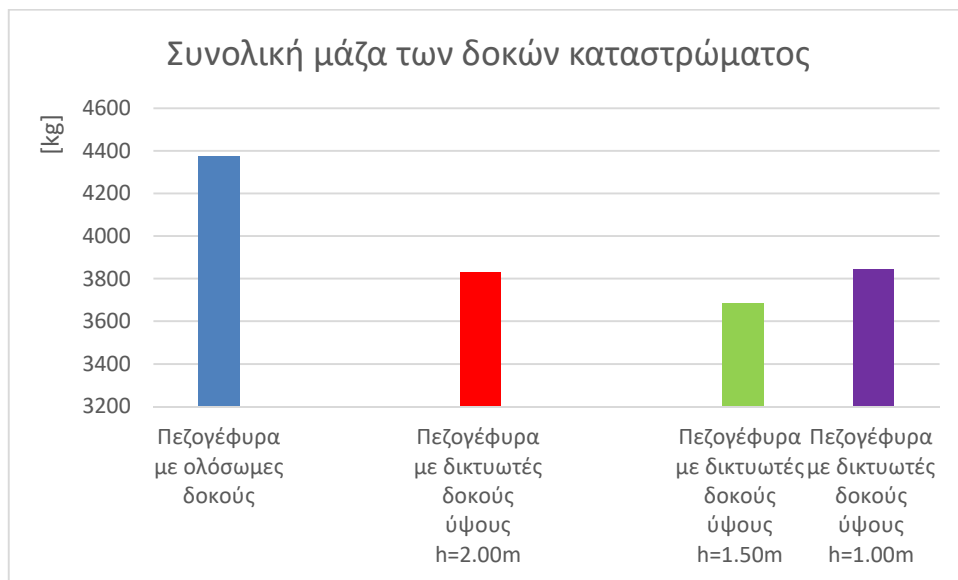
- Διαγώνια δοκός δικτυώματος:

$$M = 8.10kg / m \cdot (24 \cdot 2.54m) + 12.9kg / m \cdot (4 \cdot 2.69m) = 632.6kg$$

Η συνολική μάζα των δοκών του καταστρώματος είναι:

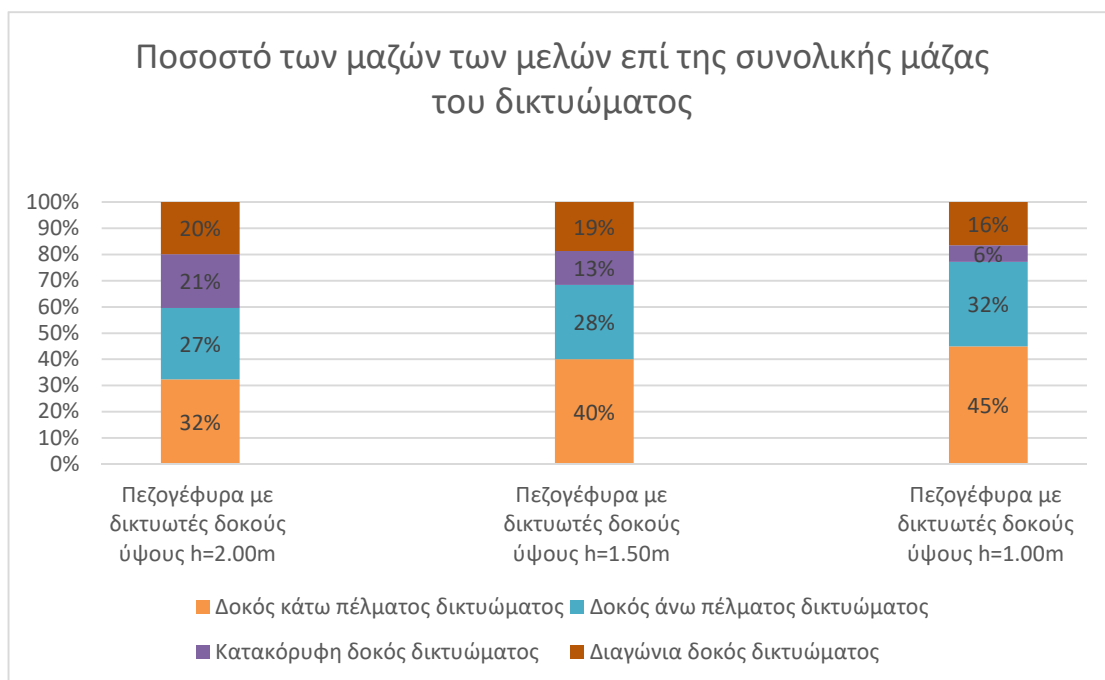
$$M = 1729.2kg + 1240.8kg + 243kg + 632.6kg = 3845.6kg$$

Τα αποτελέσματα αυτά αποτυπώνονται στα παρακάτω διαγράμματα.



Διάγραμμα 10-1: Συνολική μάζα δοκών καταστρώματος στις τέσσερις περιπτώσεις καταστρώματος

Όπως παρατηρούμε από το Διάγραμμα 10-1 η μάζα του χάλυβα από τις ολόσωμες δοκούς στις δικτυωτές μειώνεται από 692kg έως 532kg .

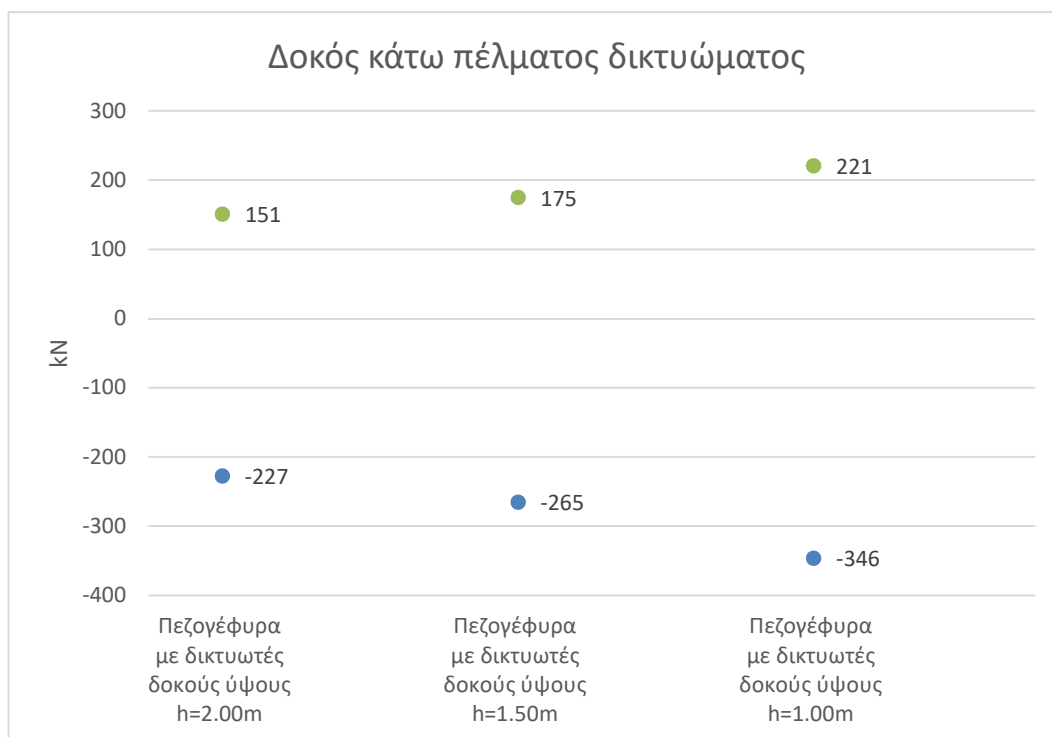


Διάγραμμα 10-2: Ποσοστό των μαζών των μελών επί της συνολικής μάζας του δικτυώματος

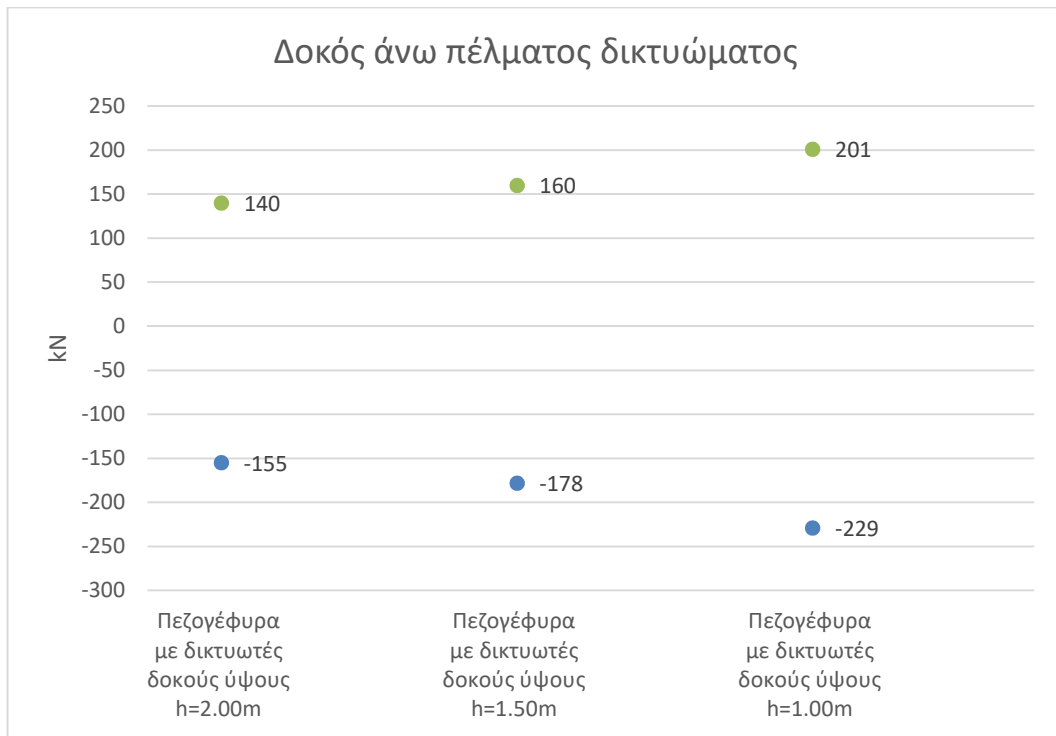
Συγκρίνοντας το ποσοστό των μαζών των μελών επί της συνολικής μάζας του δικτυώματος για τις τρεις περιπτώσεις δικτυωτής πεζογέφυρας, παρατηρούμε ότι τα μέλη τα οποία το μήκος τους παραμένει σταθερό ανεξάρτητα από το ύψος του δικτυώματος όπως αυτά του κάτω και άνω πέλματος, καθώς μειώνεται το ύψος του δικτυώματος το ποσοστό της μάζας τους αυξάνεται. Το γεγονός αυτό είναι λογικό αφού μικρότερο ύψος δικτυώματος συνεπάγεται και μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη για τα μέλη του δικτυώματος και άρα μεγαλύτερες διατομές. Αντίθετα, καθώς μειώνεται το ύψος του δικτυώματος το ποσοστό της μάζας για τα μέλη των οποίων το μήκος μειώνεται, όπως αυτών των κατακόρυφων και των διαγωνίων του δικτυώματος. Το γεγονός αυτό συμβαίνει γιατί μειώνεται το μήκος των μελών και άρα η συνολική μάζα καθώς και το μήκος λυγισμού και άρα απαιτούνται μικρότερες ή ίδιες διατομές.

10.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών

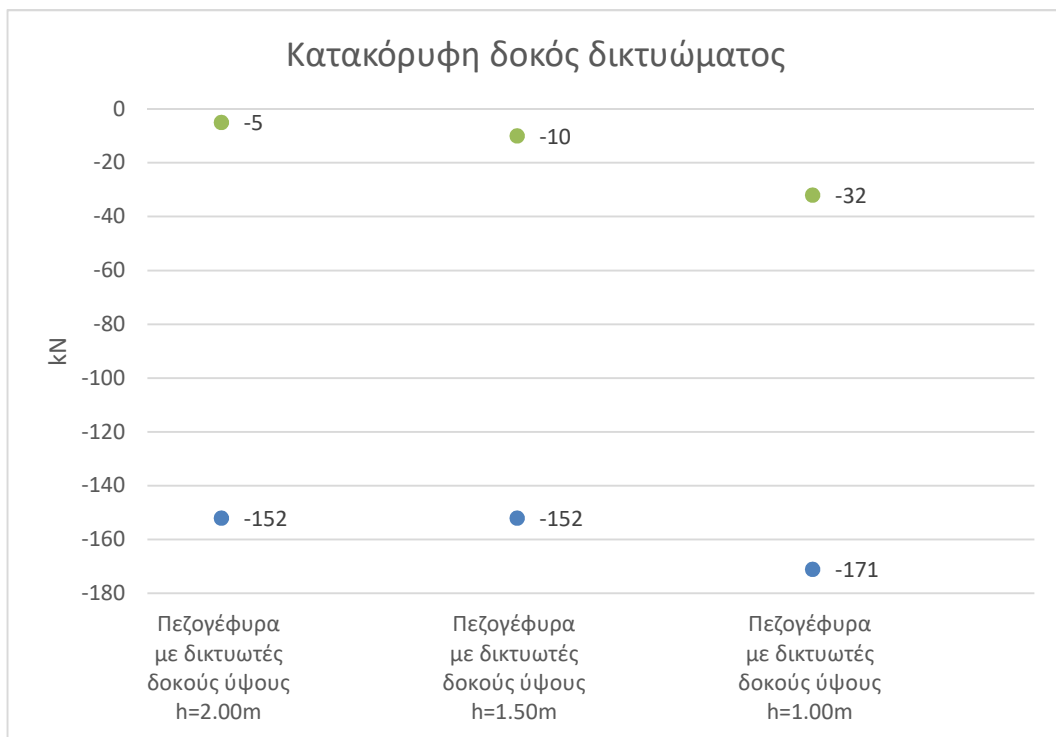
Στη πεζογέφυρα με ολόσωμες δοκούς κατά την μεταφορά των φορτίων στο έδαφος δημιουργούνται στις δοκούς ροπές κάμψης, τέμνουσα και αξονική δύναμη, ενώ στις δικτυωτές δοκούς αναπτύσσονται αξονικές δυνάμεις. Επομένως, δεν θεωρείται σκόπιμο να γίνει σύγκριση μεταξύ αυτών των δύο στατικά διαφορετικών τύπων φορέα. Από την άλλη πλευρά αξίζει να συγκριθούν τα εντατικά μεγέθη που δημιουργούνται στα μέλη των δοκών των δικτυωτών πεζογεφυρών διαφορετικού ύψους.



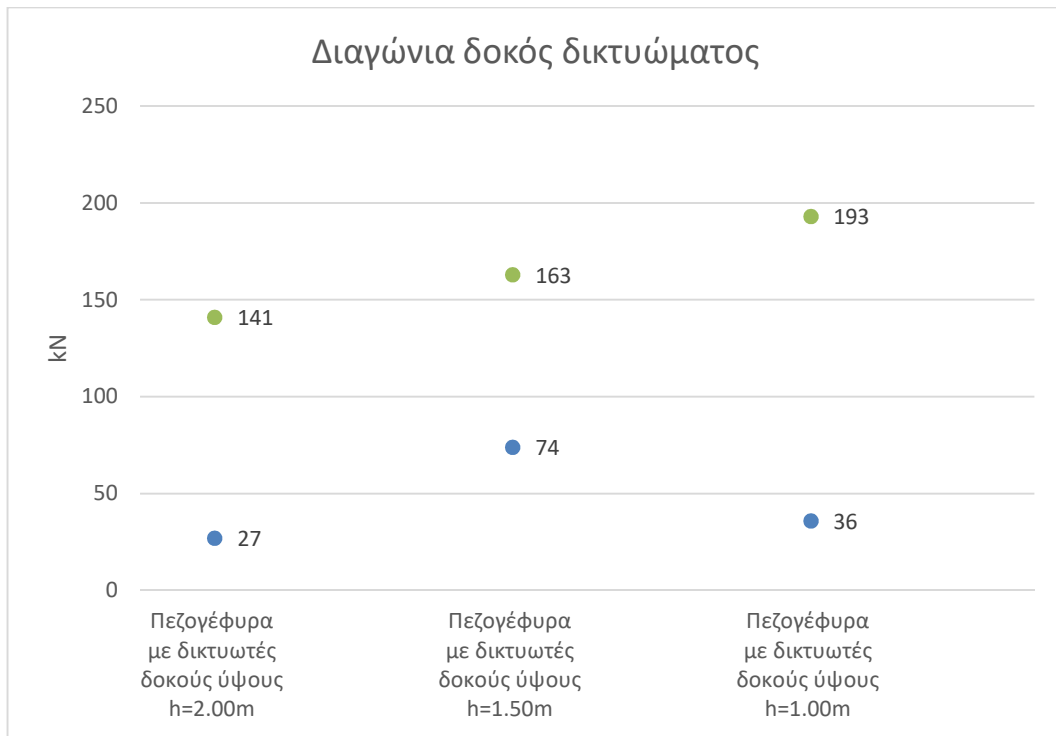
Διάγραμμα 10-3: Εύρος αξονικών δυνάμεων δοκών κάτω πέλματος δικτυώματος



Διάγραμμα 10-4: Εύρος αξονικών δυνάμεων δοκών άνω πέλματος δικτυώματος



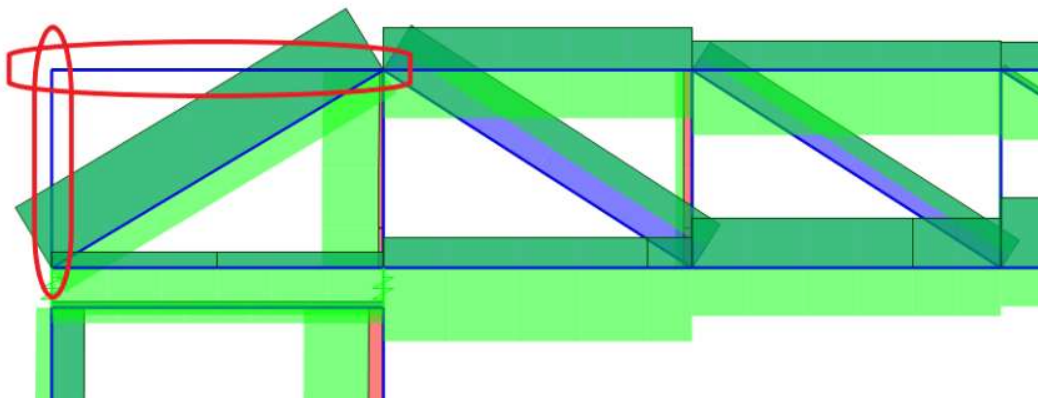
Διάγραμμα 10-5: Εύρος αξονικών δυνάμεων κατακόρυφων δοκών δικτυώματος



Διάγραμμα 10-6: Εύρος αξονικών δυνάμεων διαγωνίων δοκών δικτυώματος

Παρατηρείται ότι οι αξονικές δυνάμεις των δοκών κάτω, άνω πέλματος και των διαγώνιων δοκών του δικτυώματος αυξάνονται καθώς το ύψος του δικτυώματος μειώνεται. Οι αξονικές δυνάμεις των κατακόρυφων στοιχείων του δικτυώματος παραμένουν σχεδόν σταθερές για τα διάφορα ύψη δικτυώματος.

Αυτό που αξίζει να σημειωθεί είναι ότι η δοκός του άνω πέλματος του δικτυώματος παραμένει αφόρτιστη για το μήκος της που βρίσκεται πάνω από τα ακρόβαθρα, γεγονός που συμβαίνει και στις ακραίες κατακόρυφες δοκούς. Ωστόσο, σε πολλές πραγματικές πεζογέφυρες με παρόμοια διαμόρφωση καταστρώματος αυτό το μήκος της δοκού άνω πέλματος δεν παραλείπεται.



Εικόνα 10-1: Αφόρτιστα μέλη δικτυώματος



Εικόνα 10-2: Δικτυωτή πεζογέφυρα στην λεωφόρο Κηφισίας στο ύψος του Αμαρουσίου

10.3 Σύγκριση ιδιομορφών

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές και για τις δύο περιπτώσεις κτιρίων με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης της κατασκευής και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας και το μητρώο δυσκαμψίας. Κατά την επίλυση και διαστασιολόγηση των φορέων ορίστηκαν 70 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρόσων ιδιομορφικών μαζών να φτάσει πάνω από το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Ως συνολική ταλαντούμενη μάζα λαμβάνεται η μάζα πάνω από τη διεπιφάνεια κατασκευής – εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Οι ιδιομορφές, όπως αυτές προέκυψαν από την ανάλυση με το πρόγραμμα SAP2000 παρουσιάζονται παρακάτω.

Πίνακας 10-1: Ιδιοπερίοδοι των τεσσάρων περιπτώσεων πεζογέφυρας

	Πεζογέφυρα με ολόσωμες δοκούς	Πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους h=2.00m	Πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους h=1.50m	Πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς ύψους h=1.00m
T_x	0.27	0.31	0.31	0.31
T_y	0.17	0.26	0.21	0.19
T_z	0.14	0.09	0.1	0.11

Σύμφωνα με το Πίνακα 10-1 παρατηρούμε ότι οι ιδιοπερίοδοι για τις διάφορες περιπτώσεις πεζογέφυρας είναι περίπου ίσες. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα βάθρα

και στις τέσσερις περιπτώσεις πεζογέφυρας είναι τα ίδια και η μάζα του φορέα έχει πολύ μικρές διαφορές.

10.4 Σύγκριση κόστους

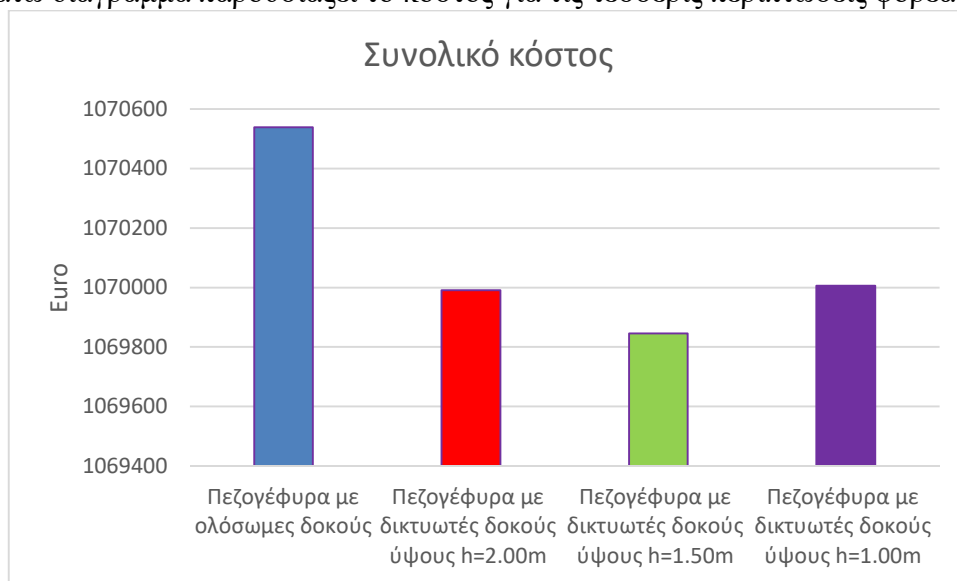
Σε αυτή την ενότητα θα γίνει εκτίμηση του κόστους των μεταλλικών δοκών για τις τέσσερις περιπτώσεις φορέων, με βάση το κόστος των υλικών και όχι το κόστος κατασκευής τους, όπως επίσης στο κόστος δεν θα συνεκτιμηθεί το κόστος της χαλύβδινης πλάκας η οποία είναι ίδια για όλες τις περιπτώσεις. Έχοντας υπολογίσει την ποσότητα των υλικών που αποτελείται η κάθε γέφυρα και λαμβάνοντας ως τιμή του δομικού χάλυβα $1\text{€} / \text{kg}$ γίνονται οι παρακάτω υπολογισμοί. Επίσης οι μηκίδες, οι διαδοκίδες οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και τα μέλη των βάθρων είναι ίδια για όλες τις περιπτώσεις φορέα που έχουν μελετηθεί επόμενως η όποια διαφορά οφείλεται αποκλειστικά στον τύπο δοκού που εφαρμόζεται.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο τρόπος με τον οποίο υπολογίστηκε το κόστος των μεταλλικών στοιχείων για τη πεζογέφυρα με ολόσωμες δοκούς.

$$C = M \cdot 1\text{€} / \text{kg} = (4378.5\text{kg} + 1066160\text{kg}) \cdot 1\text{€} / \text{kg} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow C = 1070539\text{€}$$

Με παρόμοιο τρόπο υπολογίστηκε το κόστος και για τις υπόλοιπες περιπτώσεις. Το παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζει το κόστος για τις τέσσερις περιπτώσεις φορέα.



Διάγραμμα 10-7: Συνολικό κόστος

Από το Διάγραμμα 10-7 παρατηρούμε ότι η διαφορά στο κόστος των υλικών είναι πολύ μικρή και κυμαίνεται γύρω στα 700€ ανάμεσα στην ακριβότερη και φτηνότερη κατασκευή. Αυτό συμβαίνει διότι το μεγαλύτερο κόστος της πεζογέφυρας οφείλεται στα βάθρα και στα μέλη του καταστρώματος που είναι ίδια για τις διαφορετικές περιπτώσεις των πεζογεφυρών. Επίσης, στο κόστος των περιπτώσεων των πεζογεφυρών με δικτυωτές δοκούς δεν έχει συμπεριληφθεί το κόστος για τη σύνδεση

το μελών που απαιτείται. Συνολικά η πεζογέφυρα με δικτυωτές δοκούς έχει 116 επιπλέον συνδέσεις οι οποίες δεν έχει αυτή με τις ολόσωμες δοκούς, γεγονός που θα μεγάλωνε αρκετά το κόστος της.

11 Βιβλιογραφία

- ❖ Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- ❖ Βάγιας Ι. (2003) «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- ❖ Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- ❖ Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- ❖ Ερμόπουλος Ι. (2008). «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες (2η έκδοση)». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- ❖ Κατσικαδέλης Ι. (2002). «Δυναμική των κατασκευών, Τόμος Ι». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
- ❖ Κατσικαδέλης Ι. (2002). «Δυναμική των κατασκευών, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
- ❖ Chopra A. (2007). «Δυναμική των κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική (3η εκδ.)». Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα
- ❖ EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
- ❖ EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
- ❖ EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
- ❖ EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
- ❖ EN1998-1, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Δεκέμβριος 2004.
- ❖ EN1998-2, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, CEN, Αύγουστος 2005

12 Παράρτημα

12.1 Περιεχόμενα διαγραμμάτων

Διάγραμμα 3-1: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ για $c_0=1.0$, $k_I=1.0$	29
Διάγραμμα 3-2: Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιων διευθύνσεων της κατασκευής.....	41
Διάγραμμα 3-3: Φάσμα σχεδιασμού κατακόρυφης διεύθυνσης της κατασκευής	41
Διάγραμμα 10-1: Συνολική μάζα δοκών καταστρώματος στις τέσσερις περιπτώσεις καταστρώματος.....	85
Διάγραμμα 10-2: Ποσοστό των μαζών των μελών επί της συνολικής μάζας του δικτύωματος.....	85
Διάγραμμα 10-3: Εύρος αξονικών δυνάμεων δοκών κάτω πέλματος δικτύωματος ...	86
Διάγραμμα 10-4: Εύρος αξονικών δυνάμεων δοκών άνω πέλματος δικτύωματος	87
Διάγραμμα 10-5: Εύρος αξονικών δυνάμεων κατακόρυφων δοκών δικτύωματος	87
Διάγραμμα 10-6: Εύρος αξονικών δυνάμεων διαγωνίων δοκών δικτύωματος.....	88
Διάγραμμα 10-7: Συνολικό κόστος.....	90

12.2 Περιεχόμενα εικόνων

Εικόνα 1-1: Γέφυρα του Αρκαδικού.....	11
Εικόνα 1-2: Περιπτώσεις δικτυωτών γεφυρών.....	13
Εικόνα 2-1: Κάτοψη πεζογέφυρας.....	15
Εικόνα 2-2: Διαμήκης όψη πεζογέφυρας με ολόσωμες δοκούς.....	15
Εικόνα 2-3: Διαμήκης όψη πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς.....	16
Εικόνα 2-4: Τρισδιάστατη απεικόνιση πεζογέφυρας με ολόσωμες δοκούς.....	16
Εικόνα 2-5: Τρισδιάστατη απεικόνιση δικτυωτής πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς.....	16
Εικόνα 2-6: Τρισδιάστατη απεικόνιση κλιμακοστασίων.....	17
Εικόνα 2-7: Στατικό προσομοίωμα, αρίθμηση στηρίξεων.....	18
Εικόνα 3-1: Χαλύβδινη πάκα καταστρώματος.....	21
Εικόνα 3-2: Παρουσίαση εξωτερικά φορτιζόμενων μελών.....	22
Εικόνα 3-3: Κατανομή επιπρόσθετων μόνιμων φορτίων στην πεζογέφυρα.....	23
Εικόνα 3-4: Κατανομή φορτίου κυκλοφορίας στην πεζογέφυρα.....	25
Εικόνα 3-5: Ζώνες χιονιού στον Ελλαδικό χώρο.....	26
Εικόνα 3-6: Κατανομή φορτίων χιονιού στην πεζογέφυρα.....	27
Εικόνα 3-7: Διευθύνσεις δράσης ανέμου πάνω στην γέφυρα.....	30
Εικόνα 3-8: Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,x}$	31
Εικόνα 3-9: Κατανομή φορτίου ανέμου W_z στις μηκίδες.....	33
Εικόνα 3-10: Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών κατανομής θερμοκρασίας.....	35
Εικόνα 3-11: Σχέση μεταξύ $T_{e,min}$, $T_{e,max}$ και T_{min} , T_{max}	35
Εικόνα 3-12: Ελληνικός χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας.....	39
Εικόνα 5-1: Κάτοψη ολόσωμης πεζογέφυρας.....	47
Εικόνα 5-2: Αξονικές δυνάμεις μελών υπό την κύρια φόρτιση.....	48

Εικόνα 5-3: Κάτοψη δικτυωτής πεζογέφυρας	48
Εικόνα 5-4: Όψη δικτυωτής πεζογέφυρας	48
Εικόνα 5-5: Διάταξη κατακόρυφων στύλων ακροβάθρων.	49
Εικόνα 5-6: Σύνδεση κατακόρυφων στύλων στην διεύθυνση y.....	49
Εικόνα 6-1: Περιβάλλουσα ροπών όλων των συνδυασμών	52
Εικόνα 6-2: Ροπή κάμψης στην 1 ^η φάση κατασκευής.....	52
Εικόνα 6-3: Ροπή κάμψης στην 2 ^η φάση κατασκευής.....	53
Εικόνα 6-4: Ροπή κάμψης στην 3 ^η φάση κατασκευής.....	53
Εικόνα 6-5: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων	54
Εικόνα 6-6: Αξονικές δυνάμεις στην 1 ^η φάση κατασκευής	54
Εικόνα 6-7: Αξονικές δυνάμεις στην 2 ^η φάση κατασκευής	54
Εικόνα 6-8: Αξονικές δυνάμεις στην 3 ^η φάση κατασκευής	55
Εικόνα 7-1: Περιβάλλουσα τεμνουσών και ροπών των τεγιδών ολόσωμης πεζογέφυρας.....	63
Εικόνα 7-2: Περιβάλλουσα τεμνουσών και ροπών των μηκιδών ολόσωμης πεζογέφυρας.....	64
Εικόνα 7-3: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας ολόσωμης πεζογέφυρας	64
Εικόνα 7-4: Περιβάλλουσα τεμνουσών και ροπών των κύριων δοκών ολόσωμης πεζογέφυρας.....	65
Εικόνα 7-5: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού κάτω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας	65
Εικόνα 7-6: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού άνω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας.....	66
Εικόνα 7-7: Κατακόρυφη δοκός δικτυώματος στο μέσο της πεζογέφυρας.....	66
Εικόνα 7-8: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της κατακόρυφης δοκού δικτυώματος (IPE140) της δικτυωτής πεζογέφυρας	66
Εικόνα 7-9: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της κατακόρυφης δοκού δικτυώματος (IPE160) της δικτυωτής πεζογέφυρας	67
Εικόνα 7-10: Διαγώνιες δοκοί δικτυώματος πάνω από τα ακρόβαθρα της πεζογέφυρας.....	67
Εικόνα 7-11: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE100) της δικτυωτής πεζογέφυρας	67
Εικόνα 7-12: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE140) της δικτυωτής πεζογέφυρας	68
Εικόνα 7-13: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού κάτω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας	68
Εικόνα 7-14: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού άνω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας	68
Εικόνα 7-15: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της κατακόρυφης δοκού δικτυώματος (IPE120) της δικτυωτής πεζογέφυρας	69
Εικόνα 7-16: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της κατακόρυφης δοκού δικτυώματος (IPE140) της δικτυωτής πεζογέφυρας	69

Εικόνα 7-17: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE100) της δικτυωτής πεζογέφυρας	69
Εικόνα 7-18: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE140) της δικτυωτής πεζογέφυρας	70
Εικόνα 7-19: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού κάτω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας	70
Εικόνα 7-20: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της δοκού άνω πέλματος δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας	70
Εικόνα 7-21: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της κατακόρυφης δοκού δικτυώματος της δικτυωτής πεζογέφυρας	71
Εικόνα 7-22: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE100) της δικτυωτής πεζογέφυρας	71
Εικόνα 7-23: Περιβάλλουσα αξονική δύναμη της διαγώνιας δοκού δικτυώματος (IPE140) της δικτυωτής πεζογέφυρας	71
Εικόνα 8-1: Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας	75
Εικόνα 8-2: Σύνδεση μελών δικτυώματος	75
Εικόνα 8-3: Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό	76
Εικόνα 8-4: Σύνδεση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας με το κορμό της κύριας δοκού	77
Εικόνα 8-5: Σύνδεση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας με έλασμα	77
Εικόνα 8-6: Σύνδεση καταστρώματος με βάρη	78
Εικόνα 9-1: Οριζόντια διαμήκης ιδιομορφή για $f_x = 3.74Hz$	79
Εικόνα 9-2: Οριζόντια εγκάρσια ιδιομορφή για $f_y = 5.72Hz$	80
Εικόνα 9-3: Κατακόρυφη ιδιομορφή εμφανίζεται σε συχνότητα $f_z = 7.14Hz$	80
Εικόνα 9-4: Οριζόντια διαμήκης ιδιομορφή για $f_x = 3.20Hz$	80
Εικόνα 9-5: Οριζόντια εγκάρσια ιδιομορφή για $f_y = 4.60Hz$	81
Εικόνα 9-6: Κατακόρυφη ιδιομορφή εμφανίζεται σε συχνότητα $f_z = 10.31Hz$	81
Εικόνα 10-1: Αφόρτιστα μέλη δικτυώματος	88
Εικόνα 10-2: Δικτυωτή πεζογέφυρα στην λεωφόρο Κηφισίας στο ύψος του Αμαρουσίου	89

12.3 Περιεχόμενα πινάκων

Πίνακας 3-1: Κατηγορίες εδαφών	28
Πίνακας 3-2: Συγκεντρωτικές φορτίσεις μελών πεζογέφυρας	33
Πίνακας 3-3 Επιρροή της θερμοκρασίας (πυρκαγιάς) στα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα	34
Πίνακας 3-4: Χαρακτηριστικές τιμές γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας για γέφυρες	36
Πίνακας 3-5: Μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q	40
Πίνακας 4-1: Συνιστώμενες τιμές των συντελεστών Ψ για πεζογέφυρες	43

Πίνακας 7-1: Διατομές μελών πεζογέφυρας με ολόσωμες δοκούς	57
Πίνακας 7-2: Διατομές μελών πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 2.00m$.	58
Πίνακας 7-3: Διατομές μελών πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.50m$.	58
Πίνακας 7-4: Διατομές μελών πεζογέφυρας με δικτυωτές δοκούς ύψους $h = 1.00m$.	59
Πίνακας 7-5: Όρια κατηγοριοποίησης εσωτερικών θλιβόμενων τμημάτων	60
Πίνακας 7-6: Όρια κατηγοριοποίηση προεξεχόντων τμημάτων	61
Πίνακας 7-7: Όρια κατηγοριοποίηση γωνιακών τμημάτων	62
Πίνακας 8-1: Κριτήριο κατάταξης συνδέσεων ως πλήρους αντοχής	74
Πίνακας 9-1: Εύρη συχνοτήτων για οριζόντιες διαμήκεις και εγκάρσιες δονήσεις....	81
Πίνακας 9-2: Εύρη συχνοτήτων για κατακόρυφες δονήσεις.....	82
Πίνακας 10-1: Ιδιοπερίοδοι των τεσσάρων περιπτώσεων πεζογέφυρας	89