

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΑΤΡΑΣ  
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ  
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

## ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ ΣΤΟΝ ΠΟΤΑΜΟ ΓΛΑΥΚΟ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ 20 ΜΕΤΡΩΝ



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ:

ΦΩΤΟΠΟΥΛΟΣ ΓΡΗΓΟΡΙΟΣ (Α.Μ. 5154)  
ΝΙΑΟΥΡΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ (Α.Μ. 5184)

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ ΑΝΔΡΕΑΣ  
ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΠΑΤΡΑ 2013



## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Το παρόν τεύχος αποτελεί την Πτυχιακή Εργασία, που εκπονήθηκε στο τμήμα Μηχανολογίας του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Πάτρας και αναφέρεται στην μεθοδολογία – υπολογισμού όλων των απαραίτητων στοιχείων για τον έλεγχο και την κατασκευή μιας μεταλλικής πεζογέφυρας.

Στην αρχή της εργασίας αναφέρονται ιστορικές και θεωρητικές πληροφορίες για τις μεταλλικές κατασκευές και τις μεταλλικές γέφυρες. Στην συνέχεια παρατίθενται τα σχέδια με την μορφή της πεζογέφυρας και σε τελική φάση προχωρούμε στον έλεγχο αντοχής της, συμφώνα με τους ευρωπαϊκούς κανονισμούς.

Ευχαριστούμε θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Ανδρέα Γιαννόπουλο, Αναπληρωτή Καθηγητή του Τμήματος Μηχανολογίας, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγηση που μας προσέφερε για την πραγματοποίηση της εργασίας.

Φωτόπουλος Γρηγόριος  
Νιαούρης Λεωνίδα  
Μάιος 2013.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της πτυχιακής εργασίας είναι η μελέτη στατικής επάρκειας μιας συγκεκριμένης πεζογέφυρας στην περιοχή του Γλαύκου Πατρών. Με αφορμή την μελέτη αυτή αναλύουμε και παρουσιάζουμε την διαδικασία επίλυσης των στατικών φορτίσεων, των απαραίτητων ελέγχων αντοχής, των κατασκευαστικών λεπτομερειών, καθώς και των προβλημάτων που παρουσιάζονται κατά την διάρκεια του σχεδιασμού μιας μεταλλικής πεζογέφυρας.

Στο πρώτο κεφάλαιο, αναφερόμαστε σε όλα τα απαραίτητα θεωρητικά στοιχεία που πρέπει να γνωρίζει ένας μελετητής για τις μεταλλικές γέφυρες. Πιο συγκεκριμένα περιγράφουμε τα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών, εξηγούμε τι είναι γέφυρα καθώς και την χρησιμότητα της. Στην συνέχεια, περιγράφουμε τα είδη και τα υλικά κατασκευής μιας γέφυρας παραθέτοντας πληθώρα παραδειγμάτων και εικόνων.

Στο δεύτερο κεφάλαιο, περιγράφουμε τα στάδια σχεδιασμού ενός μεταλλικού έργου, τις φορτίσεις που πρόκειται να δράσουν επάνω σε αυτό και αναφερόμαστε στα είδη φορέων που μπορούν να αποτελούν ένα μεταλλικό έργο. Στο σημείο αυτό τελειώνει το θεωρητικό μέρος της εργασίας και προχωρούμε στον σχεδιασμό και έλεγχο της μεταλλικής πεζογέφυρας.

Στο τρίτο κεφάλαιο, ασχολούμαστε με τον σχεδιασμό και την επιτήρηση της γέφυρας που έχουμε αναλάβει. Περιγράφουμε αναλυτικά τα υλικά που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν και τις διαστάσεις τους. Υπολογίζουμε τις φορτίσεις που αναμένουμε να δρουν πάνω στην κατασκευή μας και κάνουμε όλους τους απαραίτητους στατικούς υπολογισμούς για την εύρεση μεγεθών (αντιδράσεις, βάρους κατασκευής) που θα χρησιμοποιηθούν στην συνέχεια.

Στο τέταρτο κεφάλαιο, παρουσιάζονται αναλυτικά όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι που συστήνονται και πρέπει να γίνονται για να επαληθεύσουμε την αντοχή των υλικών που διαλέξαμε εξ' αρχής, όπως αντοχή σε θλίψη, λυγισμό, κάμψη κλπ.

Στο πέμπτο κεφάλαιο, παρουσιάζουμε στοιχεία και διαγράμματα που προέκυψαν από το πρόγραμμα Engine Lab BeaM 2D ML Trial που βοήθησαν για τους ελέγχους του τέταρτου κεφαλαίου. Μέσω του παραπάνω προγράμματος κάνουμε, ουσιαστικά, μια επαλήθευση όσων υπολογίσαμε παραπάνω.

Τέλος, κλείνουμε την πτυχιακή εργασία κάνοντας έναν συγκεντρωτικό πίνακα συμπερασμάτων για τους υπολογισμούς των αντοχών σύμφωνα με τα υλικά που ελέγχθηκαν. Έτσι συμπεραίνουμε ότι η γέφυρα μας μπορεί να αντέξει σε κάθε δυνατή φόρτιση που θα δεχθεί, έχουμε δηλαδή δημιουργήσει μια ασφαλή κατασκευή.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ .....	3
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	4
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ .....	5
ΛΙΣΤΑ ΕΙΚΟΝΩΝ.....	7
ΛΙΣΤΑ ΠΙΝΑΚΩΝ.....	8
ΛΙΣΤΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ.....	9
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	10
<b>1 ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ .....</b>	<b>12</b>
1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....	12
1.2 ΓΕΦΥΡΕΣ ΚΑΙ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΣ ΑΥΤΩΝ .....	13
1.3 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ – ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....	20
1.4 ΒΑΘΡΑ.....	21
1.5 ΤΣΙΜΕΝΤΟ .....	22
1.6 ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ.....	23
<b>2 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΙ ΦΟΡΕΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....</b>	<b>24</b>
2.1 ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....	24
2.2 ΦΟΡΤΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....	25
2.3 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ ΚΑΙ ΧΙΟΝΟΣ.....	25
2.4 ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΦΟΡΕΩΝ .....	28
2.5 ΟΛΟΣΩΜΟΙ ΦΟΡΕΙΣ.....	29
2.6 ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΦΟΡΕΙΣ .....	29
<b>3 ΣΤΑΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΕΖΟΦΕΓΥΡΑΣ .....</b>	<b>31</b>
3.1 ΕΚΛΟΓΗ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ .....	31
3.1.1 Διαστάσεις κυρίων δοκών .....	32
3.1.2 Διαστάσεις διαδοκίδων .....	33
3.1.3 Τεχνική περιγραφή πεζογέφυρας .....	34
3.2 ΣΧΕΔΙΑ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ ΠΡΟΣ ΜΕΛΕΤΗ.....	36
3.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΠΕΖΟΦΕΓΥΡΑΣ.....	36
3.4 ΣΤΑΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ.....	39
3.4.1 Αντικατάσταση και αναλυτικοί υπολογισμοί.....	47
3.4.2 Προσδιορισμός κατηγορίας διατομής IPBε 320 κυρίας δοκού .....	52
<b>4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ .....</b>	<b>57</b>
4.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΤΩΝ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ.....	57
4.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ ΤΩΝ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ .....	58
4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΤΩΝ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ.....	63
4.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΩΝ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ .....	65
4.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΛΩΔΙΩΝ.....	65
4.6 ΔΙΑΣΤΟΛΗ ΔΟΚΟΥ .....	66
4.7 ΣΤΟΙΧΕΙΑ – ΑΝΤΟΧΕΣ – ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΥΛΩΝΑ.....	67
4.8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΠΥΛΩΝΑ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ.....	73
<b>5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ.....</b>	<b>83</b>
5.1 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ.....	83

5.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ.....	84
5.3	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ M, Q, ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ.....	85
5.4	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	86
	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>88</b>
	<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....</b>	<b>89</b>

## ΛΙΣΤΑ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1.1: Πύργος του Eiffel .....	12
Εικόνα 1.2: Σιδηροδρομική γέφυρα .....	14
Εικόνα 1.3: Οδοφόρα γέφυρα.....	14
Εικόνα 1.4: Πεζογέφυρα.....	15
Εικόνα 1.5: Γέφυρα Σωληνώσεων .....	15
Εικόνα 1.6: Γεφυρίδιο.....	16
Εικόνα 1.7: Γέφυρα ποταμού.....	16
Εικόνα 1.8: Κοιλαδογέφυρα.....	17
Εικόνα 1.9: Ανισόπεδη γέφυρα.....	17
Εικόνα 1.10: Αμφιέριστη γέφυρα.....	18
Εικόνα 1.11: Γέφυρα συνεχούς δοκού .....	18
Εικόνα 1.12: Τοξωτή γέφυρα.....	19
Εικόνα 1.13: Κρεμαστή γέφυρα .....	19

## ΛΙΣΤΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 2.1: Ένταση ανέμου [1] .....	26
Πίνακας 2.2: Τιμές συντελεστή μορφής $c$ [1] .....	27
Πίνακας 2.3: Τιμές συντελεστή μορφής $c$ για υποτιέσεις [1] .....	27
Πίνακας 2.4: Ισχύουσες συνολικές φορτίσεις ανέμου και χιονός [1] .....	27
Πίνακας 2.5: Στηρίξεις και δυνάμεις .....	28
Πίνακας 3.1: Πλατύπελμοι ελαφρές δοκοί $IBP_i$ (HE - A) [1] .....	32
Πίνακας 3.2: Δοκοί μορφής IPE [1] .....	33
Πίνακας 3.3: Πίνακας αντοχών συρματόσχοινων .....	35
Πίνακας 3.4: Φορτία .....	37
Πίνακας 3.5: Συγκεντρωτικός πίνακας φορτίων .....	39
Πίνακας 3.6: Χαρακτηριστικά κύριας δοκού πεζογέφυρας .....	52
Πίνακας 3.7: Οριακές τιμές λόγων ύψους προς πάχος για θλιβόμενα μέρη κορμών [1] .....	55
Πίνακας 3.8: Οριακές τιμές λόγων πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα εξωτερικά μέρη πελμάτων [1] .....	56
Πίνακας 4.1: Πίνακας καμπύλης λυγισμού [1] .....	60
Πίνακας 4.2: Τιμές συντελεστή μείωσης $x$ για καμπύλη λυγισμού $b$ [1] .....	60
Πίνακας 4.3: Τιμές συντελεστή μείωσης $x$ για καμπύλη λυγισμού $c$ [1] .....	62
Πίνακας 4.4: Πίνακας υπολογισμού λυγισμού .....	63
Πίνακας 4.5: Πλαστική ροπή αντοχής διατομών $W_{pl}$ σε $cm^3$ [1] .....	64
Πίνακας 4.6: Συντελεστής λυγισμού $\omega$ χαλύβδινων στύλων [1] .....	77
Πίνακας 4.7: Επιτρεπόμενες τάσεις τεμαχίων κατασκευής σε $Kp/cm^2$ [1] .....	78
Πίνακας 5.1: Γενικά δεδομένα και αναλυτικά στοιχεία της πεζογέφυρας .....	83
Πίνακας 5.2: Μονάδες των στοιχείων υπολογισμών .....	84
Πίνακας 5.3: Υπολογισμός Δυνάμεων από το πρόγραμμα .....	84
Πίνακας 5.4: Τιμές τεμνουσών δυνάμεων και ροπών από το πρόγραμμα .....	84
Πίνακας 5.5: Διάγραμμα M .....	85
Πίνακας 5.6: Διάγραμμα Q .....	85
Πίνακας 5.7: Σύγκριση των υπολογισμών δυνάμεων και ροπών κάμψης .....	86
Πίνακας 5.8: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων .....	87



## ΛΙΣΤΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 2.1: Διάφορες μορφές ολόσωμων δοκών [1].....	29
Σχήμα 2.2: Βασικοί τύποι δικτυωμάτων [7] .....	30
Σχήμα 3.1: Φορτίσεις συρματόσχοινων .....	39
Σχήμα 3.2: Βέλος κάμψης σε τυχαία θέση $x$ δοκού υπό κατανεμημένο φορτίο .....	40
Σχήμα 3.3: Βέλος κάμψης δοκού σε τυχαία θέση υπό συγκεντρωμένη δύναμη $F$ .....	41
Σχήμα 3.4: Βέλος κάμψης για κατανεμημένο φορτίο $W$ .....	42
Σχήμα 3.5: Βέλος κάμψης από την δύναμη $F'_1$ του συρματόσχοινου.....	43
Σχήμα 3.6: Βέλος κάμψης από την δύναμη $F'_2$ του συρματόσχοινου .....	43
Σχήμα 3.7: Βέλος κάμψης από την δύναμη $F'_3$ του συρματόσχοινου.....	44
Σχήμα 3.8: Ροπή κάμψης στην θέση $B$ .....	48
Σχήμα 3.9: Διάγραμμα Τεμνουσών Δυνάμεων $Q$ (KN) .....	49
Σχήμα 3.10: Διάγραμμα Ροπών Κάμψης $M$ (KN * m) .....	50
Σχήμα 3.11: Διατομή Κύριας Δοκού.....	51
Σχήμα 3.12: Τάσεις για κάμψη και θλίψη κύρια δοκού.....	52
Σχήμα 4.1: Πυλώνας .....	67
Σχήμα 4.2: Κέντρο βάρους τραπεζίου.....	69
Σχήμα 4.3: Κέντρο βάρους πάνω και κάτω επιφάνειας πυλώνα.....	70
Σχήμα 4.4: Κέντρο βάρους πυλώνα.....	72
Σχήμα 4.5: Λυγισμός του πυλώνα .....	74
Σχήμα 4.6: Διαστάσεις διατομής πυλώνα στην θέση του κέντρου βάρους $C$ .....	75
Σχήμα 4.7: Συντελεστής $\beta$ για διάφορες περιπτώσεις στηρίξεως ράβδων [1].....	76
Σχήμα 4.8: Αξονες $x - x$ και $y - y$ του πυλώνα .....	79

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Μια γέφυρα δεν είναι μόνο ένα τεχνικό έργο. Για τον άνθρωπο που την διασχίζει αποτελεί μια ενδιαφέρουσα πορεία πάνω από το κενό το οποίο προσφέρει συνήθως μια μοναδική θέα στο φυσικό περιβάλλον. Επιπλέον, η γέφυρα είναι μια κατασκευή, που μπορεί να χαρακτηριστεί ως γραμμή επικοινωνίας (ενός σιδηροδρόμου, μιας ροής πεζών, ενώσεις διαφορετικών οχθών).

Οι γέφυρες άρχισαν να κατασκευάζονται από τα αρχαία χρόνια και αυτό συνέβη γιατί ο άνθρωπος έπρεπε να ξεπεράσει σημαντικά προβλήματα, όπως για παράδειγμα, η διάσχιση ενός ποταμού. Οι πρώτες γέφυρες που σχεδιάστηκαν έγιναν με δύο τρόπους. Πρώτον, με τη χρήση μεγάλων επίπεδων λίθων πάνω από φυσικές ροές και δεύτερον, με τη χρήση κορμών ώστε να γεφυρώσουν μικρά ρέματα.

Καθώς ο άνθρωπος εξελισσόταν, ανακάλυψε ότι μπορεί να δημιουργήσει γέφυρες με καινούρια υλικά, τα οποία μπορούσε να επεξεργαστεί πιο εύκολα. Αυτό συνέβη με την ανακάλυψη του σιδήρου ως χυτοσίδηρο και αργότερα ως χάλυβα. Έτσι, δημιούργησε μεγάλα έργα με κύριο κατασκευαστικό υλικό τον χάλυβα, εκμεταλλευόμενος τα πολλά πλεονεκτήματα του όπως, εύκολη διαμόρφωση και μεγάλη αντοχή. Πολλά είναι τα παραδείγματα των μεταλλικών κατασκευών που γνωρίζουμε ανά τον κόσμο και συγκεκριμένα των μεταλλικών γεφυρών. Μερικά ενδεικτικά παραδείγματα μεταλλικών κατασκευών αναφέρονται παρακάτω.

- 1776 – 1779: Σιδηρά Οδική γέφυρα από χυτοσίδηρο στον ποταμό Seven της Αγγλίας,
- 1851 – 1855: Σιδηροδρομική γέφυρα απλής τροχιάς στο Dirscham της Γερμανίας,
- 1927 – 1931: Κρεμαστή γέφυρα του G. Washington στην Νέα Υόρκη,
- 1955: Τοξοτή γέφυρα στην Sai και στην Ιαπωνία,
- 1957: Κρεμαστή γέφυρα με καμπύλα καλώδια Mackinac Straits στο Μίσιγκαν και
- 1974: Δικτυωτή γέφυρα Kuronoseto στην Ιαπωνία.

Παρατηρείται ότι όσο τα χρόνια περνούσαν και η επιστήμη εξελισσόταν, όλο και περισσότερες γέφυρες κατασκευάζονταν με απλές ή πολύπλοκες μορφές, προσφέροντας στον άνθρωπο λειτουργικότητα και αισθητική [2].

Στην δική μας περίπτωση, θα εκπονήσουμε μελέτη μεταλλικής κατασκευής και ειδικότερα, πεζογέφυρα που θα διασχίζει τον ποταμό Γλαύκο, ενώνοντας τις δύο όχθες και προσφέροντας στο κοινό έναν περίπατο πάνω από τον ποταμό. Αρχικά, θα σχεδιάσουμε την πεζογέφυρα και έπειτα θα προχωρήσουμε στον έλεγχο αντοχής της, ώστε η κατασκευή της να είναι ασφαλής σε περίπτωση κατασκευής της. Όλα αυτά θα γίνουν με βάση τον Ευρωκώδικα, που ισχύει και στην χώρα μας, έτσι ώστε να πληρούνται όλες οι προδιαγραφές ασφαλείας που ορίζει ο κώδικας. Η πεζογέφυρα θα

είναι κρεμαστή, δηλαδή το κατάστρωμα θα κρέμεται από συρματόσχοινα, που θα βρίσκονται σε πυλώνες, προσφέροντας μοναδική αισθητική.

Θα ξεκινήσουμε κάνοντας παραδοχές για τα κατασκευαστικά υλικά που θα χρησιμοποιήσουμε και θα τα υποβάλουμε σε ελέγχους αντοχής όπως, θλίψη, λυγισμό, κάμψη, διάτμηση. Έτσι, θα έχουμε ένα μεγάλο μέρος από υπολογισμούς με τελικό σκοπό τον έλεγχο αντοχής της πεζογέφυρας, ώστε η παραδοχή που κάναμε να ισχύει. Τέλος, θα προχωρήσουμε σε έλεγχο μέσω προγράμματος (Engine\_Lab) ώστε να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα μας και να δούμε διαφορές και σφάλματα.

# 1 ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

## 1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Οι μεταλλικές κατασκευές άρχισαν να κάνουν την εμφάνισή τους, καθώς ο σίδηρος υπήρχε σε μικρές ποσότητες και δεν ήταν εύκολη η επεξεργασία του.

Με την επαναστατική εξέλιξη άρχισαν να κατασκευάζονται οι πρώτες μεταλλικές κατασκευές και αυτές ήταν οι σιδηρόδρομοι, οι οποίοι συνέβαλαν στην ευρεία εξάπλωση των μεταλλικών κατασκευών. Το κύριο συστατικό των μεταλλικών κατασκευών ήταν ο χυτοσίδηρος, ο οποίος, ως υλικό, μπορεί να αναλάβει μεγάλο αριθμό φορτίσεων έχοντας υψηλή ασφάλεια [2].

Ωστόσο, υπάρχουν περιστατικά κατάρρευσης μεταλλικών κατασκευών και ιδίως γεφυρών. Αυτό οφείλεται κυρίως στα βίαια φυσικά φαινόμενα, όπως είναι ο σεισμός, οι χιονοπτώσεις και οι πυρκαγιές. Ακόμα, προβλήματα μπορούν να εμφανιστούν από ανθρώπινα σφάλματα ή λόγω εκτροχιάσεων σιδηροδρομικών συρμών, ένα φαινόμενο όμως που είναι πολύ σπάνιο.

Καθώς η επιστήμη εξελισσόταν, ο άνθρωπος κατάφερε να αντιμετωπίσει πολλά από αυτά τα προβλήματα με την χρήση του χάλυβα, ο οποίος είχε εξαιρετικά υψηλές αντοχές αλλά και μια ευρεία γκάμα κατάλληλων διατομών εξυπηρετώντας όλες τις κατασκευαστικές ανάγκες. Έτσι, ο άνθρωπος άρχισε να δημιουργεί μεταλλικούς πύργους, στέγες, στύλους, κτίρια με μεγαλύτερη ευκολία. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι ο πύργος του Eiffel στην Γαλλία (1889).



**Εικόνα 1.1:** Πύργος του Eiffel

## 1.2 ΓΕΦΥΡΕΣ ΚΑΙ ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΣ ΑΥΤΩΝ

Όπως αναφέραμε και στην εισαγωγή, γέφυρα είναι μια κατασκευή που έχει σκοπό την συνέχεια μια 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.α.

Από τα πανάρχαια χρόνια, η αποκατάσταση της συνέχειας μιας οδού πάνω από μια υδάτινη ροή αποτελούσε σημαντικό πρόβλημα. Έτσι, ο άνθρωπος αναγκάστηκε να το αντιμετωπίσει, κατασκευάζοντας γέφυρες από τους προϊστορικούς ακόμα χρόνους.

Δεν είναι αφύσικο, λοιπόν, το γεγονός ότι οι κατασκευές γεφυρών συνδέονται με θρύλους, θυσίες και ανθρωποθυσίες. Πολλές είναι και οι γέφυρες οι οποίες τραγουδήθηκαν ή έγιναν αντικείμενα παράδοσης. Η ονομασία των γεφυρών συχνά συνδέεται, με τοπωνύμια της θέσης της γέφυρας, με τον κατασκευαστή και κάποτε με τον πολιτικό ή στρατιωτικό ηγέτη που διέταξε την κατασκευή της ή με το εμπόδιο που γεφυρώνεται.

Οι πρώτες τεχνητές γέφυρες κατασκευάστηκαν από τον άνθρωπο με δύο τρόπους:

- i. Με την τοποθέτηση μεγάλων, επίπεδων λίθων, πάνω από τις φυσικές ροές
- ii. Με κορμούς δέντρων, που γεφύρωναν μικρά ρεύματα.[8]

Κατά την διάρκεια της εξέλιξης του, ο άνθρωπος, ανακάλυπτε καινούρια υλικά, όπως ο σίδηρος, τα οποία προσπαθούσε να εισάγει στην κατασκευή των γεφυρών. Αυτό επιτεύχθηκε κυρίως με την βιομηχανική επανάσταση, καθώς οι άνθρωποι επεξεργάστηκαν τον σίδηρο, αρχικά ως χυτοσίδηρο και στην συνέχεια ως χάλυβα, και έφτιαξαν γέφυρες, κυρίως σιδηροδρομικές. Έτσι, μπορούμε να καταλάβουμε ότι ο σιδηρόδρομος έπαιξε σημαντικό ρόλο στην γεφυροποιία.

Πέραν όμως από τις γέφυρες, ο άνθρωπος άρχισε να κατασκευάζει πολλές μεταλλικές κατασκευές (πύργους, στέγες, κτίρια) εκμεταλλευόμενος τις ιδιότητες του χάλυβα. Αργότερα, εισήχθη στις κατασκευές το οπλισμένο σκυρόδεμα, δίνοντας την δυνατότητα στον άνθρωπο για εντυπωσιακές κατασκευές. Η βασική κατασκευαστική αρχή, ωστόσο, των γεφυρών δεν άλλαξε.

Τα κύρια βασικά τμήματα, από τα οποία αποτελείται μια γέφυρα, είναι το κατάστρωμα, οι κύριες δοκοί, οι σύνδεσμοι και τα εφένδρανα. Ανάλογα όμως με το είδος της γέφυρας, προστίθενται και άλλα τμήματα, όπως καλώδια, πυλώνες και πρόσθετες στηρίξεις, με σκοπό να εξυπηρετούν λειτουργικά και να είναι αισθητικές.

Τις γέφυρες και ειδικότερα τις μεταλλικές μπορούμε να τις διαχωρίσουμε σε πολλά είδη. Ο διαχωρισμός τους μπορεί να γίνει από πολλές απόψεις, όπως για παράδειγμα προορισμός γέφυρας, άνοιγμα γέφυρας, διαμόρφωση κύριας δοκού, διάταξη καταστρώματος, διάρκεια χρησιμοποιήσεως κτλ. Παρακάτω, παρουσιάζονται μερικά παραδείγματα για τον τύπο των διαφόρων γεφυρών, ανάλογα με το είδος διαχωρισμού [2].

1. Ανάλογα με τον προορισμό της γέφυρας.

- i. Σιδηροδρομικές γέφυρες: Είναι γέφυρες οι οποίες υποβαστάζουν σιδηροδρομικές γραμμές. Αυτές βρίσκονται συνήθως σε κοιλάδες σε ζεύξεις

ποταμών κα. Ενδεικτικά στην Γερμανία υπάρχουν περίπου 42.000 σιδηρές γέφυρες συνολικού μήκους 743.000m.



**Εικόνα 1.2:** Σιδηροδρομική γέφυρα

- ii. Οδοφόρες γέφυρες: Γέφυρες που διασχίζονται από αυτοκίνητα μικρότερης σημασίας από τις σιδηροδρομικές. Πολλές από αυτές είναι μεταλλικές.



**Εικόνα 1.3:** Οδοφόρα γέφυρα

- iii. Πεζογέφυρες: Είναι γέφυρες οι οποίες προορίζονται μόνο για την διέλευση των πεζών (όπως και στην δική μας περίπτωση). Οι γέφυρες αυτές κατασκευάζονται εντός των πόλεων πάνω από σιδηροδρομικές γραμμές, αυτοκινητόδρομους κα.



**Εικόνα 1.4:** Πεζογέφυρα

- iv. Γέφυρες Σωληνώσεων: Οι γέφυρες αυτές έχουν κύριο στόχο να υποβαστάζουν σωλήνες μεταφοράς υγρών ή αερίων. Τις συναντάμε κυρίως κοντά σε εργοστάσια σε περιπτώσεις όπου κάποιος μεγάλος σε μήκος αγωγός, διασταυρώνεται με κάποια άλλη εγκατάσταση. Σ' αυτή την περίπτωση το πιο λειτουργικό είναι η δημιουργία γέφυρας που θα υποβαστάζει αυτόν τον αγωγό.



**Εικόνα 1.5:** Γέφυρα Σωληνώσεων

2. Ανάλογα με το άνοιγμα της γέφυρας.

- i. Γεφυρίδια: Γεφυρίδια είναι γέφυρες απλής κατασκευής και μικρού ανοίγματος, μέχρι 3m. Συχνή χρήση γεφυριδίων συναντάμε στις σιδηροδρομικές γραμμές.



**Εικόνα 1.6:** Γεφυρίδιο

- ii. Γέφυρες ποταμών: Από το όνομα τους καταλαβαίνουμε ότι είναι γέφυρες που διασχίζουν ποταμούς. Ένας μεγάλος αριθμός γεφυρών έχει κατασκευαστεί για αυτό το σκοπό. Έχουν συνήθως μεγάλα ανοίγματα και είναι αρκετά εντυπωσιακές κατασκευές.



**Εικόνα 1.7:** Γέφυρα ποταμού



- iii. Κοιλαδογέφυρες: Είναι οι γέφυρες πάνω από βαθιές κοιλάδες. Αυτού του είδους οι γέφυρες χρειάζονται, καθώς σε ύψη από 20m και πάνω δεν γίνονται επιχωματώσεις.



**Εικόνα 1.8:** Κοιλαδογέφυρα

- iv. Γέφυρες ανισόπεδων διαβάσεων: Γίνονται με σκοπό να μην διασταυρώνονται δύο ή περισσότερα συγκοινωνιακά μέσα. Συνήθως είναι γέφυρες πάνω από σιδηροδρομικές γραμμές.



**Εικόνα 1.9:** Ανισόπεδη γέφυρα

3. Σύμφωνα με την κύρια δοκό (στατική μορφή)

- i. Αμφιέριστες γέφυρες: Η αμφιέριστη δοκός είναι η απλούστερη στατική μορφή που χρησιμοποιείται για τις γεφυρώσεις.



**Εικόνα 1.10:** Αμφιέριστη γέφυρα

- ii. Συνεχείς γέφυρες: Είναι αποτελούμενες από συνεχείς δοκούς. Οι συνεχείς δοκοί παρουσιάζουν πολλά οικονομικά και αισθητικά πλεονεκτήματα, με μόνο μειονέκτημα ότι χρειαζόμαστε καλές στηρίξεις. Η κατασκευή με συνεχείς δοκούς χρησιμοποιείται ιδιαίτερα στην γεφυροποιία.



**Εικόνα 1.11:** Γέφυρα συνεχούς δοκού

- iii. Τοξωτές γέφυρες: Η μέθοδος του τόξου χρησιμοποιείται συχνά στην κατασκευή γεφυρών και έχει συχνά την μορφή παραβολής



**Εικόνα 1.12:** Τοξωτή γέφυρα

- iv. Κρεμαστές γέφυρες: Είναι οι γέφυρες οι οποίες συγκρατούνται από συρματόσχοινα. Τα συρματόσχοινα στηρίζονται σε πυλώνες και συγκρατούν το κατάστρωμα.



**Εικόνα 1.13:** Κρεμαστή γέφυρα

Τέλος, ο διαχωρισμός μπορεί να συνεχιστεί ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της γέφυρας, όπως για παράδειγμα με την διάταξη των κυρίων δοκών, δηλαδή ολόσωμες και δικτυωτές γέφυρες ή με τον τρόπο σύνδεσης, δηλαδή σε γέφυρες με ηλώσεις ή με συγκολλήσεις ή με κοχλιώσεις κτλ. Έτσι έχουμε καλύψει ένα μεγάλο μέρος για τον διαχωρισμό των γεφυρών.

### 1.3 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ – ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Τα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών είναι αρκετά και προκύπτουν από τις ιδιότητες του υλικού που χρησιμοποιείται στην κατασκευή τους, δηλαδή τον χάλυβα. Συνεπώς, μιλώντας για πλεονεκτήματα στις μεταλλικές κατασκευές, αναφερόμαστε ουσιαστικά στα πλεονεκτήματα του χάλυβα. Τα κύρια πλεονεκτήματα είναι τα εξής:

1. Οικονομία χώρου, χρόνου, κόστους και υλικού. Ο χάλυβας, από τον οποίο απαρτίζονται όλα τα μεταλλικά μέρη της κατασκευής, έχει χαμηλό ίδιο βάρος. Αποτέλεσμα αυτού, είναι να έχουμε μια μεγάλη γκάμα από διατομές δοκών με μικρό ίδιο βάρος αλλά μεγάλη αντοχή. Ακόμα, με την εύκολη επεξεργασία του χάλυβα, εξοικονομούμε επιπλέον χρόνο στην διάρκεια κατασκευής. Τέλος, μια κατασκευή που απαρτίζεται από μεταλλικά μέρη (μεταλλική) έχει μικρότερο κόστος σε σχέση με τις συμβατικές κατασκευές. Έρευνες έχουν δείξει, ότι στις μεταλλικές κατασκευές το κόστος είναι μειωμένο κατά 20 - 25% σε σχέση με τις συμβατικές.
2. Υψηλή ασφάλεια – Αντισεισμική Προστασία. Η επιλογή ελαφριών προφίλ χάλυβα αποτελεί ιδανική λύση για την κατασκευή κατοικιών και άλλων κατασκευών, όπως γεφυρών σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα όπως είναι η χώρα μας. Το χαμηλό βάρος της κατασκευής εξασφαλίζει την άριστη συμπεριφορά της σε περίπτωση σεισμού και προσφέρει υψηλή ασφάλεια σε όσους την χρησιμοποιούν.
3. Ολκιμότητα – Μονιμότητα – Ελαστικότητα. Οι μεταλλικές κατασκευές έχουν μεγάλη ολκιμότητα. Έχουν, δηλαδή, την ιδιότητα να δέχονται μεγάλες φορτίσεις και παραμορφώσεις χωρίς να αστοχούν. Αυτό κάνει τα μεταλλικά κτίρια ιδιαίτερα ευσταθή, εμπνέοντας σιγουριά και ασφάλεια. Έτσι, όταν δέχονται μεγάλες φορτίσεις, (πχ εφελκυσμό) ο χάλυβας επιμηκύνεται προτού φθάσει στο όριο θραύσης και αστοχήσει. Αυτό μας δίνει την δυνατότητα να προλαμβάνουμε καταστάσεις ανεπιθύμητες και εξαιρετικά επικίνδυνες για την ασφάλεια. Όσον αφορά την ελαστικότητα, ο χάλυβας και συνεπώς οι μεταλλικές κατασκευές συμπεριφέρεται αρκετά ελαστικά σε υψηλές τάσεις. Για την μονιμότητα μπορούμε να αναφέρουμε ότι τα μεταλλικά κτίρια είναι αμετάβλητα στο χρόνο και στις αντίξοες συνθήκες (έχοντας βέβαια και την σωστή συντήρηση).
4. Επαναχρησιμοποίηση υλικού -Φιλικό προς το περιβάλλον. Η ανέγερση και οι μεταλλικές κατασκευές είναι απόλυτα φιλικές προς το περιβάλλον. Αυτό συμβαίνει κυρίως γιατί το κύριο συστατικό από το οποίο αποτελούνται οι μεταλλικές κατασκευές είναι ο χάλυβας, ο οποίος είναι 100% ανακυκλώσιμο υλικό. Με αυτόν τον τρόπο δικαιολογείται και η επαναχρησιμοποίηση του υλικού. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την εξοικονόμηση ενέργειας και πόρων, λόγω του χαμηλού βάρους και της ταχύτητας ολοκλήρωσης του [2].

Αντίθετα, τα μειονεκτήματα στις μεταλλικές κατασκευές είναι λίγα, γι' αυτόν το λόγο είναι και τόσο διαδεδομένες. Επιλεκτικά θα αναφέρουμε κάποια από τα μειονεκτήματα που κατά την άποψη μας είναι τα πιο σημαντικά.

1. Οξειδωση. Η σκωρίαση είναι το κύριο μειονέκτημα των μεταλλικών κατασκευών, ειδικά σε περιπτώσεις όπου η κατασκευή μας είναι εκτεθειμένη σε έντονα καιρικά φαινόμενα. Αυτό συνεπάγεται την συχνή ανάγκη συντήρησης της κατασκευής, με σκοπό να εξαλείφεται το συγκεκριμένο πρόβλημα. Κατ' αυτόν τον τρόπο, μπορούμε να πούμε πως αυξάνεται κάπως το κόστος κατασκευής, συμπεριλαμβανομένου όμως και το κόστος της συντήρησης.
2. Ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες. Το κύριο συστατικό των μεταλλικών κατασκευών είναι ο χάλυβας, ο οποίος είναι ευαίσθητος σε υψηλές θερμοκρασίες, με αποτέλεσμα σε αυτή την περίπτωση να έχουμε μείωση της αντοχής του. Το φαινόμενο αυτό παρουσιάζεται σε περιπτώσεις πυρκαγιών. Έτσι, οι μεταλλικές κατασκευές χρήζουν ιδιαίτερης προσοχής ειδικά στον τομέα της πυροπροστασίας.
3. Ευαισθησία σε κόπωση. Κόπωση εμφανίζεται όταν έχουμε συνεχείς επαναλαμβανόμενες φορτίσεις, από τις οποίες καταπονείται η κατασκευή, με αποτέλεσμα ο χάλυβας και συνεπώς η κατασκευή να χάνει με την πάροδο του χρόνου την αντοχή και τελικώς να έχουμε αστοχία [2].

#### 1.4 ΒΑΘΡΑ

Βάθρο είναι η κατασκευή που έχει ως στόχο να στηρίξει μια γέφυρα και να μεταφέρει με ασφάλεια, τα φορτία που δέχεται αυτή, μέσω των εφεδράνων, στα θεμέλια.

Ανάλογα με τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό μια γέφυρας έχουμε και τις αντίστοιχες κατασκευές βάθρων. Ένα άλλο κριτήριο επιλογής του τρόπου κατασκευής ενός βάθρου, του υλικού και της θέσης του στην κατασκευή, είναι τα γεωλογικά χαρακτηριστικά της περιοχής όπου πρόκειται να κατασκευάσουμε το έργο.

Τα βάθρα διακρίνονται στα ακροβάθρα και τα μεσοβάθρα, ανάλογα με την θέση τους. Τα ακροβάθρα είναι κατασκευές, οι οποίες αποτελούν διαχωριστικό στοιχείο μεταξύ του επιχώματος και του ανοίγματος της γέφυρας, και συγχρόνως μεταφέρουν τα φορτία των ακραίων εδράνων στο έδαφος [5]. Τα ακροβάθρα κατασκευάζονται για τους εξής σκοπούς.

1. Να δέχονται τις αντιδράσεις (κατάκορυφες και οριζόντιες) από την γέφυρα.
2. Να αποτελούν την μετάβαση από την γέφυρα στο επίχωμα.
3. Να εξασφαλίσουν την ευστάθεια του επιχώματος και τον απαιτούμενο χώρο για τις οριζόντιες μετατοπίσεις.

Από την άλλη τα μεσοβάθρα αποτελούν ενδιάμεσες στηρίξεις για την αναδομή των γεφυρών με σκοπό την μείωση του ανοίγματος [5]. Η μορφή, η θέση, η στατική μελέτη και ο τρόπος κατασκευής τους εξαρτάται από το αν αυτά βρίσκονται εντός ή εκτός του νερού. Για την κατασκευή των μεσοβάθρων χρησιμοποιείται αποκλειστικά οπλισμένο σκυρόδεμα. Τέλος, τα μεσοβάθρα παρουσιάζουν συνήθως σοβαρά προβλήματα στην μελέτη του λυγισμού.

## 1.5 ΤΣΙΜΕΝΤΟ

Το τσιμέντο είναι ένα ορυκτό οικοδομικό υλικό, που για να παρασκευαστεί χρειάζεται ειδική επεξεργασία, την οποία θα παρουσιάσουμε παρακάτω.

Οι πρώτες ύλες από τις οποίες παρασκευάζεται το τσιμέντο είναι:

- Ο ασβεστόλιθος,
- Ο άργιλος,
- Η θηραϊκή γη και
- Το τσιμέντο Portland.

Η διαδικασία παρασκευής είναι η ακόλουθη.

1. Θρυμματίζουμε τα κομμάτια του ασβεστόλιθου σε μικρότερα κομμάτια των 2-5 εκατοστών.
2. Ξηραίνουμε στην συνέχεια τα κομμάτια αυτά με θερμό αέρα, στους 500οC μέσα σε περιστρεφόμενο ξηραντήριο.
3. Έπειτα αποθηκεύουμε το υλικό μας μέσα σε σιλό.
4. Ταυτόχρονα τρίβουμε τον άργιλο σε σφαιρόμυλους και τον αποθηκεύουμε σε ξεχωριστά σιλό.
5. Έπειτα, από τα σιλό παίρνουμε τις ανάλογες ποσότητες ασβεστόλιθου και αργίλου και τα τοποθετούμε σε νέο σφαιρόμυλο για να γίνει η κονιοποίηση και η ανάμειξη των δύο υλικών. Το μείγμα αυτό το αποκαλούμε "φαρίνα".
6. Αργότερα ψήνουμε την φαρίνα μέσα σε καμίνι το οποίο είναι διαχωρισμένο σε θερμοκρασιακές ζώνες. Η πρώτη ζώνη στους 100 οC, όπου γίνεται η ξήρανση. Η δεύτερη ζώνη στους 500 οC, όπου φεύγει το κρυσταλλικό νερό. Η τρίτη ζώνη στους 500-700 οC, όπου γίνεται η διάσπαση των ανθρακικών αλάτων σε οξειδία. Η τέταρτη ζώνη στους 1000-1300 οC, όπου σχηματίζονται οι εξής ενώσεις:  $2CaO$   $SiO_2$ ,  $3CaO Al_2O_3$ ,  $4CaO Al_2O_3$ ,  $Fe_2O_3$ . Και τέλος, η πέμπτη ζώνη στους 1300 οC και πάνω, όπου σχηματίζονται τα  $3CaO$ ,  $SiO_2$ . Καθώς το μείγμα περνάει από τις παραπάνω θερμοκρασιακές ζώνες, δημιουργεί σβόλους 2-3 εκατοστών. Σε αυτό το στάδιο το μείγμα αποκαλείται διεθνώς "κλίνκερ"».
7. Στη συνέχεια, ψύχουμε τα κλίνκερ με ψυχρό αέρα και τα τοποθετούμε σε σιλό για να ωριμάσουν για περίπου είκοσι (20) ημέρες.
8. Τέλος, αλέθουμε τα κλίνκερ σε σφαιρόμυλους μέχρι να γίνουν λεπτά σαν αλεύρι και ταυτόχρονα προσθέτουμε στο μείγμα γύψο σε ποσοστό 1-3% και θηραϊκή γη σε ποσοστό 8-10%.

Το τσιμέντο είναι ένα από τα βασικά υλικά παρασκευής του σκυροδέματος. Το σκυρόδεμα αποτελείται από τσιμέντο, νερό, αδρανή υλικά (χαλίκι, άμμος, ψηφίδα) και διάφορα πρόσμικτα. Ο καθορισμός τσιμέντων για έργα από σκυρόδεμα (οπλισμένο, άοπλο και προεντεταμένο) καθορίζει τους διάφορους τύπους τσιμέντου που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές και περιλαμβάνει την κατάταξη τους, τις μηχανικές, φυσικές, χημικές απαιτήσεις και τις μεθόδους δειγματοληψίας ελέγχου τους [6].

Η ευρεία χρήση του τσιμέντου σε γέφυρες, τούνελ, φράγματα κτλ είναι απόλυτα δικαιολογημένη καθώς το τσιμέντο προσφέρει αρκετά πλεονεκτήματα στον κατασκευαστή. Μερικά από αυτά είναι:

1. Αντοχή στην θλίψη,
2. Οπλίζοντας το με χαλύβδινες ράβδους αυξάνουμε σημαντικά την αντοχή του σε εφελκυσμό,
3. Χαμηλό κόστος,
4. Είναι σχετικά ανθεκτικό στην φωτιά και στο νερό.
5. Δεν απαιτεί ιδιαίτερη συντήρηση και
6. Είναι ανακυκλώσιμο.

Το πιο σημαντικό μειονέκτημα που θα μπορούσαμε να αναφέρουμε για το τσιμέντο, είναι ότι για την αντοχή του είναι σχετικά βαρύ υλικό.

## 1.6 ΣΥΓΚΟΛΗΣΕΙΣ

Με τον όρο συγκόλληση εννοούμε γενικά την τοπική σύμφυση μετάλλων υπό υψηλή θερμοκρασία. Η σύμφυση, η ένωση δηλαδή, μπορεί να δημιουργηθεί ανάμεσα σε δύο όμοια ή ανόμοια μέταλλα. Με την μέθοδο της συγκόλλησης συνθέτουμε την μορφή του αντικειμένου που επιθυμούμε, συνδέοντας ήδη προκατασκευασμένα κομμάτια.

Για να επιτευχθεί μια συγκόλληση, τα υλικά θερμαίνονται στην θέση συνδέσεως, έτσι ώστε να γίνουν εύπλαστα ή ρευστά με αποτέλεσμα να επιτρέπουν την σύνδεση. Μετά την ρευστοποίηση του τήγματος, τα εξαρτήματα συνδέονται μεταξύ τους με ένα κοινό συνδετικό. Η παραπάνω διαδικασία έχει συνήθως σαν αποτέλεσμα την παραγωγή αντικειμένων με γενικά χαμηλό κόστος, μεγαλύτερη ποιότητα κατασκευής και μεγαλύτερη ακρίβεια [4].

Για να ανταποκριθούν στις πολλές απαιτήσεις, έχουν αναπτυχθεί περισσότερες από εκατό (100) μέθοδοι συγκολλήσεως. Μερικές από αυτές τις μεθόδους είναι συγκόλληση με συμπίεση, συγκόλληση με τήξη, οξυγονοκόλληση κτλ. Αυτό μας δείχνει πόσο διαδεδομένες είναι οι συγκολλήσεις αλλά και η ευρεία χρήση τους. Ωστόσο για να μπορέσει κάποιος να φέρει εις πέρας μια σωστή συγκόλληση, θα πρέπει να είναι αρκετά εξειδικευμένος, καθώς υπάρχουν πολλοί κίνδυνοι κατά την διάρκεια μιας συγκόλλησης [8].

Τέλος, εκτός των συγκολλήσεων μπορούμε να αναφέρουμε και την κόλληση με κόλλα όπου είναι μια μέθοδος κατά την οποία μπορούμε να συνδέσουμε κάποια μέταλλα ή αμέταλλα με την βοήθεια συγκολλητικών ουσιών, με βάση το πλαστικό.

## 2 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΙ ΦΟΡΕΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

### 2.1 ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Σε αυτό το κεφάλαιο, θα αναφέρουμε τον τρόπο που θα σχεδιάσουμε και θα μελετήσουμε την μεταλλική γέφυρα και εν συνεχεία θα κάνουμε τον έλεγχο αντοχής της. Για να σχεδιάσουμε την μεταλλική κατασκευή, δηλαδή πεζογέφυρα πάνω από κοίτη ποταμού, θα χωρίσουμε την μελέτη σε οχτώ (8) στάδια. Ο χωρισμός της σχεδίασης θα γίνει ως εξής [1]:

- Στάδιο 1.** Χονδρική σχεδίαση. Σε αυτό το στάδιο θα καθορίσουμε το μέγεθος της κατασκευής και θα δώσουμε κάποιες διαστάσεις ώστε να είναι λειτουργική η κατασκευή. Ακόμα, θα προσθέσουμε τα φορτία και θα αποφασίσουμε τον τρόπο έδρασης της γέφυρας.
- Στάδιο 2.** Προσδιορισμός φορτίων. Εδώ, θα υπολογίσουμε διατομές δοκών και το συνολικό βάρος της κατασκευής, θα προσθέσουμε τα φορτία μας και θα κάνουμε διάκριση σε μόνιμα ή κινητά, και κύρια ή πρόσθετα φορτία.
- Στάδιο 3.** Επιλογή υλικών και μέσων σύνδεσης. Θα επιλέξουμε τα κατάλληλα υλικά που θεωρούμε εμείς για την κατασκευή μας και θα αναφερθούμε στα μέσα σύνδεσης (κοχλίες- συγκολλήσεις).
- Στάδιο 4.** Στατικός υπολογισμός. Ένα από τα σημαντικότερα στάδια, καθώς εδώ θα υπολογίσουμε τις αναπτυσσόμενες τάσεις στην κατασκευή και στις συνδέσεις και εν συνεχεία θα τις συγκρίνουμε με τις επιτρεπόμενες. Μπορεί να χρειαστεί να αλλάξουμε διαστάσεις, σε περίπτωση που επιβάλλεται, λόγω μη αντοχής της κατασκευής.
- Στάδιο 5.** Λοιποί έλεγχοι αντοχής. Σ' αυτό το στάδιο θα κάνουμε έλεγχο αντοχής σε φορτίσεις ανάλογα με το είδος της κατασκευής, όπως ταλαντώσεις, άνεμο, κρουστικές φορτίσεις κινούμενων μηχανών, σεισμικές φορτίσεις κλπ.
- Στάδιο 6.** Τελική σχεδίαση. Σχεδιάζουμε με λεπτομέρεια την κατασκευή μας ώστε να δώσουμε σωστά τις τελικές διαστάσεις.
- Στάδιο 7.** Μελέτη συναρμολόγησης. Η συναρμολόγηση διαφέρει από κατασκευή σε κατασκευή. Έτσι, ανάλογα με την κατασκευή θα καθορίσουμε εμείς την συναρμολόγηση, δηλαδή ποία τμήματα θα κολληθούν, ποία θα ετοιμαστούν στο εργοστάσιο κτλ.
- Στάδιο 8.** Προμέτρηση Υλικών. Με την προμέτρηση υλικών καθορίζουμε όλα τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν. Αυτή έχει συνήθως την μορφή πίνακα και μέσω αυτής βλέπουμε όλα τα χαρακτηριστικά των υλικών, δηλαδή διαστάσεις, αντοχές, ποσότητα, ποιότητα, κόστος.

Σύμφωνα με αυτά τα στάδια θα κινηθούμε και θέτοντας ως παραδοχές τα υλικά που θα χρησιμοποιήσουμε εξ αρχής. Θα υπολογίσουμε τις φορτίσεις και θα



προχωρήσουμε στον έλεγχο αντοχής, υλοποιώντας την κατασκευή και ελέγχοντας αν αντέχει.

## 2.2 ΦΟΡΤΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Για τον υπολογισμό μίας μεταλλικής κατασκευής, όπως και στην περίπτωση μας, μιας πεζογέφυρας, πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν όλες οι πιθανές φορτίσεις που πρόκειται να ενεργήσουν σ' αυτή. Τα φορτία χωρίζονται σε δύο κατηγορίες.

1. Μόνιμα φορτία: Τα μόνιμα φορτία είναι αυτά που δεν μεταβάλλονται και παραμένουν σταθερά κατά την διάρκεια ζωής του έργου. Σ' αυτά κατατάσσεται το ίδιο βάρος της κατασκευής, δηλαδή δοκοί, κιγκλιδώματα, επικάλυψη καταστρώματος (τσιμέντο), αγκιστρώσεις συρματόσχοινων. Τα μόνιμα φορτία θα αναλυθούν αργότερα στον υπολογισμό του ίδιου βάρους της γέφυρας.
2. Κινητά φορτία: Κινητά είναι τα φορτία τα οποία μεταβάλλονται και δεν εφαρμόζονται στην μεταλλική κατασκευή συνεχώς. Τα φορτία αυτά έχουν και μικρότερο μέτρο.

Ακόμα ο διαχωρισμός τους μπορεί να γίνει σε κύρια και πρόσθετα φορτία, ανάλογα με την διάρκεια που δρουν πάνω στην μεταλλική κατασκευή. Κύρια είναι αυτά που δρουν με καθοριστική διάρκεια και ένταση πάνω στην γέφυρα, ενώ πρόσθετα αυτά που δρουν με πιθανολογική διάρκεια και ένταση [1].

Στην δική μας περίπτωση, κατασκευή μεταλλικής πεζογέφυρας, θα χρησιμοποιήσουμε τον Ευρωκώδικα EC-3 για τους υπολογισμούς μας και τον έλεγχο αντοχής της κατασκευή μας.

## 2.3 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ ΚΑΙ ΧΙΟΝΟΣ

Ο άνεμος παίζει σημαντικό ρόλο στις κατασκευές αφού τα φορτία που ασκεί είναι ιδιαίτερα δυσμενή και μπορούν να προκαλέσουν αρκετά προβλήματα στην κατασκευή. Ως φορτίο ανέμου ορίζεται η οριζόντια δύναμη, που ασκείται στην κατασκευή μας από τον άνεμο. Υπάγονται στα κινητά φορτία και η τιμή της έντασής τους διαφέρει ανάλογα με την γεωγραφική θέση, τις διαστάσεις και το σχήμα της κατασκευής, καθώς και από την ταχύτητα, την διεύθυνση του ανέμου κτλ [2].

Για τον υπολογισμό των φορτίων του ανέμου θα χρησιμοποιήσουμε τους καινούριους κανονισμούς "Ευρωκώδικα 3", ο οποίος σε αυτή την περίπτωση δεν διαφέρει από του γερμανικούς κανονισμούς DIN.

Στον παρακάτω Πίνακα 2.1 φαίνεται η ένταση του ανέμου ανάλογα με το ύψος της κατασκευής.

A/A	Ύψος h σε m	Ένταση ανέμου q σε Kp/m <sup>2</sup>
1	0-8	50
2	8-20	80
3	20-100	110
4	>100	130

**Πίνακας 2.1:** Ένταση ανέμου [1]

Είναι φανερό από τον Πίνακα 2.1 ότι όσο πιο ψηλή είναι η κατασκευή τόσο μεγαλύτερα τα φορτία που δέχεται από τον άνεμο. Τα φορτία ανέμου μπορούμε εύκολα να τα υπολογίσουμε από τους παρακάτω τύπους:

- i. Για κατακόρυφες επιφάνειες  $W = c * q$
- ii. Για κεκλιμένες επιφάνειες  $W = c * q * \sin a$ .

όπου: W: πραγματικό φορτίο ανέμου  
c: συντελεστής μορφής επιφάνειας  
q: ένταση ανέμου  
α: γωνία επιφάνειας ως προς το οριζόντιο επίπεδο.

Παρακάτω, παρατίθεται ο πίνακας από τον οποίο υπολογίζουμε τον συντελεστή μορφής επιφάνειας.

A/A	Είδος δομικού έργου	Συντελεστής μορφής c
1	Κλειστές κατασκευές όπως κτίρια κλπ.	
	-Για $H / B \leq 5$ -Για $H / B > 5$	1.2 1.6
2	Ανοιχτές κατασκευές από μία, δύο, ή περισσότερες πλευρές ή τουλάχιστον κατά το 1/3, όπως υπόστεγα κλπ.	1.2
3	Κατασκευές με κυκλική ή περίπου κυκλική διατομή, όπως διάφορες κυλινδρικές ή σφαιρικές κατασκευές, δηλαδή καπνοδόχοι, δεξαμενές, ιστοί, σχοινιά, σύρματα κλπ.	
	(i) Κυλινδρικής μορφής: -Για $d\sqrt{q} < 1$	1.2
	-Για $d\sqrt{q} > 1$	0.7
	(ii) Σφαιρικής μορφής: -Για $d\sqrt{q} < 1$	0.6
-Για $d\sqrt{q} > 1$	0.35	
H= Ύψος κτηρίου (m)		d= διάμετρος(m)

B= Πλάτος κτιρίου (m)	q= Ένταση ανέμου (ΚΡ/μ <sup>2</sup> )
-----------------------	---------------------------------------

**Πίνακας 2.2:** Τιμές συντελεστή μορφής c [1]

Σε αντίθεση με τα φορτία ανέμου, τα φορτία χιονιού υπάγονται στα κύρια φορτία. Αποτελούν έναν σημαντικό παράγοντα, που πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν κατά την κατασκευή ενός έργου. Καθώς τα φορτία χιονιού είναι πολύ δυσμενή, όπως και τα φορτία ανέμου, οι επιπτώσεις τους μπορούν να αποβούν μοιραίες για την κατασκευή. Τα φορτία αυτά εξαρτώνται από την κλίση της επιφάνειας, η οποία προσβάλλεται από το χιόνι, είναι ανεξάρτητα από το γεωγραφικό πλάτος της περιοχής και δημιουργούν κατακόρυφες φορτίσεις, σε αντίθεση με τον άνεμο που δημιουργεί οριζόντιες [2]. Στον πίνακα 2.4 που ακολουθεί βλέπουμε την σχέση φορτίου/χιονιού με την εκάστοτε κλίση.

A/A	Είδος δομικού έργου	Συντελεστής μορφής c
1	Κλειστές κατασκευές:	
	-Για τοίχους και στέγες γενικά -Για τοίχους και στέγες σε κατασκευές μορφής πύργου, δηλαδή H/B>5	0.4 0.8
2	Ανοιχτές κατασκευές και ελεύθερα υπόστεγα:	
	-Για τοίχους -Για στέγες	0.4 1.2

H= Ύψος κτηρίου (m) και B= Πλάτος κτιρίου (m)

**Πίνακας 2.3:** Τιμές συντελεστή μορφής c' για υποτιπίεσεις [1]

Σε περιοχές, κυρίως ορεινές, στις οποίες έχουμε έντονη χιονόπτωση η κλίση των στεγών και υπόστεγων αποθηκών είναι αρκετά μεγάλες ώστε να μην δέχονται μεγάλες φορτίσεις.

Οι φορτίσεις χιονιού και ανέμου διακρίνονται σε δύο κατηγορίες ανάλογα με το που ανήκει το κάθε φορτίο, δηλαδή το χιόνι είναι κύριο φορτίο, περίπτωση H, ενώ ο άνεμος είναι κινητό φορτίο, περίπτωση HZ. Σύμφωνα με τους κανονισμούς, σε κλίσεις μέχρι 45° λαμβάνεται ταυτόχρονη φόρτιση χιονιού και ανέμου, όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα.

Κλίση	Περίπτωση φορτίσεως H	Περίπτωση φορτίσεως HZ
$\alpha > 45^\circ$	Ίδιο βάρος + χιόνι	Ίδιο βάρος + χιόνι ή άνεμος <sup>(*)</sup>
$\alpha \leq 45^\circ$	Ίδιο βάρος + χιόνι	Ίδιο βάρος + χιόνι + άνεμος

<sup>(\*)</sup> Στον υπολογισμό υπεισέρχεται το μεγαλύτερο μεταξύ των φορτίων χιονός ή ανέμου.

**Πίνακας 2.4:** Ισχύουσες συνολικές φορτίσεις ανέμου και χιονός [1]

## 2.4 ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΦΟΡΕΩΝ

Πάνω σε κάθε δοκό ή φορέα ασκούνται εξωτερικά φορτία που τείνουν να του μετακινήσουν τον φορέα. Για να επέλθει η ισορροπία χρησιμοποιούμε τις στηρίξεις, οι οποίες ασκούν αντιδράσεις που εξισορροπούν τα εξωτερικά φορτία.

Υπάρχουν τρεις τύποι στηρίξεων, η κύλιση, η άρθρωση και η πάκτωση. Ανάλογα με τις συνθήκες λειτουργίας της κατασκευής επιλέγεται ο τύπος και ο αριθμός των στηρίξεων, που θα χρησιμοποιηθούν, ώστε να τις εξυπηρετεί. Στην συνέχεια, αναφέρονται αναλυτικότερα οι στηρίξεις και παρουσιάζεται σχηματικά ο τρόπος που λειτουργούν ώστε να επιτυγχάνουμε κάθε φορά ισορροπία [3].

- **Κύλιση:** Η κύλιση είναι μια στήριξη, η οποία επιτυγχάνεται με την χρήση ειδικών εφεδράνων κινούμενων επί κυλίνδρων. Στην κύλιση αφαιρείται μόνο μια ελευθερία κίνησης, που είναι κάθετη στο επίπεδο κύλισης, έτσι μας δίνει την κατακόρυφη αντίδραση.
- **Άρθρωση:** Η άρθρωση είναι μια στήριξη, η οποία μας επιτρέπει μόνο την περιστροφή. Σε αυτήν την περίπτωση, δεν έχουμε μετατόπιση κατά τον οριζόντιο ή κάθετο άξονα. Συνεπώς δημιουργούνται δύο αντιδράσεις.
- **Πάκτωση:** Η πάκτωση είναι ένα από τα είδη στηρίξεως που χρησιμοποιούμε για να εξισορροπήσουμε τις δυνάμεις και τις ροπές του φορέα μας. Στην πάκτωση αφαιρούνται και οι τρεις ελευθερίες κινήσεως, συνεπώς έχουμε τρεις αντιδράσεις, μια οριζόντια, μια κάθετη και μια ροπή.

Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται σχηματικά πως λειτουργούν οι στηρίξεις και τι αντιδράσεις ασκούν.

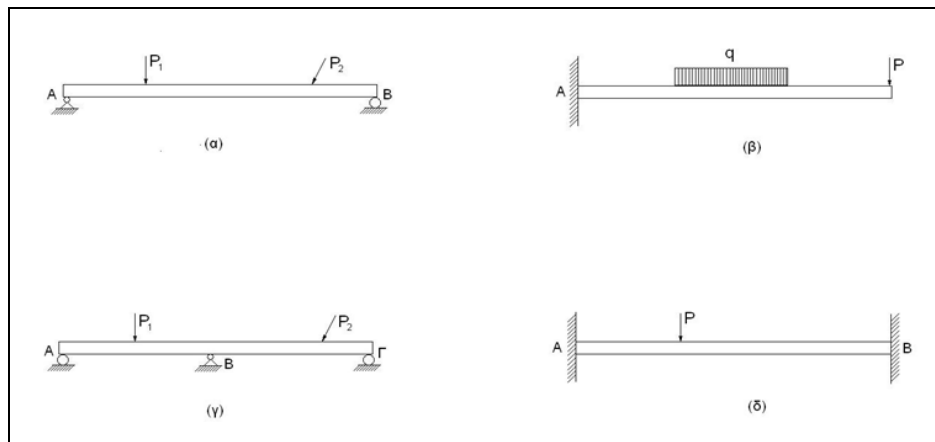
Είδος στηρίξεως	Μορφή	Αναπτυσσόμενες δυνάμεις
Κύλιση		
Άρθρωση		
Πάκτωση		

**Πίνακας 2.5:** Στηρίξεις και αντιδράσεις

## 2.5 ΟΛΟΣΩΜΟΙ ΦΟΡΕΙΣ

Οι ολόσωμοι φορείς διακρίνονται σε δοκούς, πλαίσια και πλάκες. Οι δοκοί έχουν κατάλληλο σχήμα ώστε να δέχονται αξονικές αλλά και εγκάρσιες δυνάμεις, οι οποίες προκαλούν κάμψη. Η παραπάνω ιδιότητα κάνει τις δοκούς ιδιαίτερα διαδεδομένες στις μεταλλικές κατασκευές, καθώς προσφέρουν πολλά κατασκευαστικά και οικονομικά πλεονεκτήματα. Η μεταλλική κατασκευή της πεζογέφυρας, που θα υλοποιήσουμε, αποτελείται από ολόσωμους δοκούς. Τα πλαίσια είναι κατασκευές αποτελούμενες από δοκούς, τα οποία είναι συνδεδεμένα μεταξύ τους. Οι πλάκες είναι φορείς με μεγάλο μήκος και πλάτος αλλά μικρό πάχος [2].

Κάποιες μορφές ολόσωμων δοκών φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.1: Διάφορες μορφές ολόσωμων δοκών [1]

Στις περιπτώσεις (α) και (β) ο υπολογισμός των φορτίων είναι εύκολος καθώς μπορεί να γίνει με εφαρμογή των συνθηκών ισορροπίας (ισοστατικό πρόβλημα). Η μεταλλική κατασκευή που καλούμαστε να υλοποιήσουμε ανήκει στην περίπτωση (α), έχοντας άρθρωση στο ένα άκρο και κύλιση στο άλλο.

Αντίθετα, στις περιπτώσεις (γ) και (δ) ο υπολογισμός των φορτίων δεν μπορεί να γίνει μόνο με εφαρμογή συνθηκών ισορροπίας, αλλά χρησιμοποιώντας και σχέσεις για τις ιδιότητες του υλικού. Αυτές οι περιπτώσεις ονομάζονται στατικά αόριστες.

## 2.6 ΔΙΚΤΥΩΤΟΙ ΦΟΡΕΙΣ

Το δικτύωμα είναι ένας από τους σημαντικότερους τύπους μηχανοτεχνικών δομημάτων. Αποτελεί μια πρακτική και οικονομική λύση σε πολλές μηχανοτεχνικές ανάγκες, ειδικά στον σχεδιασμό γεφυρών και κτιρίων. Το δικτύωμα αποτελείται από ένα σύστημα ευθύγραμμων ράβδων, οι οποίες συνδέονται στα άκρα τους με αρθρώσεις,

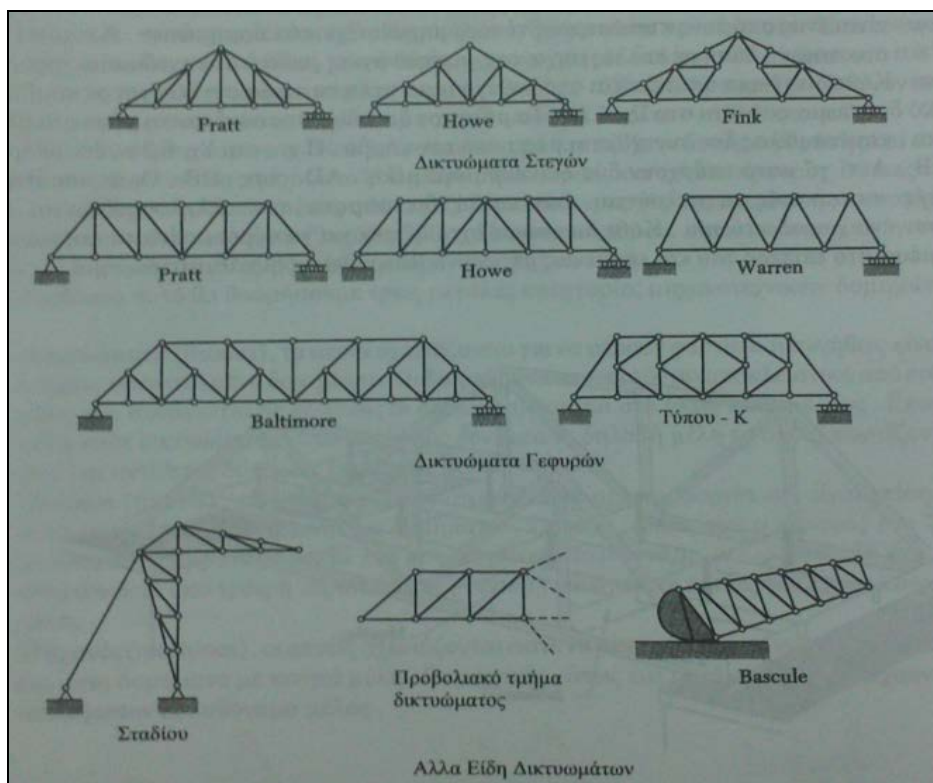
έτσι ώστε να αποτελούν ένα στέρεο σώμα. Το σημείο, στο οποίο συνδέονται δύο ή περισσότερες ράβδοι, ονομάζεται κόμβος.

Κάθε δικτύωμα σχεδιάζεται για να φέρει εκείνα τα φορτία που ενεργούν μέσα στο επίπεδο του και επομένως μπορούμε να το θεωρήσουμε ως δισδιάστατο δόμημα. Τα μέλη του κάθε δικτυώματος είναι ράβδοι και μπορούν να φέρουν μόνο αξονικά φορτία καθώς και πολύ μικρά πλευρικά φορτία. Έτσι, όλα τα φορτία θα πρέπει να ενεργούν πάνω στους κόμβους. Τα δικτύωμα μπορούμε να τα χωρίσουμε σε δύο κατηγορίες:

1. Επίπεδα δικτύωμα, είναι εκείνα στα οποία οι άξονες των ράβδων και οι εξωτερικές δυνάμεις που το φορτίζουν βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο.
2. Χωρικά δικτύωμα, είναι εκείνα στα οποία οι ράβδοι και τα φορτία έχουν τυχαία θέση στον χώρο.

Ένας ακόμα διαχωρισμός των δικτυωμάτων μπορεί να γίνει ανάλογα και με την μορφή δικτύωσης, όπως δικτύωση μορφής N, δικτύωση μορφής V δικτύωση μορφής ρόμβου, δικτύωση πολλαπλής δικτύωσης κλπ [2].

Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνονται οι βασικοί τύποι δικτυωμάτων.



**Σχήμα 2.2:** Βασικοί τύποι δικτυωμάτων [7]

Ο υπολογισμός των δικτυωμάτων είναι εύκολος, καθώς υπολογίζουμε τους κόμβους ως αρθρώσεις χωρίς τριβή με αποτέλεσμα να έχουμε μόνο αξονικές δυνάμεις στις ράβδους, δηλαδή εφελκυσμό, θλίψη και λυγισμό.

### **3 ΣΤΑΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΕΖΟΦΕΓΥΡΑΣ**

#### **3.1 ΕΚΛΟΓΗ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ**

Σε αυτό το κεφάλαιο θα γίνει η μελέτη για την επιλογή του τύπου της κύριας δοκού και των διαδοκίδων, καθώς και η τεχνική περιγραφή της πεζογέφυρας.

### 3.1.1 Διαστάσεις κυρίων δοκών

Στον παρακάτω Πίνακα 3.1 απεικονίζονται τα χαρακτηριστικά των πλατύπελμων ελαφρών δοκών  $IPB_{\epsilon}$  (HE - A).

ΠΙΝΑΚΑΣ 4		Πλατύπελμοι ελαφρές δοκοί $IPB_{\epsilon}$ (HE - A)																
Σειρά-Λογμός	Διαστάσεις διατομής						F	G	Στοιχεία για τον άξονα κάμψης						Όπως στα πέλματα			
	$IPB_{\epsilon}$	h	b	s	t	r			h-2a	x-x			y-y			d	$w_1$	$w_2$
										$I_x$	$W_x$	$i_x$	$I_y$	$W_y$	$i_y$			
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	Kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	mm	mm	mm	
100	96	100	5,0	8,0	12	56	21,2	16,7	349	72,8	4,06	134	26,8	2,51	13	55	-	
120	114	120	5,0	8,0	12	74	25,3	19,9	606	106	4,89	231	38,5	3,02	17	65	-	
140	133	140	5,5	8,5	12	92	31,4	24,7	1030	155	5,73	389	55,6	3,52	21	75	-	
160	152	160	6,0	9,0	15	104	38,8	30,4	1670	220	6,57	616	76,9	3,98	23	85	-	
180	171	180	6,0	9,5	15	122	45,3	35,5	2510	294	7,45	925	103	4,52	25	100	-	
190	171	180	6,0	9,5	15	122	45,3	35,5	2510	294	7,45	925	103	4,52	25	100	-	
200	190	200	6,5	10,0	18	134	53,8	42,3	3690	389	8,28	1340	134	4,98	25	110	-	
220	210	220	7,0	11,0	18	152	64,3	50,5	5410	515	9,17	1950	178	5,51	25	120	-	
230	230	240	7,5	12,0	21	164	76,8	60,3	7760	675	10,1	2770	231	6,00	25	90	35	
260	250	260	7,5	12,5	24	177	86,8	68,2	10450	836	11,0	3670	282	6,50	25	100	40	
280	270	280	8,0	13,0	24	196	97,3	76,4	13670	1010	11,9	4760	340	7,00	25	110	45	
300	290	300	8,5	14,0	27	208	113	88,3	18260	1260	12,7	6310	421	7,49	25	120	50	
320	310	300	9,0	15,5	27	225	124	97,6	22930	1480	13,6	6990	466	7,49	25	120	50	
340	330	300	9,5	16,5	27	243	133	105	27690	1680	14,4	7440	496	7,46	25	120	50	
360	350	300	10,0	17,5	27	261	143	112	33090	1890	15,2	7890	526	7,43	25	120	50	
400	390	300	11,0	19,0	27	298	159	125	45070	2310	16,8	8560	571	7,34	25	120	50	
450	440	300	11,5	21,0	27	344	178	140	63720	2900	18,9	9470	631	7,29	25	120	50	
500	490	300	12,0	23,0	27	390	198	155	86970	3550	21,0	10370	691	7,24	28	120	45	
550	540	300	12,5	24,0	27	438	212	166	111900	4150	23,0	10820	721	7,15	28	120	45	
600	590	300	13,0	25,0	27	486	226	178	141200	4790	25,0	11270	751	7,05	28	120	45	
650	640	300	13,5	26,0	27	534	242	190	175200	5470	26,9	11720	782	6,97	28	120	45	
700	690	300	14,5	27,0	27	582	260	204	215300	6240	28,8	12180	812	6,84	28	120	45	
800	790	300	15,0	28,0	30	674	286	224	303400	7680	32,6	12640	843	6,65	28	120	45	
900	890	300	16,0	30,0	30	770	321	252	422100	9480	36,3	13550	903	6,50	28	120	45	
1000	990	300	16,5	31,0	30	868	347	272	553800	11190	40,0	14000	934	6,35	28	120	45	

1. Η σειρά  $IPB_{\epsilon}$  των ελαφρών πλατύπελμων δοκών είναι κατά DIN 1025-3 και αντιστοιχεί προς το EURONORM 53-62.  
2. Η σειρά αυτή δίνεται επίσης με τον συμβολισμό HE - A κατά το EURONORM.

Πίνακας 3.1: Πλατύπελμοι ελαφρές δοκοί  $IPB_{\epsilon}$  (HE - A) [1]

Από αυτόν τον πίνακα θα διαλέξουμε τις κύριες δοκούς για την κατασκευή της μεταλλικής πεζογέφυρας. Θα κάνουμε μια παραδοχή διαλέγοντας πλατύπελμη ελαφρά δοκό  $IPB_{\epsilon}$  320, με τα στοιχεία που αναγράφονται. Στην συνέχεια, θα κάνουμε όλους τους απαραίτητους υπολογισμούς για να καταλήξουμε στο αν οι δοκοί που επιλέχθηκαν μπορούν να αντέξουν την συνολική φόρτιση που θα δεχθούν. Έτσι, είτε θα κρατήσουμε τις συγκεκριμένες δοκούς, είτε θα μεταβούμε σε δοκούς με διαφορετική διατομή, ώστε να αντέχουν τις εκάστοτε φορτίσεις.



### 3.1.2 Διαστάσεις διαδοκίδων

Στον παρακάτω πίνακα απεικονίζονται τα χαρακτηριστικά των δοκών μορφής ΙΡΕ.

$a_1$  = αξονική απόσταση δύο διατομών ΙΡΕ, για την οποία οι κύριες ροπές αδρανείας είναι ίσες, ήτοι:  
 $I_{x'} = I_{y'} = 2I_x$

Συμβολισμός	Διαστάσεις διατομής						F	G	Στοιχεία για τον άξονα κάμψης						Οπές στα πέλματα		
									x-x'			y-y'					$a_1$
	h	b	s	t	r	h-2c			$I_x$	$W_x$	$i_x$	$I_y$	$W_y$	$i_y$	d	$w_1$	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>3</sup>	Kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	mm	mm		
80	80	46	3,8	5,2	5	59	7,64	6,00	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	62	6,4	25
100	100	55	4,1	5,7	7	74	10,3	8,10	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	78	8,4	30
120	120	64	4,4	6,3	7	93	13,2	10,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	94	8,4	35
140	140	73	4,7	6,9	7	112	16,4	12,9	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	110	11	40
160	160	82	5,0	7,4	9	127	20,1	15,8	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	128	13	44
180	180	91	5,3	8,0	9	146	23,9	18,8	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	144	13	48
200	200	100	5,6	8,5	12	159	28,5	22,4	1940	194	8,26	142	28,3	2,24	160	13	52
220	220	110	5,9	9,2	12	177	33,4	26,2	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	176	17	58
240	240	120	6,2	9,8	15	190	39,1	30,7	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	194	17	65
270	270	135	6,6	10,2	15	219	45,9	36,1	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	218	21	72
300	300	150	7,1	10,7	15	248	53,8	42,2	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	242	23	80
330	330	160	7,5	11,5	18	271	62,6	49,1	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	266	25	85
360	360	170	8,0	12,7	18	298	72,7	57,1	16270	904	15,0	1040	123	3,79	290	25	90
400	400	180	8,6	13,5	21	331	84,5	66,3	23130	1160	16,5	1320	146	3,95	322	28	95
450	450	190	9,4	14,6	21	378	98,8	77,6	33740	1500	18,5	1680	176	4,12	362	28	100
500	500	200	10,2	16,0	21	426	116	90,7	48200	1930	20,4	2140	214	4,31	400	28	110
550	550	210	11,1	17,2	24	467	134	106	67120	2440	22,3	2670	254	4,45	440	28	115
600	600	220	12,0	19,0	24	514	156	122	92080	3070	24,3	3390	308	4,66	478	28	120

1. Η σειρά ΙΡΕ των δοκών μέσω πλάτους είναι κατά DIN 1025-5 και αντιστοιχεί προς το EURONORM 19-57.  
 2. Παράγονται επίσης παρόμοιες διατομές με αυξημένες διαστάσεις κορμού και πέλματων συμβολιζόμενες ως ΙΡΕα και ΙΡΕν

**Πίνακας 3.2:** Δοκοί μορφής ΙΡΕ [1]

Θα ορίσουμε την επιλογή των διαδοκίδων, ώστε να κάνουμε την μεταλλική πεζογέφυρα εύκολη στην κατασκευή αλλά κυρίως γιατί η συγκεκριμένη επιλογή κάνει την κατασκευή εύκολη και λειτουργική. Έτσι, επιλέγουμε δοκούς μορφής IPE 120 με τις ανάλογες διαστάσεις, όπως φαίνονται στον παραπάνω πίνακα. Οι διαδοκίδες θα τοποθετηθούν κάθετα στις κύριες δοκούς, προσφέροντας ευστάθεια στην μεταλλική πεζογέφυρα.

### 3.1.3 Τεχνική περιγραφή πεζογέφυρας

Η κατασκευή θα έχει χρήση πεζογέφυρας, για την εξυπηρέτηση του κοινού στην κοίτη του ποταμού Γλαύκου. Στην συνέχεια, θα αναφερθούμε στα στοιχεία από τα οποία αποτελείται η πεζογέφυρα και θα τα εξηγήσουμε. Η κατασκευή, λοιπόν, θα αποτελείται από:

- i. Δύο πυλώνες ύψους 15 μέτρων, οι οποίοι είναι τετραγωνικοί με αυξανόμενη διατομή από την βάση τους έως την στέψη. Οι διαστάσεις της βάσης θα είναι 1m μήκος με 1m πλάτος. Ενώ η κορυφή θα είναι 0.4m μήκος με 0.4m πλάτος. Οι πυλώνες θα έχουν κλίση 55° μοιρών σε σχέση με το οριζόντιο επίπεδο και θα στηριχτούν αριστερά και δεξιά της κατασκευής.
- ii. Το κατάστρωμα θα αποτελείται από δύο δοκούς IBP<sub>i</sub> 320 που θα τρέχουν κατά μήκος του καταστρώματος πλευρικά. Η ποιότητα χάλυβα των δοκών θα είναι St52. Διαδοκίδες θα τοποθετηθούν ανά 75cm συμπληρώνοντας με τις δύο δοκούς IBP<sub>i</sub> 320 πλευρικά τον σκελετό του καταστρώματος, οι οποίες θα είναι προδιαγραφών IPE 120. Το ύψος του καταστρώματος της πεζογέφυρας θα πληρωθεί με μπετόν πάχους 12cm, το οποίο θα καλυπθεί από την κάτω πλευρά με λαμαρίνα πάχους 4mm. Ακόμα, θα τοποθετηθεί ασφαλτοτάπητας πάχους 5cm. Οι πυλώνες θα κρατούν σε τρία σημεία και από τις δύο μεριές το κατάστρωμα ανά 5m χωρίζοντας το μήκος του καταστρώματος σε τέσσερα ίσα μέρη. Τα έξι συρματόσχοινα θα έχουν διάμετρο d=48mm (από τον παρακάτω πίνακα ύστερα από έλεγχο ιδίου βάρους).

Rope Diameter		Minimum Breaking Strength		Safe Load		Weight	
(in)	(mm)	(lb <sub>r</sub> )	(kN)	(lb <sub>r</sub> )	(kN)	(lb <sub>m</sub> /ft)	(kg/m)
1/4	6.4	5.480	24,4	1.100	4,89	0,11	0,16
5/16	8	8.520	37,9	1.700	7,56	0,16	0,24
3/8	9.5	12.200	54,3	2.440	10,9	0,24	0,36
7/16	11.5	16.540	73,6	3.310	14,7	0,32	0,48

Rope Diameter		Minimum Breaking Strength		Safe Load		Weight	
(in)	(mm)	(lb <sub>r</sub> )	(kN)	(lb <sub>r</sub> )	(kN)	(lb <sub>m</sub> /ft)	(kg/m)
1/2	13	21.400	95,2	4.280	19,0	0,42	0,63
9/16	14,5	27.000	120	5.400	24,0	0,53	0,79
5/8	16	33.400	149	6.680	29,7	0,66	0,98
3/4	19	47.600	212	9.520	42,3	0,95	1,41
7/8	22	64.400	286	12.900	57,4	1,29	1,92
1	26	83.600	372	16.700	74,3	1,68	2,50
1 1/8	29	105.200	468	21.000	93,4	2,13	3,17
1 1/4	32	129.200	575	25.800	115	2,63	3,91
1 3/8	35	155.400	691	31.100	138	3,18	4,73
1 1/2	38	184.000	818	36.800	164	3,78	5,63
1 5/8	42	214.000	852	42.800	190	4,44	6,61
1 3/4	45	248.000	1.100	49.600	221	5,15	7,66
1 7/8	<b>48</b>	282.000	1.250	56.400	251	5,91	8,80
2	52	320.000	1.420	64.000	285	6,72	10,0

**Πίνακας 3.3:** Πίνακας αντοχών συρματόσχοινων

- iii. Η θεμελίωση των πυλώνων θα γίνει σε έδαφος κατάλληλο σύμφωνα με τεχνικές προδιαγραφές της κατασκευής.

### 3.2 ΣΧΕΔΙΑ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ ΠΡΟΣ ΜΕΛΕΤΗ

Στο σχέδιο 1 (παρατίθεται στο παράρτημα Σχέδιο 1 – Πλάγια όψη γέφυρας) διακρίνουμε την πλάγια όψη της πεζογέφυρας, φαίνεται καθαρά ο τρόπος με το οποίο θα γίνει η γεφύρωση στην κοίτη του ποταμού Γλαύκου. Ακόμα, βλέπουμε τα μέρη από τα οποία αποτελείται η γέφυρα και πως αυτά θα τοποθετηθούν ώστε να εκπονηθεί η κατασκευή της.

Σε αυτή την όψη διακρίνονται ο πυλώνας με τα συρματόσχοινα, τα οποία συγκρατούν το κατάστρωμα καθώς και οι αγκυρώσεις αυτών. Τα συρματόσχοινα ξεκινούν όλα από το ίδιο σημείο του πυλώνα δίνοντας μια συμμετρία στην γέφυρα, και καταλήγουν στο κατάστρωμα, το οποίο υποβαστάζουν, ανά 5m. Από αυτήν την όψη διακρίνονται οι δοκοί  $IBP_1$  320 καθώς και το στηθαίο, από τα οποία αποτελείται το κατάστρωμα.

Αργότερα θα δείξουμε και τις στηρίξεις στις δύο άκρες της γέφυρας οι οποίες θα είναι μια άρθρωση και μια κύλιση.

Στο σχέδιο 2 (παρατίθεται στο παράρτημα Σχέδιο 2 – Πρόοψη γέφυρας) διακρίνουμε την πρόοψη της γέφυρας. Φαίνεται καθαρά ο τρόπος με τον οποίο θα τοποθετηθούν οι διαδοκίδες επάνω στις κύριες δοκούς. Επάνω από τις διαδοκίδες οι οποίες θα έχουν μήκος 2m δηλαδή πλάτος της γέφυρας θα είναι 2m θα τοποθετηθεί τσιμέντο και στην συνέχεια ασφαλοτάπητας για την ομαλή διέλευση των πεζών.

Στο σχέδιο 3 (παρατίθεται στο παράρτημα Σχέδιο 3 – Στηρίξεις γέφυρας) αποτυπώνεται ο τρόπος στηρίξεως της γέφυρας. Στην δεξιά πλευρά θα έχουμε άρθρωση ενώ, στην αριστερή θα έχουμε κύλιση. Η τεχνική αυτή προσφέρει μεγαλύτερες ανοχές στις φορτίσεις που θα δεχθεί η γέφυρα, έτσι ώστε να μπορέσει να ανταπεξέλθει σε αυτές. Επίσης διακρίνουμε τις πλάκες εδράσεως άνω και κάτω, με τις μεν άνω να είναι συγκολλημένες στην γέφυρα ενώ τις κάτω στο έδαφος.

### 3.3 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ

Τα φορτία και οι δυνάμεις που θα δρουν σε μια κατασκευή δεν είναι εύκολο να προσδιοριστούν. Υπεισέρχονται παραδοχές και συχνά καταφεύγουμε σε προσεγγίσεις. Τα φορτία τα χωρίζουμε σε δύο βασικές κατηγορίες:

- Μόνιμα φορτία (dead loads) και
- Κινητά φορτία (live loads and forces)

Υπάρχουν και συνδυασμοί μόνιμων και κινητών φορτίων.

#### Μόνιμα Φορτία (G)

Τα μόνιμα φορτία είναι συνήθως φορτία σταθερής θέσης, είναι φορτία βαρύτητας στατικά και δρουν συνεχώς στην κατασκευή με κατεύθυνση το κέντρο της γης. Υπολογίζονται με ακρίβεια κατά την μελέτη.

#### Κινητά φορτία (L)

Τα κινητά φορτία περιλαμβάνουν τα φορτία βαρύτητας, τα πλευρικά και εγκάρσια φορτία, τα οποία εν γένη μεταβάλλονται κατά θέση και μέγεθος. Γενικά υπάρχει δυσχέρεια στην εκτίμηση των κινητών φορτίων.

ΦΟΡΤΙΑ	ΜΟΝΙΜΑ	ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
	ΚΙΝΗΤΑ	
		ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ: ΑΝΕΜΟΣ, ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

**Πίνακας 3.4:** Φορτία

### Υπάρχοντα φορτία – Μόνιμα φορτία

- **Κύριες Δοκοί:** IBP<sub>z</sub> 320, G = 67,6 Kg/m  
2 τεμ \* 20 m \* 97,6 Kg/m = 3.904 Kg = 39,04 KN
- **Διαδοκίδες:** IPE 120, Γ = 10,4 Kg/m  
27 τεμ \* 2 m \* 10,4 Kg/m = 562 Kg = 5,62 KN
- **Λαμαρίνα καταστρώματος:** Πάχος 4 mm, G = 32 Kg/m<sup>2</sup>  
1 σειρά \* 20 m \* 2 m \* 32 Kg/m<sup>2</sup> = 1.280 Kg = 12,8 KN
- **Μπετόν:** Πάχος 17 cm (12 cm + 5 cm), G = 2.400 Kg/m<sup>3</sup>  
0,17 cm \* 20 m \* 2 m \* 2.400 Kg/m<sup>3</sup> = 16.320 Kg = 163,2 KN
- **Κάγκελα:** Θα τοποθετηθούν στύλοι ύψους 1 μέτρου ανά 5 μέτρα, τύπου I100  
2 τεμ \* 20 m \* 50 Kg/m = 2.000 Kg = 20 KN
- **Ίδιο βάρος των καλωδίων:** Συρματόσχοινα d = 48 mm, G = 8,8 Kg/m  
2 τεμ \* (10,77+9,63+10,77)\*8,8 Kg/m = 548 Kg = 5,48KN
- **Διάφορα πρόσθετα βάρη:** (συνδέσεις, συγκολλήσεις, κοχλίες)  
260Kg = 2,6KN
- **Αγκυρώσεις συρματόσχοινων:**  
12 τεμ \* 20 Kg/τεμ = 240 Kg = 2,4 KN
- **Άνω πλάκες εδράσεως:**  
4 τεμ \* 20 Kg/τεμ = 80 Kg = 0,8 KN
- **Ίδιο βάρος κατασκευής:**  
G = 25.194 Kg = 251,94 KN

Στο βάρος της κατασκευής θα κάνουμε μια προσαύξηση 10% ώστε να συμπεριληφθεί και ο ασφαλοτάπητας που θα τοποθετηθεί πάνω από το σκυρόδεμα. Έτσι το συνολικό ίδιο βάρος της κατασκευής είναι:

$$G = 25.194 \text{ Kg} * 1,1 = 2.771,3 \text{ Kg} = 277,13 \text{ KN}$$

$$\text{Άρα } g = \frac{277,13 \text{ KN}}{20 \text{ m} * 2 \text{ m}} = 6,93 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

### Κινητά φορτία

- **Κινητό φορτίο ατόμων (L):**  
1,5 άτομα/m<sup>2</sup> \* 75 Kg/άτομο = 1,125 KN/m<sup>2</sup>
- **Φορτίο ανέμου (W):**  
50 Kg/m<sup>2</sup>  
Ο άνεμος ενεργεί σε οριζόντια διεύθυνση στις επιφάνειες της κατασκευής και γι' αυτό δεν λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό μας των κατακόρυφων φορτίων.
- **Φορτία χιονιού:**  
75 Kg/m<sup>2</sup> \* 20 m \* 2 m = 3.000 Kg = 30 KN

Λόγω ότι δεν είναι δυνατόν να συνυπάρξουν οι φορτίσεις ατόμων και χιονιού θα λάβουμε υπόψη μας για τους υπολογισμούς των κατακόρυφων φορτίων την δυσμενέστερη περίπτωση των δύο, που είναι η φόρτιση των ατόμων.

**ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΚΙΝΗΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ: L: 1,125 KN/m<sup>2</sup>**

### ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ – ΦΟΡΤΙΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Για τον υπολογισμό της φόρτισης θα χρησιμοποιήσουμε το παρακάτω τύπο τον οποίο ορίζει ο Ευρωκώδικας EC-3

$$1,35 * g + 1,5 * q = 1,35 * 6,93 + 1,5 * 1,125 = 9,36 + 1,69 = 11,05 \text{ KN/m}^2$$

Στην συνέχεια παρατίθεται ο συγκεντρωτικός πίνακας των φορτίων της γέφυρας.

A/A	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΤΕΜΑΧΙΑ	ΜΗΚΟΣ / ΕΜΒΑΔΟΝ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ
<b>ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ</b>					
1	ΔΟΚΟΙ ΙΡΒ <sub>ε</sub> 320	2	20 m	97,6 Kg/m	3.904 Kg
2	ΔΟΚΟΙ ΙΡΕ 120	27	2 m	10,4 Kg/m	562 Kg
3	Λαμαρίνα 4 mm	2	20 m	32 Kg/m <sup>2</sup>	1.280 Kg
4	Μπετόν	0,17 cm * 2 m	20 m	2.400 Kg/m <sup>3</sup>	16.320 Kg
5	Κάγκελα	2	20 m * 1 m	50 Kg/m	2.000 Kg

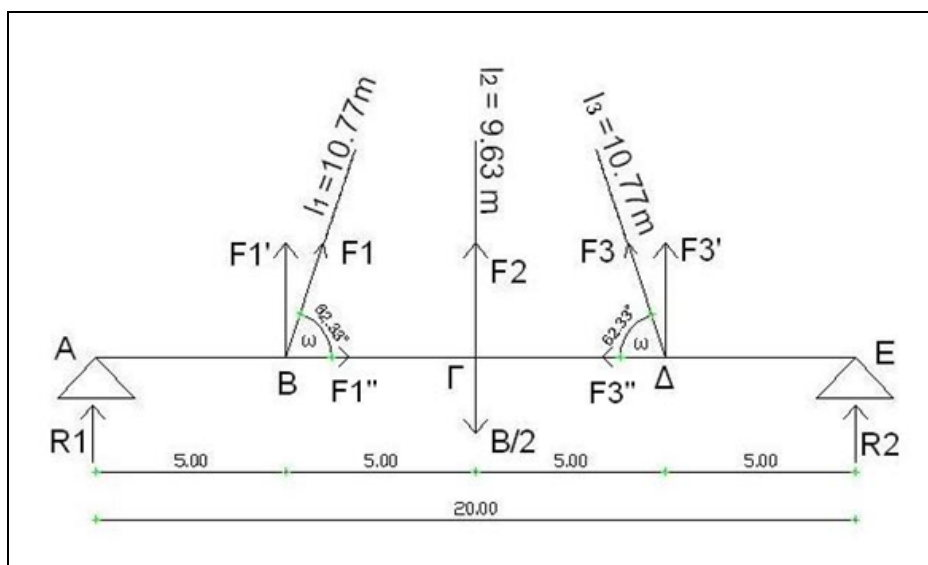
6	Αγκυρώσεις συρματόσχοινων	12	-	20 Kg/τεμ	240 Kg
7	Άνω πλάκες εδράσεως	4	-	20 Kg/τεμ	80 Kg
8	Συρματόσχοινα	2	31,17 m	8,8 Kg/m	548 Kg
9	Διάφορα πρόσθετα βάρη	-	-	-	260 Kg
Σύνολο μόνιμων φορτίων ίδιο βάρος					25.194 Kg
<b>ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ</b>					
9	Άτομα	1,5 άτομα/m <sup>2</sup>	2 m * 20 m	75 Kg/άτομο	4.500 Kg
10	Άνεμος	-	-	-	-
11	Χιόνι	-	-	-	3.000 Kg
Σύνολο κινητών φορτίων					4.500 Kg

**Πίνακας 3.5:** Συγκεντρωτικός πίνακας φορτίων

### 3.4 ΣΤΑΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Σε αυτή την παράγραφο, αναλύονται και υπολογίζονται οι αντιδράσεις που ασκούνται στην πεζογέφυρα. Για τον υπολογισμό των δυνάμεων χρησιμοποιείται το βέλος κάμψης, για διαφορετικά μήκη κάθε φορά και ανάλογα με το που ασκείται η δύναμη. Για τον υπολογισμό του βέλους κάμψης χρησιμοποιούνται τα μόνιμα φορτία. Με τον υπολογισμό του βέλους κάμψης βρίσκουμε την παραμόρφωση των κύριων δοκών  $IPB_i$  320. Έτσι, θα υπολογίσουμε τις δυνάμεις οι οποίες ασκούνται από τα συρματόσχοινα.

Παρακάτω ακολουθούν οι υπολογισμοί των αντιδράσεων στην γέφυρα.



**Σχήμα 3.1:** Φορτίσεις συρματόσχοινων

Εδώ βλέπουμε σχηματικά την κύρια δοκό με τις δυνάμεις που δέχεται από τα συρματόσχοινα και τις στηρίξεις. Δηλαδή:

- $F1 \rightarrow$  αντίδραση από συρματόσχοινο 1
- $F2 \rightarrow$  αντίδραση από συρματόσχοινο 2
- $F3 \rightarrow$  αντίδραση από συρματόσχοινο 3
- $R1 \rightarrow$  αντίδραση στήριξης
- $R2 \rightarrow$  αντίδραση στήριξης
- $B \rightarrow$  ίδιο βάρος της γέφυρας.

Αντίστοιχα και στην δεύτερη κύρια δοκό συμβαίνει το ίδιο ακριβώς, γι' αυτό το λόγο το ίδιο βάρος το χωρίζουμε στην μέση ( $B/2$ ). Οπότε για τις εξισώσεις ισορροπίας στον άξονα  $y$ , έχουμε:

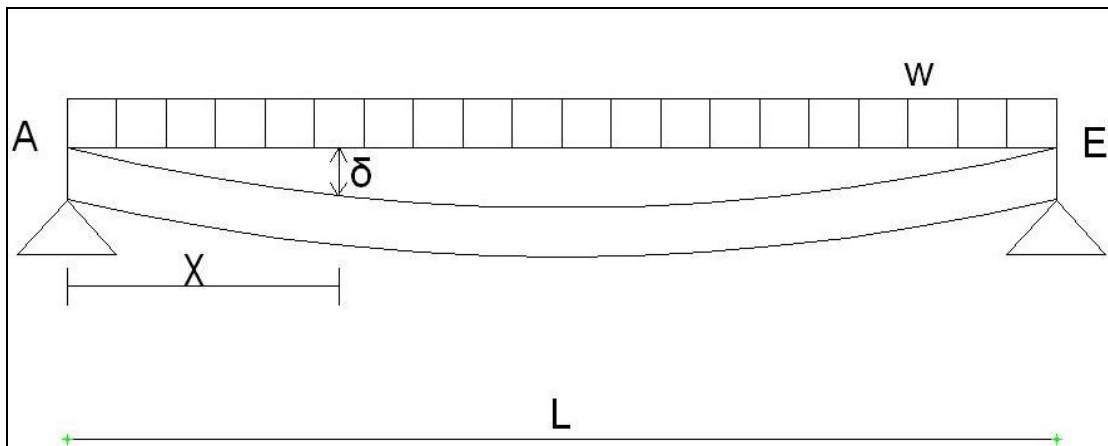
$$R1 + R2 + F1' + F2 + F3' = \frac{B}{2}$$

$$R1 = R2$$

$$F1' = F3' \text{ (συμμετρία).}$$

Αρα μέσω αντικατάστασης συνεπάγεται ότι:  $2R1 + 2F1' + F2 = \frac{B}{2}$ .

Για να μπορέσουμε να υπολογίσουμε τις δυνάμεις χρειαζόμαστε και κάποιες άλλες σχέσεις, τις οποίες θα πάρουμε από τα βέλη κάμψης. Αρχικά, θα δώσουμε γενικά την μορφή του βέλους κάμψης και, στην συνέχεια, θα προχωρήσουμε στην δική μας περίπτωση.



**Σχήμα 3.2:** Βέλος κάμψης σε τυχαία θέση  $x$  δοκού με κατανομημένο φορτίο

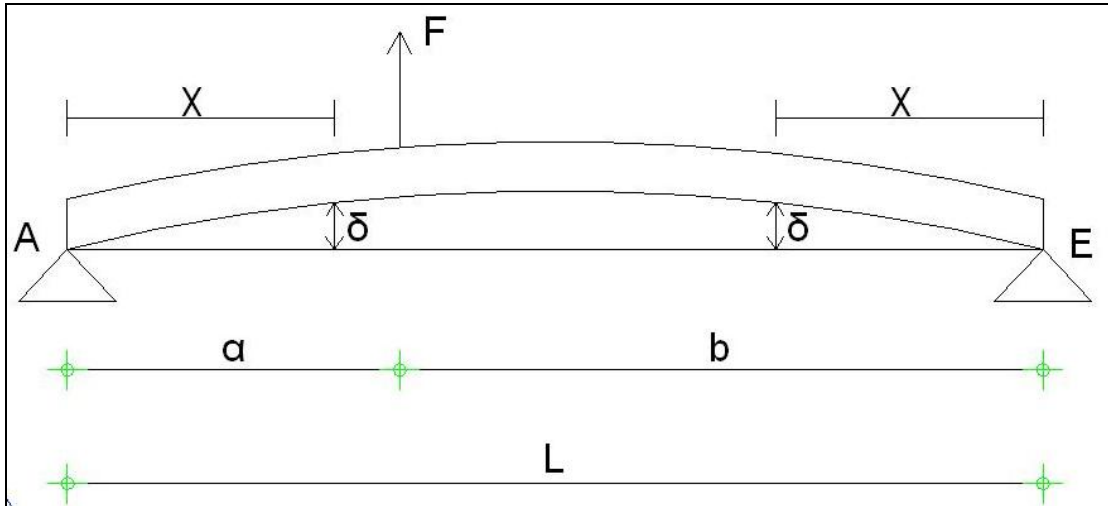
$$\delta = \frac{W * x}{24 * E * I} * (L^3 - 2Lx^2 + x^3)$$

- όπου:
- $E \rightarrow$  μέτρο ελαστικότητας
  - $I \rightarrow$  ροπή αδρανείας δοκού
  - $\delta \rightarrow$  βέλος κάμψης



$$w \rightarrow \text{ορίζεται } w = \frac{B}{2 * L}$$

$x \rightarrow$  τυχαία θέση στην οποία υπολογίζουμε το βέλος κάμψης.



**Σχήμα 3.3:** Βέλος κάμψης δοκού σε τυχαία θέση υπό συγκεντρωμένη δύναμη F

Αριστερά της F:

$$\delta = \frac{F * b * x}{6 * L * E * I} * (L^2 - b^2 - x^2)$$

Δεξιά της F:

$$\delta = \frac{F * a * x_1}{6 * L * E * I} * (L^2 - a^2 - x_1^2)$$

Στην συγκεκριμένη περίπτωση, θα υπολογίσουμε τα βέλη κάμψης για τις θέσεις Β, Γ, Δ σύμφωνα με τους παραπάνω τύπους. Οπότε έχουμε:

i. Βέλος κάμψης στις θέσεις Β, Γ, Δ για συνεχή φόρτιση W.

$$y = \frac{W * x}{24 * E * I} * (L^3 - 2Lx^2 + x^3) \rightarrow \text{Γενικός τύπος}$$

Για  $x = \frac{L}{4}$  (θέση Β) έχουμε:

$$\delta_1 = \frac{W * L}{4 * 24 * E * I} * \left( L^3 - \frac{2L^3}{16} + \frac{L^3}{64} \right) = \frac{57 * L^4 * W}{4 * 64 * 24 * E * I} = \frac{57 * L^4 * W}{6.144 * E * I}$$

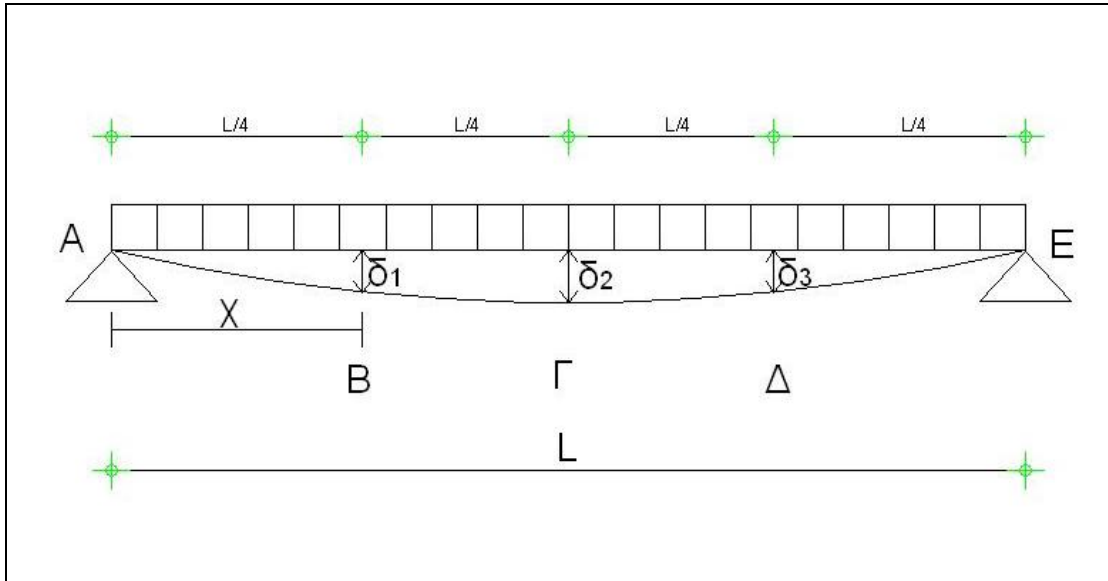
Για  $x = \frac{L}{2}$  (θέση Γ) έχουμε:

$$\delta_2 = \frac{W * L}{4 * 24 * E * I} * \left( L^3 - \frac{L^3}{2} + \frac{L^3}{8} \right) = \frac{5 * L^4 * W}{12 * 24 * E * I} = \frac{5 * L^4 * W}{384 * E * I}$$

Για  $x = \frac{3L}{4}$  (θέση Δ) έχουμε:

$$\delta_3 = \frac{W * 3 * L}{4 * 24 * E * I} * \left( L^3 - \frac{18L^3}{16} + \frac{27L^3}{64} \right) = \frac{57 * L^4 * W}{6.144 * E * I}$$

$\delta_1 = \delta_3$  λόγω του ότι είναι συμμετρικά.



**Σχήμα 3.4:** Βέλος κάμψης για καταμεμημένο φορτίο W

ii. Βέλος κάμψης στη θέση B με την δύναμη από το συρματόσχοινο  $F'_1$ .

Για  $x = \frac{L}{4}$  (θέση B) έχουμε:

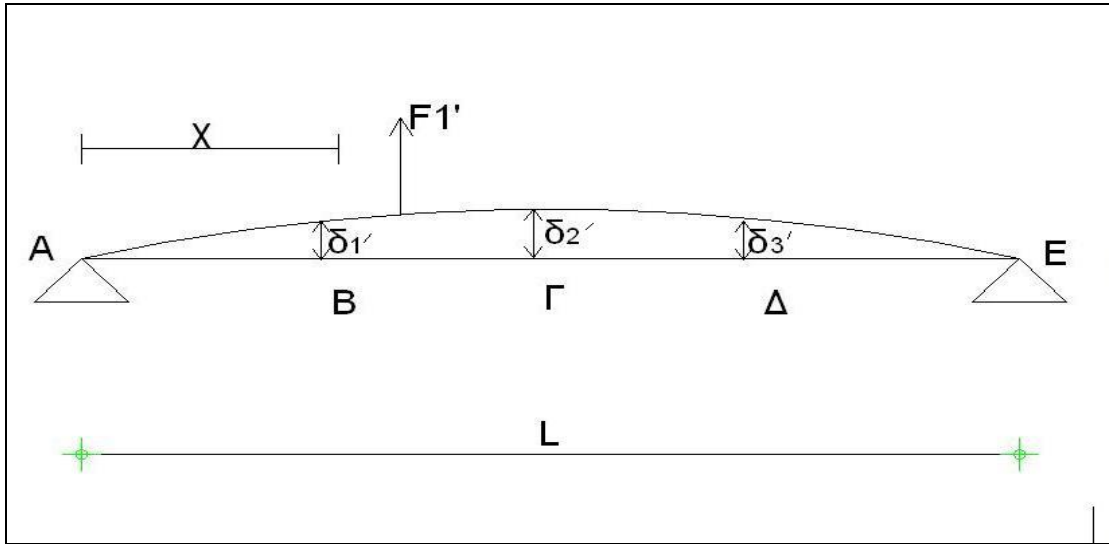
$$\delta'_1 = \frac{F'_1 * 3 * L * L}{6 * 4 * L * E * I * 4} * \left( L^2 - \frac{9 * L^2}{16} - \frac{L^2}{16} \right) = \frac{F'_1 * 18 * L^3}{6 * 16 * 16 * E * I} = \frac{3 * F'_1 * L^3}{256 * E * I}$$

Για  $x = \frac{L}{2}$  (θέση Γ) έχουμε:

$$\delta'_2 = \frac{F'_1 * L * L}{6 * L * 4 * 2 * E * I} * \left( L^2 - \frac{L^2}{16} - \frac{L^2}{4} \right) = \frac{F'_1 * 11 * L^3}{786 * E * I} = \frac{11 * F'_1 * L^3}{786 * E * I}$$

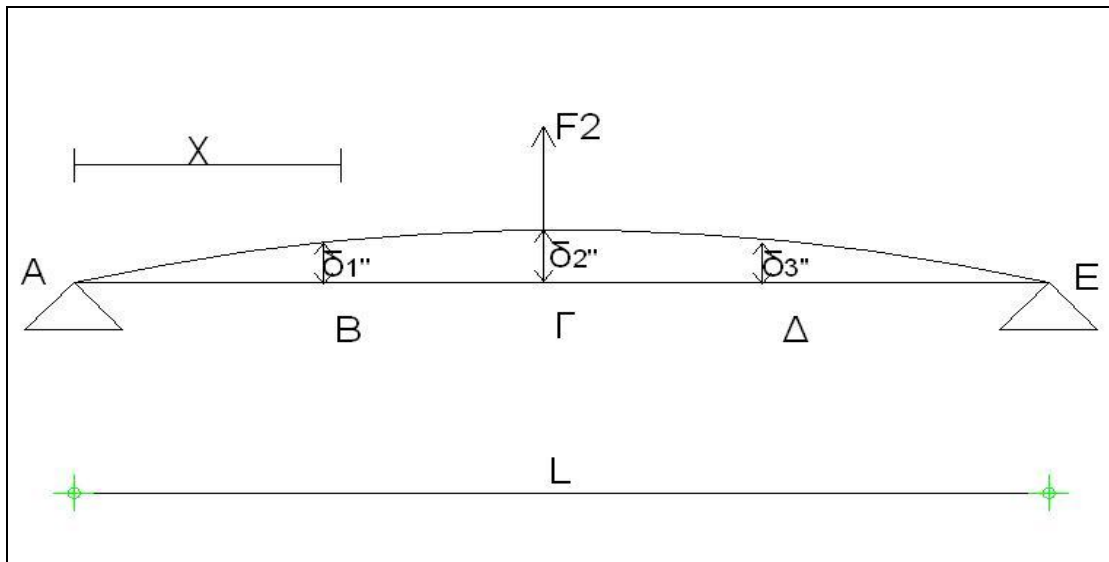
Για  $x = \frac{L}{4}$  (θέση Δ) θα χρησιμοποιήσουμε τον τύπο δεξιά της F:

$$\delta'_3 = \frac{F'_1 * L * L}{4 * 4 * 6 * L * E * I} * \left( L^2 - \frac{L^2}{16} - \frac{L^2}{16} \right) = \frac{F'_1 * 14 * L^3}{6 * 16 * 16 * E * I} = \frac{7 * F'_1 * L^3}{786 * E * I}$$



**Σχήμα 3.5:** Βέλος κάμψης από την δύναμη  $F_1'$  του συρματόσχοιου

iii. Βέλος κάμψης στην θέση Γ από δύναμη του συρματόσχοιου  $F_2$ .



**Σχήμα 3.6:** Βέλος κάμψης από την δύναμη  $F_2$  του συρματόσχοιου

Για  $x = \frac{L}{4}$  (θέση Β) έχουμε:

$$\delta_1'' = \frac{F_2 * L * L}{6 * 2 * 4 * E * I * L} * \left( L^2 - \frac{L^2}{4} - \frac{L^2}{16} \right) = \frac{11 * F_2 * L^3}{6 * 8 * 16 * E * I} = \frac{11 * F_2 * L^3}{786 * E * I}$$

Για  $x = \frac{L}{2}$  (θέση Γ) έχουμε:

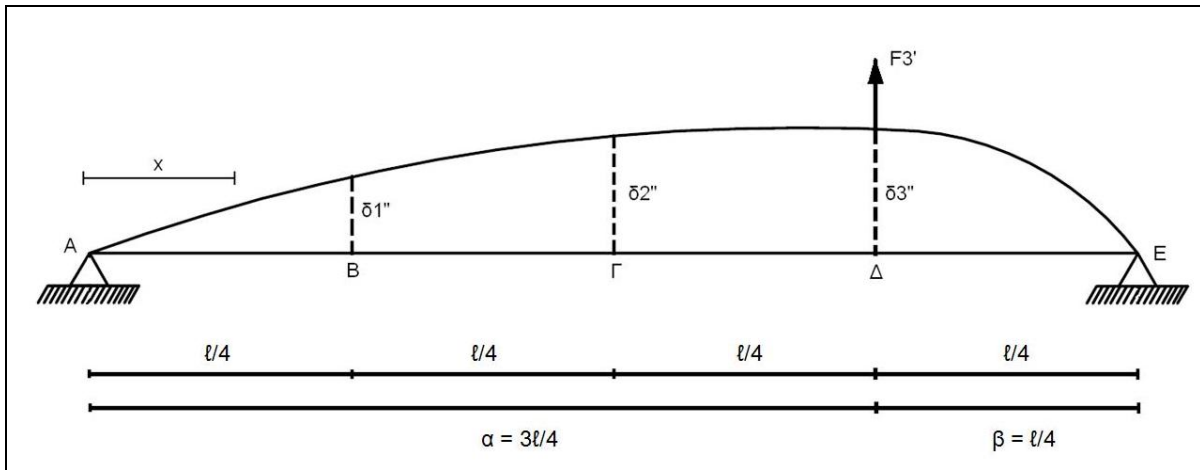
$$\delta_2'' = \frac{F_2 * L * L}{6 * 2 * 4 * E * I * L} * \left( L^2 - \frac{L^2}{4} - \frac{L^2}{4} \right) = \frac{F_2 * L^3}{48 * E * I}$$

Για  $x = \frac{3 * L}{4}$  (θέση Δ) έχουμε:

$$\begin{aligned} \delta_3'' &= \frac{F_2}{6 * E * I * L} * \left[ L^3 * \left( \frac{3L}{4} - \frac{L}{2} \right)^3 + \frac{L}{2} * \left( L^2 - \frac{L^2}{4} \right) * \frac{3L}{4} - \frac{L}{2} * \frac{27L^3}{64} \right] = \\ &= \frac{F_2}{6 * E * I} * \left( \frac{L^3}{64} + \frac{9L^3}{32} - \frac{27L^3}{128} \right) = \frac{F_2 * 11 * L^3}{6 * 128 * E * I} = \frac{F_2 * 11 * L^3}{768 * E * I} \end{aligned}$$

$\delta_3' = \delta_3''$  λόγω συμμετρίας.

iv. Βέλος κάμψης στην θέση Δ με δύναμη από το συρματόσχοινο  $F'_3$ .



**Σχήμα 3.7:** Βέλος κάμψης από την δύναμη  $F'_3$  του συρματόσχοινο

Λόγω συμμετρίας σε αυτή την περίπτωση και εφόσον  $F'_1 = F'_3$  τα βέλη κάμψης θα έχουν ως εξής:

$$\text{Για } x = \frac{L}{4} \rightarrow \delta_1''' = \frac{7 * F'_1 * L^3}{768 * E * I}$$

$$\text{Για } x = \frac{L}{2} \rightarrow \delta_2''' = \frac{11 * F'_1 * L^3}{768 * E * I}$$

$$\text{Για } x = \frac{3 * L}{4} \rightarrow \delta_3''' = \frac{3 * F'_1 * L^3}{256 * E * I}$$

Για κάθε θέση ξεχωριστά το βέλος κάμψης είναι το άθροισμα των εκάστοτε βέλων κάμψης, δηλαδή:

- i. θέση Β  $\rightarrow \delta_1 = \delta_1' + \delta_1'' + \delta_1'''$
- ii. θέση Γ  $\rightarrow \delta_2 = \delta_2' + \delta_2'' + \delta_2'''$
- iii. θέση Δ  $\rightarrow \delta_3 = \delta_3' + \delta_3'' + \delta_3'''$ .

Στην συνέχεια θα αναλύσουμε τα βέλη κάμψης ώστε να καταλήξουμε σε μια σχέση που θα απαρτίζεται μόνο από τις δυνάμεις, με σκοπό να μπορέσουμε να βρούμε την τιμή τους. Δηλαδή, θα έχουμε:

Στη θέση Β έχουμε:

$$\frac{57 * W * L^4}{8 * 786 * E * I} = \frac{9 * F_1' * L^3}{786 * E * I} + \frac{11 * F_2 * L^3}{786 * E * I} + \frac{7 * F_1' * L^3}{786 * E * I} \Rightarrow$$

$$\frac{57}{8} * W * L = 9 * F_1' + 11 * F_2 + 7 * F_1' \Rightarrow$$

$$16 F_1' + 11 F_2 = \frac{57}{8} * W * L \quad (i)$$

Στην θέση Γ έχουμε:

$$\frac{5 * W * L^4}{384 * E * I} = \frac{11 * F_1' * L^3}{786 * E * I} + \frac{F_2 * L^3}{48 * E * I} + \frac{11 * F_1' * L^3}{786 * E * I} \Rightarrow$$

$$10 * W * L = 11 * F_1' + 16 * F_2 + 11 * F_1' \Rightarrow$$

$$22 F_1' + 16 F_2 = 10 * W * L \quad (ii)$$

Από την σχέση (i) έχουμε:

$$F_1 = \frac{10 * W * L - 16 * F_2}{22}$$

Από τις σχέσεις (i) και (ii) έχουμε:

$$16 * \frac{10 * W * L - 16 F_2}{22} + 11 F_2 = 57 * W * L \Rightarrow$$

$$\frac{160 * W * L - 256 F_2}{22} + 11 F_2 = 57 * W * L \Rightarrow$$

$$640 * W * L - 1024 * F_2 = 627 * W * L \Rightarrow$$

$$56 F_2 = 13 * W * L \Rightarrow F_2 = \frac{13}{56} * W * L \text{ (iii)}$$

Από τις σχέσεις (ii) και (iii) έχουμε:

$$22 * F_1' + 16 * \frac{13 * W * L}{56} = 10 * W * L \Rightarrow$$

$$1.232 * F_1' = 560 * W * L - 208 * W * L \Rightarrow$$

$$F_1' = \frac{352 * W * L}{1.232} \Rightarrow F_1' = \frac{2}{7} * W * L$$

Οπότε γυρνώντας στις εξισώσεις ισορροπίας και κάνοντας αντικατάσταση των παραπάνω τύπων θα μπορέσουμε να υπολογίσουμε τις δυνάμεις των στηρίξεων, δηλαδή:

$$R_1 + R_2 + F_1' + F_2 + F_3' = \frac{B}{2}$$

και εφόσον  $R_1 = R_2$  και  $F_1' = F_3'$  (συμμετρία) θα έχουμε:

$$2R_1 + 2F_1' + F_2 = \frac{B}{2}$$

Και κάνοντας αντικατάσταση προκύπτει:

$$2 * R_1 + 2 * \frac{2 * W * L}{7} + \frac{13}{56} * W * L = \frac{B}{2}$$

και γνωρίζοντας ότι  $W * L = \frac{B}{2}$  έχουμε:

$$112 * R_1 + 32 * \frac{B}{2} + 13 * \frac{B}{2} = 56 * \frac{B}{2} \Rightarrow$$

$$R_1 = \frac{11}{112} * \frac{B}{2} \Rightarrow R_1 = \frac{\frac{B}{2}}{10,18}$$

και ομοίως  $R_2 = \frac{B}{10,18}$ .

Όσον αφορά τις δυνάμεις από τα συρματόσχοινα θα είναι:

$$F_1 = \frac{F_1'}{\sin \omega} = \frac{2 * W * L}{7 * \sin \omega} = \frac{2 * \frac{B}{2}}{7 * \sin \omega}$$

$$F_2 = \frac{13}{56} * W * L = \frac{13}{56} * \frac{B}{2} \Rightarrow F_2 = \frac{B}{4,31}$$

$$F_3 = \frac{F_3'}{\sin \omega} = \frac{2 * \frac{B}{2}}{7 * \sin \omega}$$

### 3.4.1 Αντικατάσταση και αναλυτικοί υπολογισμοί

Σύμφωνα με τους προηγούμενους τύπους θα κάνουμε αντικατάσταση ώστε να υπολογίσουμε τις δυνάμεις και τις αντιδράσεις που ασκούνται στην πεζογέφυρα. Από το σχήμα 3.1 έχουμε:

$B \rightarrow$  συνολικό βάρος της κατασκευής

$B =$  συνολική φόρτιση x επιφάνεια του καταστρώματος

$$B = 11,05 \text{KN} / \text{m}^2 * 20\text{m} * 2\text{m} = 442 \text{KN}$$

οπότε για τις δυνάμεις έχουμε:

$$F_1 = \frac{2 * \frac{B}{2}}{7 * \sin \omega} = \frac{2 * 442}{7 * 2 * \sin 62,33} = 71,3 \text{KN} \cong 71,5 \text{KN}$$

$$F_1' = F_1 * \sin \omega = 71,5 * \sin 62,33^\circ = 63,75 \text{KN} \cong 64 \text{KN}$$

$$F_1'' = F_1 * \cos \omega = 71,5 * \cos 62,33^\circ = 33,43 \text{KN} \cong 33,5 \text{KN}$$

και εφόσον  $F_1 = F_3$  οι δυνάμεις θα έχουν τις ίδιες τιμές.

$$F_3 = F_1 = 71,5 \text{ KN}$$

$$F'_3 = F'_1 = 64 \text{ KN}$$

$$F''_3 = F''_1 = 33,5 \text{ KN}$$

$$\text{και } F_2 = \frac{\frac{B}{4,31}}{\frac{442}{4,31}} = \frac{2}{4,31} = 51,28 \text{ KN} \cong 51,3 \text{ KN} .$$

Για τις στηρίξεις και συμφώνα με την εξίσωση ισορροπίας στον άξονα y έχουμε:

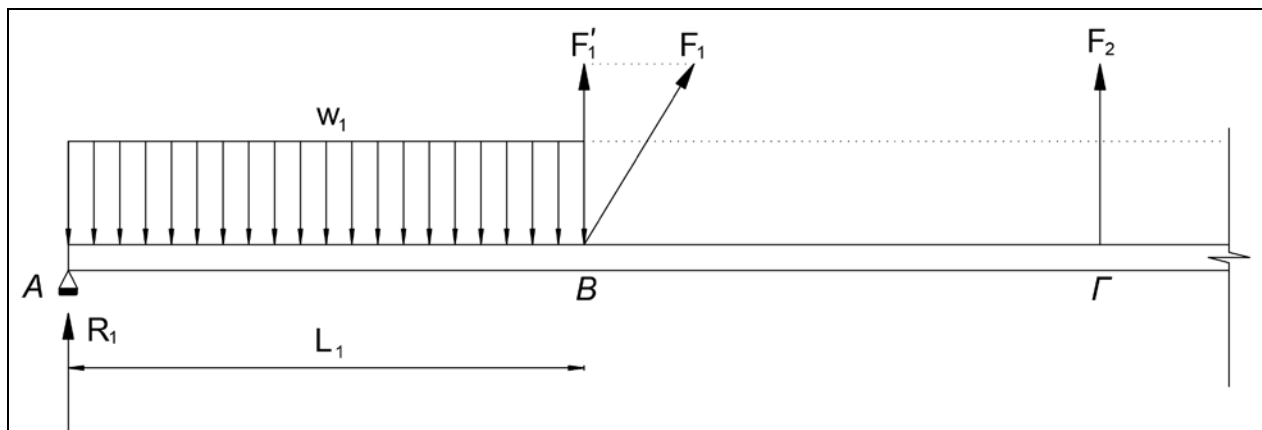
$$R_1 + R_2 + F'_1 + F_2 + F'_3 = \frac{B}{2} \Leftrightarrow$$

$$R_1 + R_2 + 64 + 51,3 + 64 = \frac{442}{2} \Leftrightarrow$$

$$R_1 + R_2 = 221 - 179,3 \Leftrightarrow R_1 + R_2 = 41,7 \text{ KN}$$

και εφόσον  $R_1 = R_2$  έχουμε  $R_1 = R_2 = 20,85 \text{ KN} \cong 21 \text{ KN} .$

Ροπή κάμψης στην θέση B.



**Σχήμα 3.8:** Ροπή κάμψης στην θέση B

Η ροπή κάμψης στην θέση δίνεται από την σχέση:

$$M_B = R_1 * L_1 - (W_1 * L_1) * \frac{L_1}{2} \Rightarrow$$



$$M_B = R_1 * L_1 - \frac{W_1 * L_1^2}{2}$$

Έχουμε υπολογίσει τα εξής:

$$R_1 = 21 \text{ KN}$$

$$L_1 = 5 \text{ m}$$

Για πλάτος γέφυρας 2m και βάρος 11,05KN/m<sup>2</sup> από τον πίνακα 3.5 βρίσκουμε το φορτίο:

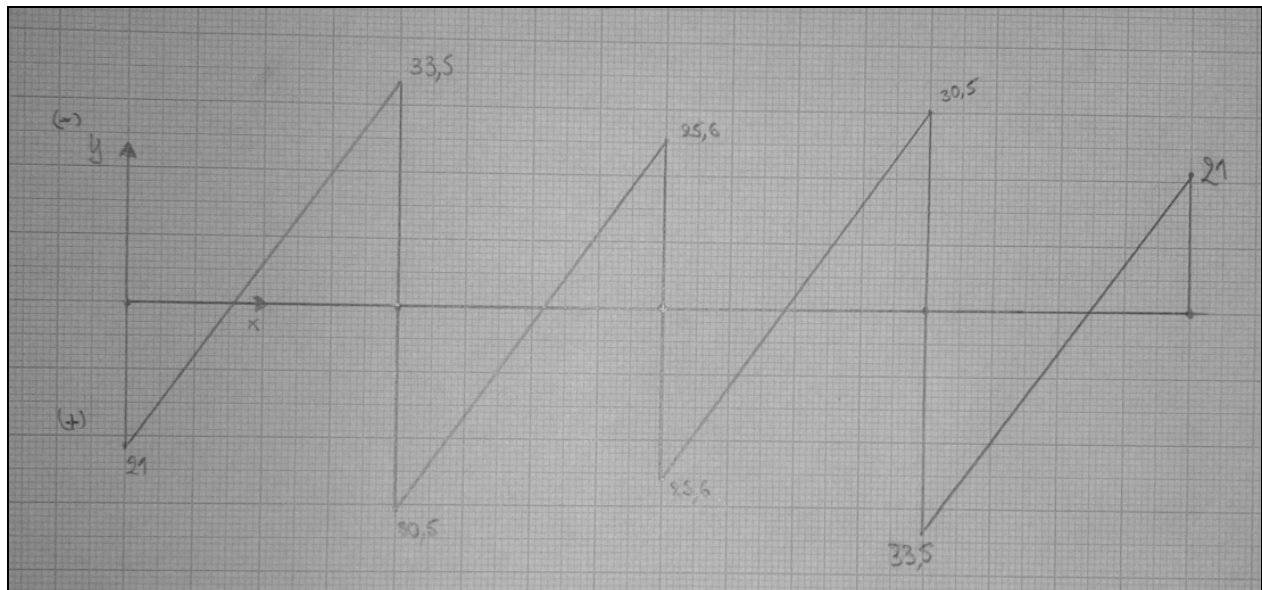
$$W_1 = 11,05 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 2\text{m} = 22,1 \text{ KN} / \text{m}$$

Άρα η ροπή στην θέση B θα έχει τιμή:

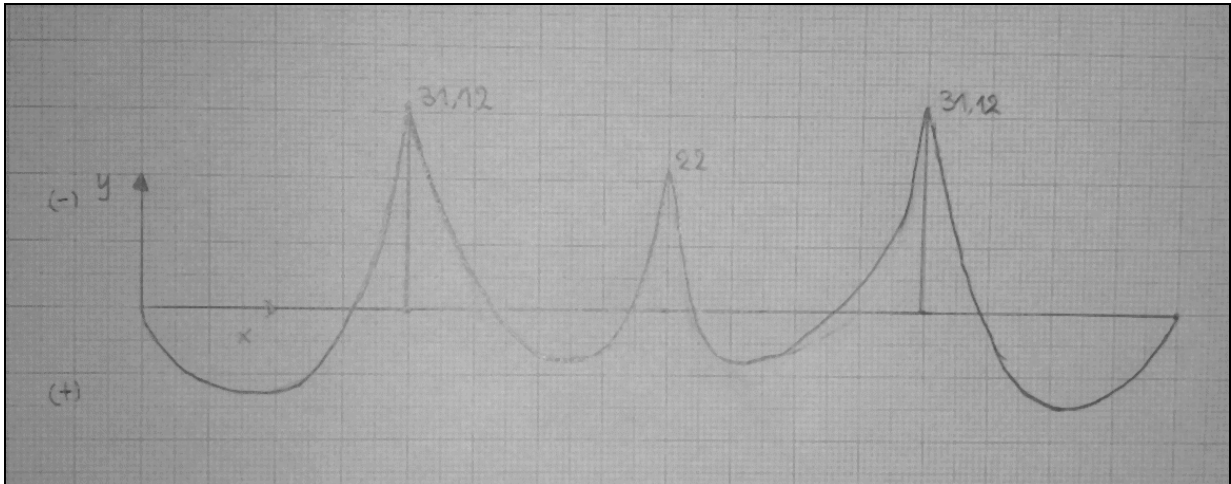
$$M_B = 21 \text{ KN} * 5 \text{ m} - \frac{11,05 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * (5 \text{ m})^2}{2} \Rightarrow$$

$$M_B = 105 \text{ KN} * \text{m} - 138,125 \text{ KN} * \text{m} = -33,125 \text{ KN} * \text{m}$$

Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων Q (KN) και ροπών κάμψης M (KN \* m).



**Σχήμα 3.9:** Διάγραμμα Τεμνουσών Δυνάμεων Q (KN)



**Σχήμα 3.10:** Διάγραμμα Ροπών Κάμψης  $M$  ( $KN * m$ )

Στο Κεφάλαιο 5 με την βοήθεια ειδικού προγράμματος βρίσκουμε την ροπή  $M_B = -29,598KN * m$ . Όπως παρατηρούμε από τις τιμές, υπάρχει σχετικά μεγάλη απόκλιση στην μέγιστη ροπή.

Η τέμνουσα δύναμη στην θέση B από αριστερά είναι:

$$Q_B = R_1 - W_1 * L_1 = 21KN - 11,05KN / m * 5m \Rightarrow$$

$$Q_B = 21KN - 55,25KN = -34,25KN$$

Ενώ από δεξιά έχει την τιμή:

$$Q_B = R_1 - W_1 * L_1 + F_1' = 21KN - 11,05KN / m * 5m + 64KN \Rightarrow$$

$$Q_B = 21KN - 55,25KN + 64KN = 29,75KN$$

Στο Κεφάλαιο 5 με βάση το πρόγραμμα, η τέμνουσα B έχει τις εξής τιμές στην θέση B:

Από αριστερά  $Q_B = -33,544KN$

Από δεξιά  $Q_B = +29,598KN$

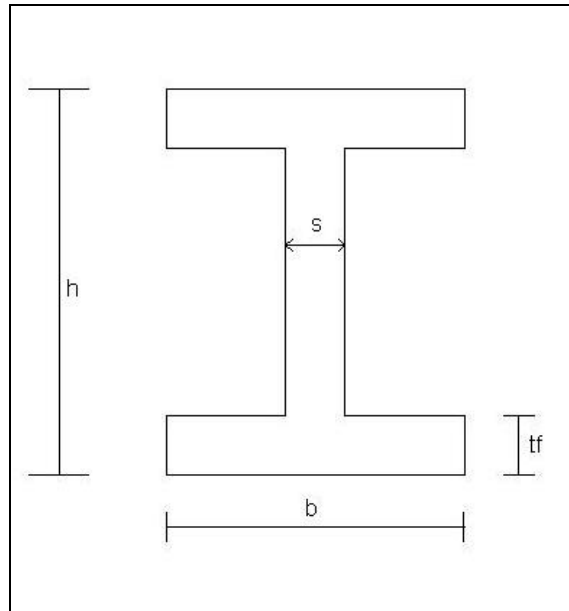
Σ' αυτή την περίπτωση υπάρχει μικρή απόκλιση, η οποία οφείλεται στις στρογγυλοποιήσεις.

Για τους παρακάτω υπολογισμούς στην θέση B θα ληφθεί η μέγιστη τιμή της τέμνουσας δύναμης που είναι  $Q_B = -34,25KN$ . Όπως αποδεικνύεται και από τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών, οι μέγιστες τιμές ροπής και τέμνουσας εμφανίζονται στις θέσεις B και Δ της κύρια δοκού και είναι:

$$M_{\max} = M_B = M_{\Delta} = -33,125 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Q_{\max} = Q_B = Q_{\Delta} = -34,25 \text{ KN}$$

Στοιχεία για την κύρια δοκό IPB<sub>ε</sub> 320.



**Σχήμα 3.11:** Διατομή Κύριας Δοκού

Για κύρια δοκό της πεζογέφυρας έχουμε επιλέξει την δοκό IPB<sub>ε</sub> 320. Παρακάτω παρατίθενται τα χαρακτηριστικά αυτής, τα οποία τα βρίσκουμε από τον πίνακα 3.1:

Μέτρο διάτμησης	$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \cong 81.000 \text{ N} / \text{mm}^2$
Βάρος	$G = 97,60 \text{ Kg} / \text{m}$
Poisson	$\nu = 0,3$
Ύψος	$h = 310 \text{ mm}$
Πλάτος	$b = 300 \text{ mm}$
Πάχος κορμού	$t_w \text{ ή } s = 9 \text{ mm}$
Πάχος πέλματος	$t_f = 15,5 \text{ mm}$
Διατομή	$F = 124 \text{ cm}^2$
Ροπές αντίστασης	$W_x = 1.480 \text{ cm}^3, W_y = 466 \text{ cm}^3$
Ροπές αδράνειας	$I_x = 22.930 \text{ cm}^4, I_y = 6.990 \text{ cm}^4$
Ποιότητα χάλυβα	St52 ή S355
Όριο διαρροής	$F_y = 355 \text{ MPa} = 35,5 \text{ KN} / \text{cm}^2$
Εφελκυστική Αντοχή	$F_u = 540 \text{ MPa} = 51 \text{ KN} / \text{cm}^2$

Συντελεστής υλικού	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 0,81$ όπου $F_y$ είναι το όριο διαρροής χάλυβα
Καθαρό ύψος κορμού	$d = h - 2c = 225mm$

**Πίνακας 3.6:** Χαρακτηριστικά κύριας δοκού πεζογέφυρας

### 3.4.2 Προσδιορισμός κατηγορίας διατομής IPBε 320 κυρίας δοκού

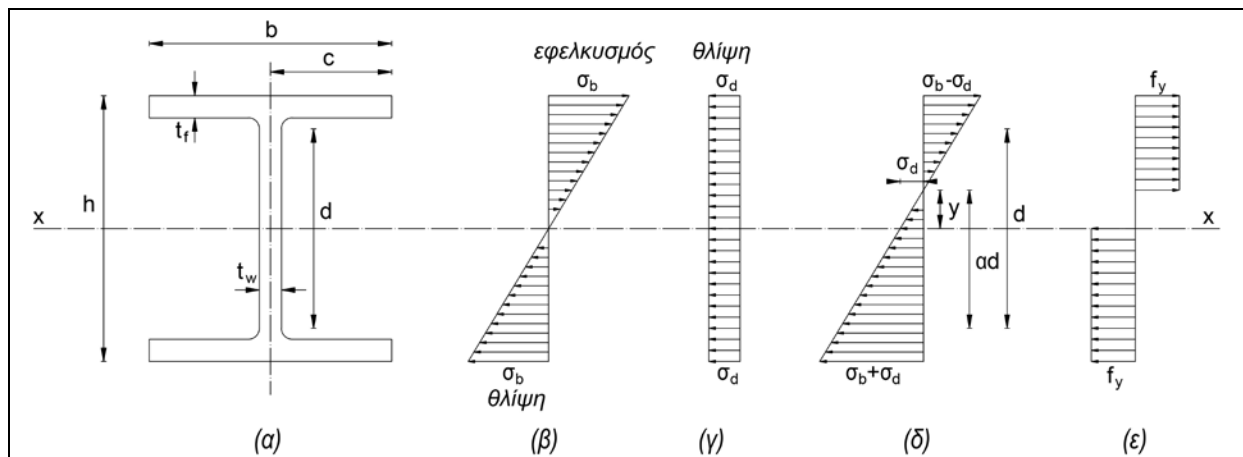
Η κύρια δοκός στο τμήμα ΒΔ καταπονείται σε κάμψη λόγω των κατακόρυφων φορτίων και σε θλίψη λόγω των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούν τα συρματοσχοίνα στις θέσεις Β και Δ. Ο προσδιορισμός της κατηγορίας της διατομής θα γίνει σύμφωνα με τις οδηγίες του ευρωκώδικα EC-3 χωριστά για τον κορμό και χωριστά για τα πέλματα της διατομής, δηλαδή:

#### Κορμός

Ο κορμός έχει καθαρό ύψος  $d = 225$  mm και πάχος  $t_w = S = 9$  mm. Η μέγιστη ροπή κάμψης στο τμήμα ΒΔ της δοκού ασκείται στα άκρα Β και Δ αυτής και έχει την τιμή  $M_B = 33,125KN*m$  σύμφωνα με τους υπολογισμούς (βλ. σελ 49), ενώ η μέγιστη αξονική δύναμη θλίψης έχει σταθερή τιμή σε όλο το μήκος της ΒΔ και είναι  $P_d = F_1'' = F_3'' = 33,5KN$  σύμφωνα με τους υπολογισμούς (βλ. σελ 49). Η ροπή κάμψης δημιουργεί τάσεις θλιπτικές και εφελκυστικές, όπως στο σχήμα 3.10(β) με μέγιστη τιμή  $\sigma_b$  στο άκρο της διατομής της δοκού, δηλαδή:

$$\sigma_b = \frac{M_b}{W_b} = \frac{33,125KN * m}{1.480cm^3} = \frac{3.312,5KN * cm}{1.480cm^3} = 2,23 \frac{KN}{cm^2}$$

όπου  $W_b = 1.480cm^3$  η ελαστική ροπή αντοχής της διατομής.



**Σχήμα 3.12:** Τάσεις για κάμψη και θλίψη κύριας δοκού

Η αξονική δύναμη θλίψης δημιουργεί θλιπτική τάση η οποία έχει ίδια τιμή σε όλη την διατομή, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.10(γ), ήτοι:

$$\sigma_d = \frac{P_d}{F} = \frac{33,5 \text{ KN}}{124 \text{ cm}^2} = 0,27 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Η σύνθεση των τάσεων φαίνεται στο σχήμα 3.10(δ), στο οποίο φαίνεται ότι η ουδέτερη γραμμή έχει μετατοπιστεί προς τα πάνω κατά την απόσταση  $y$  την οποία θα υπολογίσουμε με τα όμοια τρίγωνα, δηλαδή:

$$\frac{y}{\frac{h}{2} + y} = \frac{\sigma_d}{\sigma_b + \sigma_d} \Rightarrow y = \frac{h}{2} * \frac{\sigma_d}{\sigma_b} = \frac{310 \text{ mm}}{2} * \frac{0,27 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}}{2,23 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}}$$

$$y = 18,76 \text{ mm}$$

Ο συντελεστής  $a$  που φαίνεται στην εικόνα (δ) στο σχήμα 3.10 ορίζεται ως ο λόγος του ύψους του θλιβόμενου μέρους του κορμού προς το καθαρό ύψος  $d$  αυτού. Με βάση την εικόνα (δ) έχουμε:

$$a * d = \frac{d}{2} + y \Rightarrow a = 0,5 + \frac{y}{d} = 0,5 + \frac{18,76 \text{ mm}}{225 \text{ mm}} \Rightarrow$$

$$a = 0,583$$

Η εικόνα (ε) δείχνει την κατανομή των τάσεων όταν η διατομή φθάσει στα όρια της πλαστικής παραμόρφωσης, οπότε οι τάσεις θα λάβουν τιμή ίση με το όριο διαρροής  $f_y$ . Στην περίπτωση αυτή ο συντελεστής  $a$  έχει ίδια τιμή ως προηγουμένως.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 3.7 για να είναι μια διατομή κατηγορίας 1 όταν καταπονείται σε θλίψη και κάμψη πρέπει να ισχύει η σχέση (3<sup>η</sup> στήλη):

Για  $a = 0,583 > 0,5$  πρέπει

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 * \varepsilon}{13 * a - 1} \Rightarrow \frac{225}{9} < \frac{396 * 0,81}{13 * 0,583 - 1} \Rightarrow$$

$$25 < 48,7 \text{ (ισχύει).}$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

### Πέλματα

Τα πέλματα έχουν συνολικό πλάτος  $b = 300mm$ , ενώ το προεξέχον τμήμα είναι  $c = \frac{b}{2} = 150mm$  και πάχος  $t_f = 15,5mm$ . Το κάτω πέλμα σε ολόκληρο το πλάτος του καταπονείται σε θλίψη με μέγιστη τάση  $\sigma_b + \sigma_d$ , ενώ το πάνω πέλμα καταπονείται σε εφελκυσμό με μέγιστη τάση  $\sigma_b - \sigma_d$ , όπως φαίνεται στην εικόνα (δ) στο σχήμα 3.10.

Ο προσδιορισμός της κατηγορίας του θλιβόμενου πέλματος θα γίνει σύμφωνα με τον πίνακα 3.7 (1<sup>η</sup> στήλη) κατά τον οποίο πρέπει να ισχύει:

$$\frac{c}{t_f} \leq (\text{από όριο})$$

ο λόγος  $\frac{c}{t_f}$  είναι:  $\frac{c}{t_f} = \frac{150mm}{15,5mm} = 9,68$

το όριο είναι:  $10 * \varepsilon = 10 * 0,81 = 8,10$  για κατηγορία 1  
 $11 * \varepsilon = 11 * 0,81 = 8,91$  για κατηγορία 2  
 $15 * \varepsilon = 15 * 0,81 = 12,15$  για κατηγορία 3

οπότε παρατηρούμε ότι ισχύει:

$$\frac{c}{t_f} = 9,68 < 15 * \varepsilon = 12,15$$

άρα το θλιβόμενο πέλμα είναι κατηγορίας 3.

Κατόπιν αυτών η κατηγορία της διατομής προσδιορίζεται από την μεγαλύτερη κατηγορία των μελών της, δηλαδή IPB<sub>t</sub> 320 σε θλίψη και κάμψη είναι κατηγορίας 3.



Προεξέχοντα πέλατα διατομών παράλληλα στον άξονα κάμψης x-x και στηριζόμενα στην μία πλευρά.

Ελατές διατομές

Συγκολλητές διατομές

Κατηγορία ελάσματος πέλατος	Τύπος διατομής	Πέλαμα σε θλίψη	Πέλαμα σε θλίψη και κάμψη	
			Άκρο πέλατος σε θλίψη	Άκρο πέλατος σε εφελκυσμό
Διαγράμματα τάσεων για κατηγορίες 1 και 2				
			$0 \leq \alpha \leq 1$	$0 \leq \alpha \leq 1$
1	Ελατή	$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10 \cdot \varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10 \cdot \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητή	$\frac{c}{t_f} \leq 9 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{9 \cdot \varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{9 \cdot \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
2	Ελατή	$\frac{c}{t_f} \leq 11 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{11 \cdot \varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{11 \cdot \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητή	$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10 \cdot \varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10 \cdot \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
Διαγράμματα τάσεων για κατηγορία 3				
3	Ελατή	$\frac{c}{t_f} \leq 15 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq 23 \varepsilon \sqrt{K_\sigma}$	
	Συγκολλητή	$\frac{c}{t_f} \leq 14 \cdot \varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq 21 \varepsilon \sqrt{K_\sigma}$	
<small>Θλίψη θετική (+), <math>t_f</math> = όριο διαρροής, <math>K_\sigma</math> = συντελεστής τοπικού λυγισμού (κυρτώσεως) από Πίνακα 16.03</small>				

**Πίνακας 3.8:** Οριακές τιμές λόγων πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα εξωτερικά μέρη πελμάτων [1]



## 4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ

### 4.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΤΩΝ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ

Για να ελέγξουμε αν η κύρια δοκός αντέχει σε θλίψη, θα προχωρήσουμε σε έλεγχο της θλιπτικής αντίστασης σχεδιασμού, με την εφαρμόζουσα θλιπτική φόρτιση. Δηλαδή:

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \text{ όπου}$$

$N_{sd}$ : υπάρχουσα δύναμη θλίψεως ή δύναμη σχεδιασμού

$N_{Rd}$ : θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού διατομής.

Η  $N_{Rd}$  προσδιορίζεται σύμφωνα με την κατηγορία 3 της διατομής. Σημαντικό ρόλο για τον έλεγχο σε θλίψη παίζει η κατηγορία διατομής της δοκού. Η περίπτωση, στην πεζογέφυρα που κατασκευάζουμε, ανήκει στην κατηγορία 3 για θλίψη και κάμψη. Έτσι έχουμε:

$$N_{Rd} = \frac{F * F_y}{1.000 \gamma_{M0}} \text{ όπου}$$

F: διατομή mm<sup>2</sup>

F<sub>y</sub>: όριο διαρροής N/mm<sup>2</sup>

γ<sub>M0</sub> = 1.1 συντελεστής ασφάλειας

Οπότε:

$$N_{Rd} = \frac{12.400 * 355}{1.000 * 1,1} = \frac{4.402.000}{1.100} = 4.001,82 \text{ KN} \cong 4.002 \text{ KN} .$$

Γνωρίζοντας την τιμή της  $N_{Rd}$  μπορούμε να προχωρήσουμε στον έλεγχο για θλίψη ώστε η διατομή μας να αντέχει την επιβαλλόμενη φόρτιση.

$$N_{Rd} = 4.002 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = F_1'' = F_3'' = 33,5 \text{ KN} .$$

Έτσι επαληθεύεται ότι  $N_{Sd} < N_{Rd}$  άρα η δοκός που επιλέχθηκε αντέχει την θλίψη που δέχεται.

## 4.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ ΤΩΝ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ

Με την εμφάνιση θλίψης σε μια δοκό ενδέχεται να έχουμε εμφάνιση λυγισμού, ο οποίος μπορεί να προκαλέσει σοβαρά προβλήματα. Γι' αυτό το λόγο πρέπει να κάνουμε έλεγχο αντοχής σε λυγισμό ώστε η δοκός να αντέχει τις αντίστοιχες φορτίσεις που προκαλούν λυγισμό. Η κατηγορία της διατομής της κύρια δοκού είναι 3, όπως υπολογίστηκε στα προηγούμενα κεφάλαια για την περίπτωση της θλίψης και της κάμψης, επειδή ο λυγισμός προκαλεί την κάμψη της διατομής.

Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, έτσι και εδώ, θα εξετάσουμε και θα συγκρίνουμε την τιμή της θλιπτικής δύναμης και την οριακή τιμή λυγισμού, δηλαδή:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

όπου  $N_{Sd}$ : θλιπτική δύναμη  
 $N_{Rd}$ : οριακή τιμή λυγισμού.

$$N_{Rd} = \frac{x * B_A * F * f_y}{1.000 * \gamma_{M1}} (KN)$$

όπου  $x$ : μειωτικός συντελεστής (εξαρτάται από την λυγηρότητα της ράβδου)  
 $B_A$ : μειωτικός συντελεστής (κατηγορία 3 →  $B_A = 1$ )  
 $F$ : διατομή ράβδου  
 $f_y$ : όριο διαρροής  
 $\gamma_{M1}$ : συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού ( $\gamma_{m1} = 1,10$ ).

Τον μειωτικό συντελεστή τον υπολογίζουμε σύμφωνα με τον ευρωκώδικα και δίνεται από τον τύπο:

$$x = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

όπου  $\bar{\lambda}$ : ανηγμένη λυγηρότητα ράβδου  
 $\varphi$ : συντελεστής εξαρτώμενος από ανηγμένη λυγηρότητα.

Την ανηγμένη λυγηρότητα την υπολογίζουμε σε συνάρτηση του βαθμού λυγηρότητας.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} * \sqrt{B_A}$$

με  $\lambda$ : βαθμός λυγηρότητας  
 $\lambda_1$ : λυγηρότητα αναφοράς.

Για να μπορέσουμε να υπολογίσουμε όλα τα παρακάτω υπολογίζουμε πρώτα τον βαθμό λυγηρότητας που δίνεται από την σχέση:

$$\lambda = \frac{S_k}{l}$$

με  $S_k$ : μήκος λυγισμού  $S_k = 10m = 1.000cm$   
 $l$ : ακτίνα αδρανείας

Για τον λυγισμό θα δουλέψουμε ξεχωριστά για κάθε άξονα και τέλος θα δημιουργήσουμε τον συγκεντρωτικό πίνακα των αποτελεσμάτων.

Για τον άξονα  $x-x$

$$S_k = 1.000cm$$

$$i_x = 13,6cm$$

$$\lambda = \frac{S_k}{i} = \frac{1.000cm}{13,6cm} = 73,6$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 * \varepsilon = 93,9 * 0,81 = 76,06$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{B_A} = \frac{73,52}{76,06} * \sqrt{1} = 0,97$$

Σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα 4.2 βρισκόμαστε στην καμπύλη b για τον  $x-x$ , όπου ο συντελεστής ατελειών  $\alpha$  έχει τιμή  $\alpha = 0,34$ .

Α/Α	Είδος διατομής	Περιορισμοί	Λυγισμός περί άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
				Υλικό		
				S235, S275, S355	S420	S460
1	 Ελατές διατομές Ι	h/b > 1,2 και t_f ≤ 40mm	x-x y-y	a b	a	a_0
		h/b > 1,2 και 40 < t_f ≤ 100mm	x-x y-y	b c	b	a
		h/b ≤ 1,2 και t_f ≤ 100mm	x-x y-y	b c	b	a
		h/b ≤ 1,2 και t_f > 100mm	x-x y-y	d	d	c
2	 Συγκολλητές διατομές Ι	t_f ≤ 40mm	x-x y-y	b c		
		t_f > 40mm	x-x y-y	c d		
3	Ελατές διατομές [ , L, T. Συμπαγείς διατομές: - Ορθογωνικής μορφής - Κυκλικής μορφής	Κανένας	οποιοσδήποτε	c		
4	Καύλες διατομές θερμής έλασης: - Ορθογωνικής μορφής - Κυκλικής μορφής	Κανένας	οποιοσδήποτε	a		

Πίνακας 4.1: Πίνακας καμπύλης λυγισμού [1]

Και από τον πίνακα 4.2 έχουμε ότι  $x = 0,616$ . Άρα η οριακή τιμή λυγισμού είναι:

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	$\bar{\lambda}$
0,00	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,00
0,10	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,10
0,20	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678	0,20
0,30	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300	0,30
0,40	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886	0,40
0,50	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420	0,50
0,60	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893	0,60
0,70	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306	0,70
0,80	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676	0,80
0,90	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034	0,90
1,00	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412	1,00
1,10	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836	1,10
1,20	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317	1,20
1,30	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860	1,30
1,40	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459	1,40
1,50	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111	1,50
1,60	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809	1,60
1,70	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545	1,70
1,80	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315	1,80
1,90	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113	1,90
2,00	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936	2,00
2,10	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780	2,10
2,20	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641	2,20
2,30	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517	2,30
2,40	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407	2,40
2,50	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308	2,50
2,60	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219	2,60
2,70	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139	2,70
2,80	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067	2,80
2,90	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001	2,90
3,00	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940	3,00
3,10	0,0935	0,0929	0,0924	0,0918	0,0912	0,0907	0,0902	0,0896	0,0891	0,0886	3,10
3,20	0,0880	0,0875	0,0870	0,0865	0,0860	0,0855	0,0850	0,0845	0,0840	0,0835	3,20
3,30	0,0831	0,0826	0,0821	0,0816	0,0812	0,0807	0,0803	0,0798	0,0794	0,0789	3,30
3,40	0,0785	0,0781	0,0776	0,0772	0,0768	0,0763	0,0759	0,0755	0,0751	0,0747	3,40
3,50	0,0743	0,0739	0,0735	0,0731	0,0727	0,0723	0,0719	0,0715	0,0712	0,0708	3,50
3,60	0,0704	0,0700	0,0697	0,0693	0,0689	0,0686	0,0682	0,0679	0,0675	0,0672	3,60

Οι αριθμοί με έντονη γραφή της άνω γραμμής εκφράζουν τα εκατοστά της ενεργμένης λυγιρότητας  $\bar{\lambda}$ .

Πίνακας 4.2: Τιμές συντελεστή μείωσης x για καμπύλη λυγισμού b [1]

$$N_{Rd} = \frac{x \cdot B_A \cdot F \cdot f_y}{1.000 \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0.616 \cdot 1 \cdot 12.400 \cdot 355}{1.000 \cdot 1,1} = 2.465 \text{ KN}.$$

Για τον άξονα  $y - y$

$$S_k = 1.000 \text{ cm}$$

$$i_y = 7,49 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{S_k}{i} = \frac{1.000 \text{ cm}}{7,49 \text{ cm}} = 133,5$$

$$\lambda_1 = 93,9 * \varepsilon = 93,9 * 0,81 = 76,06$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{B_A} = \frac{133,5}{76,06} * \sqrt{1} = 1,75$$

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	$\bar{\lambda}$
0,00	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,00
0,10	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,10
0,20	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542	0,20
0,30	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026	0,30
0,40	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486	0,40
0,50	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913	0,50
0,60	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309	0,60
0,70	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684	0,70
0,80	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060	0,80
0,90	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458	0,90
1,00	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896	1,00
1,10	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386	1,10
1,20	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931	1,20
1,30	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529	1,30
1,40	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178	1,40
1,50	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871	1,50
1,60	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602	1,60
1,70	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367	1,70
1,80	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161	1,80
1,90	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979	1,90
2,00	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818	2,00
2,10	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676	2,10
2,20	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549	2,20
2,30	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436	2,30
2,40	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334	2,40
2,50	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243	2,50
2,60	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161	2,60
2,70	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086	2,70
2,80	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018	2,80
2,90	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957	2,90
3,00	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901	3,00
3,10	0,0895	0,0890	0,0885	0,0879	0,0874	0,0869	0,0864	0,0859	0,0854	0,0849	3,10
3,20	0,0844	0,0839	0,0835	0,0830	0,0825	0,0820	0,0816	0,0811	0,0806	0,0802	3,20
3,30	0,0797	0,0793	0,0789	0,0784	0,0780	0,0775	0,0771	0,0767	0,0763	0,0759	3,30
3,40	0,0754	0,0750	0,0746	0,0742	0,0738	0,0734	0,0730	0,0726	0,0722	0,0719	3,40
3,50	0,0715	0,0711	0,0707	0,0703	0,0700	0,0696	0,0692	0,0689	0,0685	0,0682	3,50
3,60	0,0678	0,0675	0,0671	0,0668	0,0664	0,0661	0,0657	0,0654	0,0651	0,0647	3,60

Οι αριθμοί με έντονη γραφή της άνω γραμμής εκφράζουν τα εκατοστά της ανηγμένης λυγηρότητας  $\bar{\lambda}$ .

**Πίνακας 4.3:** Τιμές συντελεστή μείωσης  $x$  για καμπύλη λυγισμού  $c$  [1]

Σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1 βρισκόμαστε στην καμπύλη  $c$  για τον άξονα  $y-y$  ( $\alpha = 0,49$ ) οπότε  $x = 0,246$ .

$$N_{Rd} = \frac{x \cdot B_A \cdot F \cdot f_y}{1.000 \cdot \gamma_{M1}} = \frac{0.246 \cdot 1 \cdot 12.400 \cdot 355}{1.000 \cdot 1,1} = 984 \text{ KN}.$$

Παρακάτω παρατίθεται ο πίνακας υπολογισμού λυγισμού.

A/A	Στοιχεία Υπολογισμού	Λυγισμός ως προς άξονα	
		$x - x$	$y - y$
1	Μήκος λυγισμού	$S_k = 1.000cm$	$S_k = 1.000cm$
2	Ακτίνα αδράνειας	$i_x = 13,6cm$	$i_y = 7,49cm$
3	Βαθμός λυγηρότητας	$\lambda = 73,6$	$\lambda = 133$
4	Αναφορά λυγηρότητας	$\lambda_1 = 76,06$	$\lambda_1 = 76,06$
5	Ανηγμένη λυγηρότητα	$\bar{\lambda} = 0,97$	$\bar{\lambda} = 1,75$
6	Καμπύλη λυγισμού	$b$	$c$
7	Συντελεστής μείωσης	$x = 0,616$	$x = 0,246$
8	$N_{Rd}$	$2.465KN$	$984KN$

**Πίνακας 4.4:** Πίνακας υπολογισμού λυγισμού

Οπότε για να αντέχει θα πρέπει  $N_{Sd} \leq N_{Rd}$  και για τους δύο άξονες:

$$N_{Sd} = F_1'' = F_3'' = 33,5KN$$

Για  $x - x$   $33,5 < 2.465KN$

Για  $y - y$   $33,5 < 984KN$

Άρα αντέχει και στις δύο περιπτώσεις.

#### 4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΤΩΝ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ

Όταν η δοκός καταπονείται από τέμνουσες δυνάμεις τότε δημιουργείται κάμψη. Στην παράγραφο αυτή, θα ελέγξουμε αν η δοκός αντέχει τις φορτίσεις που οδηγούν σε κάμψη. Ο έλεγχος θα γίνει συγκρίνοντας την ροπή διαστασιολόγησης  $M_{Sd}$  με την οριακή ροπή  $M_{Rd}$ .

Έτσι θα πρέπει να ισχύει ότι:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Εφόσον βρισκόμαστε στην κατηγορία διατομών 3, ο τύπος που θα χρησιμοποιήσουμε για την οριακή τιμή θα είναι ο εξής:

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} * f_y}{1.000 * \gamma_{M0}}$$

όπου  $W_{el}$ : ελαστική ροπή αντοχής διατομής

$f_y$ : όριο διαρροής υλικού

$\gamma_{M0}$ : συντελεστής ασφάλειας έναντι ορίου διαρροής ( $\gamma_{M0} = 1,10$ )

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2 αντί της ελαστικής ροπής αντοχής χρησιμοποιείται η πλαστική ροπή αντοχής  $W_{pl}$ , οποία λαμβάνεται από τον πίνακα 4.5.

Μέγεθος δοκού	Ελαττές δοκοί					Μέγεθος δοκού
	I	IPE	IPB (HE-B)	IPB <sub>ε</sub> (HE-A)	IPB <sub>ν</sub> (HE-M)	
80	22,7	23,2	—	—	—	80
100	39,7	39,4	104	83,0	236	100
120	63,5	60,7	165	119	351	120
140	95,2	88,3	245	173	494	140
160	136	124	354	245	675	160
180	187	166	481	325	883	180
200	249	221	643	429	1135	200
220	323	285	827	568	1419	220
240	411	367	1053	745	2117	240
260	513	—	1283	920	2524	260
270	—	484	—	—	—	270
280	631	—	1534	1112	2966	280
300	761	628	1869	1383	4078	300
320	913	—	2149	1628	4435	320
330	—	804	—	—	—	330
340	1078	—	2408	1850	4718	340
360	1274	1019	2683	2088	4989	360
380	1480	—	—	—	—	380
400	1712	1307	3232	2562	5571	400
425	2041	—	—	—	—	425
450	2394	1702	3982	3216	6331	450
475	2795	—	—	—	—	475
500	3235	2194	4815	3949	7094	500
550	4229	2787	5591	4622	7933	550
600	5465	3512	6425	5350	8772	600
650	—	—	7320	6136	9657	650
700	—	—	8327	7032	10539	700
800	—	—	10229	8699	12488	800
900	—	—	12584	10811	14442	900
1000	—	—	14855	12824	16568	1000

Πίνακας 4.5: Πλαστική ροπή αντοχής διατομών  $W_{pl}$  σε  $cm^3$  [1]

Για δοκό  $IPB_{\epsilon}$  320 έχουμε  $W_{el} = W_x = 1.480cm^3$

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} * f_y}{1.000 * \gamma_{M0}} = \frac{1.480 * 355}{1.000 * 1,1} = 478KN * m .$$

$M_{Sd}$  (Μέγιστη τιμή στη θέση Β και Δ) = 33,125KN \* m

Άρα  $M_{Sd} = 33,125KN * m < M_{Rd} = 478KN * m .$

Οπότε η δοκός μας αντέχει τις φορτίσεις που δημιουργούν ροπή κάμψης.



#### 4.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΩΝ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ

Η δοκός ελέγχεται σε διάτμηση όταν η τέμνουσα δύναμη  $Q$  που ασκείται είναι μεγαλύτερη από 50% της πλαστικής διατμητικής αντίστασης σχεδιασμού ( $V_{Rd}$ ).

Θα πρέπει να ισχύει  $V_{Sd} < V_{Rd}$ .

Την πλαστική διατμητική αντίσταση σχεδιασμού την υπολογίζουμε από τον εξής τύπο:

$$V_{Rd} = \frac{F_v * f_y}{1.000 * \sqrt{3} * \gamma_{M0}}.$$

όπου  $F_v$ : επιφάνεια διάτμησης  
 $f_y$ : όριο διαρροής υλικού  
 $\gamma_{M0}$ : συντελεστής ασφάλειας έναντι ορίου διαρροής ( $\gamma_{M0} = 1,10$ ).

Η επιφάνεια διάτμησης δίνεται από τον τύπο  $F_v = 1,04 * h * t_w$  για την συγκεκριμένη μορφή της διατομής.

$$F_v = 1,04 * h * t_w = 1,04 * 310 * 9 = 2.901,6 \text{ mm}^2$$

Έτσι κάνοντας αντικατάσταση έχουμε:

$$V_{Rd} = \frac{F_v * f_y}{1.000 * \sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{2.901,6 * 355}{1.000 * \sqrt{3} * 1,1} = 540,64 \text{ KN}.$$

$$V_{Sd} = Q_{\max}$$

$$Q_{\max} = 34,25 \text{ KN} \text{ μέγιστη τέμνουσα δύναμη}$$

Άρα  $V_{Sd} = 34,25 \text{ KN} < V_{Rd} = 540,64 \text{ KN}$  ισχύει.

#### 4.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΛΩΔΙΩΝ

Σύμφωνα με το φορτίο της γέφυρας, επιλέξαμε τα κατάλληλα καλώδια ώστε να έχουν μεγάλη αντοχή και μεγάλο συντελεστή ασφάλειας.

Το μήκος των καλωδίων το υπολογίζουμε από το Σχέδιο 1 (παρατίθεται στο παράρτημα Σχέδιο 1 – Πλάγια όψη γέφυρας) και με βάση την κλίμακα.

### Μήκος καλωδίων

$$l_1 = 10,77m$$

$$l_2 = 9,63m$$

$$l_3 = 10,77m$$

### Στοιχεία καλωδίων (από τον πίνακα 3.3)

$$\text{διάμετρος } d = 48mm$$

$$\text{αντοχή } P = 1.250KN$$

$$\text{βάρος } B = 8,8kg / m .$$

Για να αντέχουν το βάρος της γέφυρας τα συρματόσχοινα, θα πρέπει η αντοχή τους να είναι πολύ μεγαλύτερη από την μέγιστη δύναμη που δέχονται, έτσι ώστε να έχουμε και μεγάλο συντελεστή ασφάλειας.

$$F_{\max} = F_1 = F_2 = 71,5KN .$$

Θα πρέπει  $P > F_{\max} \Rightarrow 1.250 > 71,5$  που ισχύει, οπότε τα συρματόσχοινα αντέχουν σχεδόν 17 φορές μεγαλύτερη φόρτιση από αυτήν που δέχονται.

## **4.6 ΔΙΑΣΤΟΛΗ ΔΟΚΟΥ**

Όταν η δοκός υφίσταται θερμοκρασιακές μεταβολές διαστέλλεται και αυτό μπορεί να προκαλέσει σημαντικά προβλήματα κυρίως στις στηρίξεις. Γι' αυτό πρέπει να υπολογίσουμε την διαστολή που μπορεί να δεχθεί σε μια τέτοια περίπτωση.

Για τον σίδηρο η διαστολή σε σχέση με την θερμοκρασία έχει ως εξής:

$$\Delta l = \frac{1,2mm}{100^\circ C * m} .$$

Θα υποθέσουμε για διαφορά θερμοκρασίας, ακραίες θερμοκρασιακές μεταβολές από 70 έως -30°C.

$$\Delta T = T_{\max} - T_{\min} = 70^\circ C - (-30^\circ C) = 100^\circ C .$$

Έτσι σύμφωνα με τα παραπάνω η μέγιστη διαστολή που μπορεί να συμβεί θα είναι:

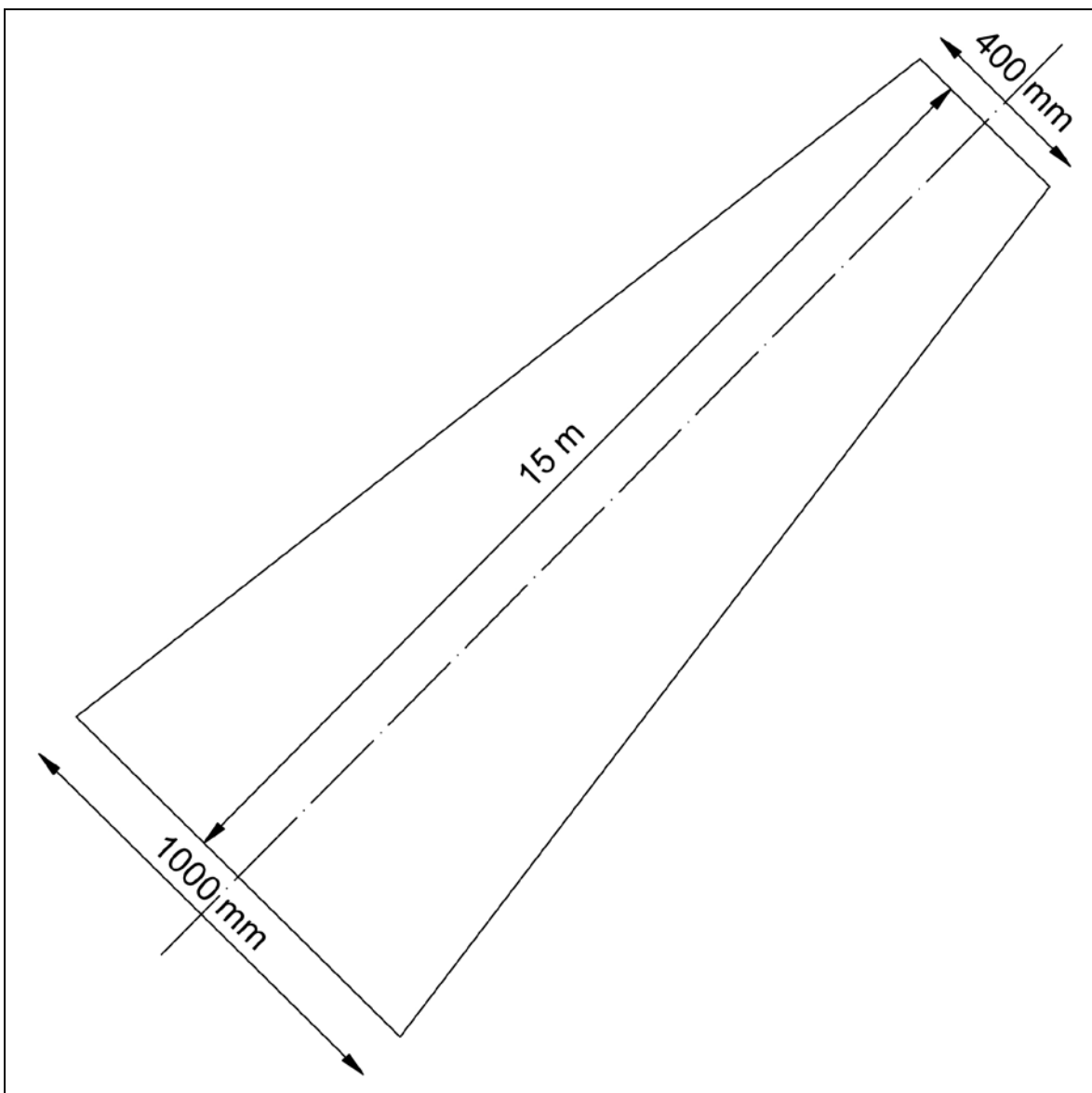
$$\Delta l = 1,2mm * \frac{100^\circ C * 20m}{100^\circ C * m} = 24mm .$$

Η διαστολή αυτή θα μπορεί εύκολα να αντιμετωπιστεί με την τοποθέτηση κινητών εδράνων στο ένα άκρο της γέφυρας (κύλιση).

#### 4.7 ΣΤΟΙΧΕΙΑ – ΑΝΤΟΧΕΣ – ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΥΛΩΝΑ

Όπως και στην κυρία δοκό, έτσι και στον πυλώνα πρέπει να κάνουμε έλεγχο αντοχής καθώς θα είναι υπεύθυνος για την συγκράτηση του μεγαλύτερου βάρους της πεζογέφυρας.

Για να προχωρήσουμε στον έλεγχο αντοχής του πυλώνα, θα πρέπει πρώτα να υπολογίσουμε την επιφάνεια του, το κέντρο βάρους του, το ίδιο βάρος του κλπ.



Σχήμα 4.1: Πυλώνας

### Εξωτερική επιφάνεια στύλου

Επιφάνεια τραπεζίου:

$$A_1 = \frac{B+b}{2} * U = \frac{1m + 0,4m}{2} * 15m = 10,5m^2$$

Επιφάνεια ορθογωνίου:

$$A_3 = B * U = 0,4m * 15m = 6m^2$$

Συνολική επιφάνεια πυλώνα:

$$E = 2 * A_1 + 2 * A_3 = 2 * 10,5 + 2 * 6 = 33m^2$$

Πάχος ελάσματος:

$$t = 30mm$$

$$G = 30 * 8 = 240kp / m^2$$

Ίδιο βάρος πυλώνα:

$$B = 33m^2 * 240 \frac{kp}{m^2} = 7.920kp$$

Στο βάρος του πυλώνα θα κάνουμε μια προσαύξηση 10%, για να συμπεριληφθούν και οι αγκυρώσεις των συρματόσχοινων που βρίσκονται στο πάνω μέρος του στύλου. Οπότε:

$$B = 7.920kp * 1,1 = 8.712kp \cong 8.700kp$$

$$B = 8,7ton .$$

### Ίδιο βάρος οριζόντιας δοκού διασύνδεσης στύλων

Όπως και για το ίδιο βάρος του πυλώνα, έτσι θα εργαστούμε και εδώ για να υπολογίσουμε το ίδιο βάρος οριζόντιας δοκού διασύνδεσης στύλων, δηλαδή:

Επιφάνεια ορθογωνίου:

$$A = B * U = 2m * 0,4m = 0,8m^2$$

Συνολική επιφάνεια οριζόντια δοκού:

$$E = 4 * A = 4 * 0,8m^2 = 3,2m^2$$

Πάχος ελάσματος:

$$t = 20mm$$

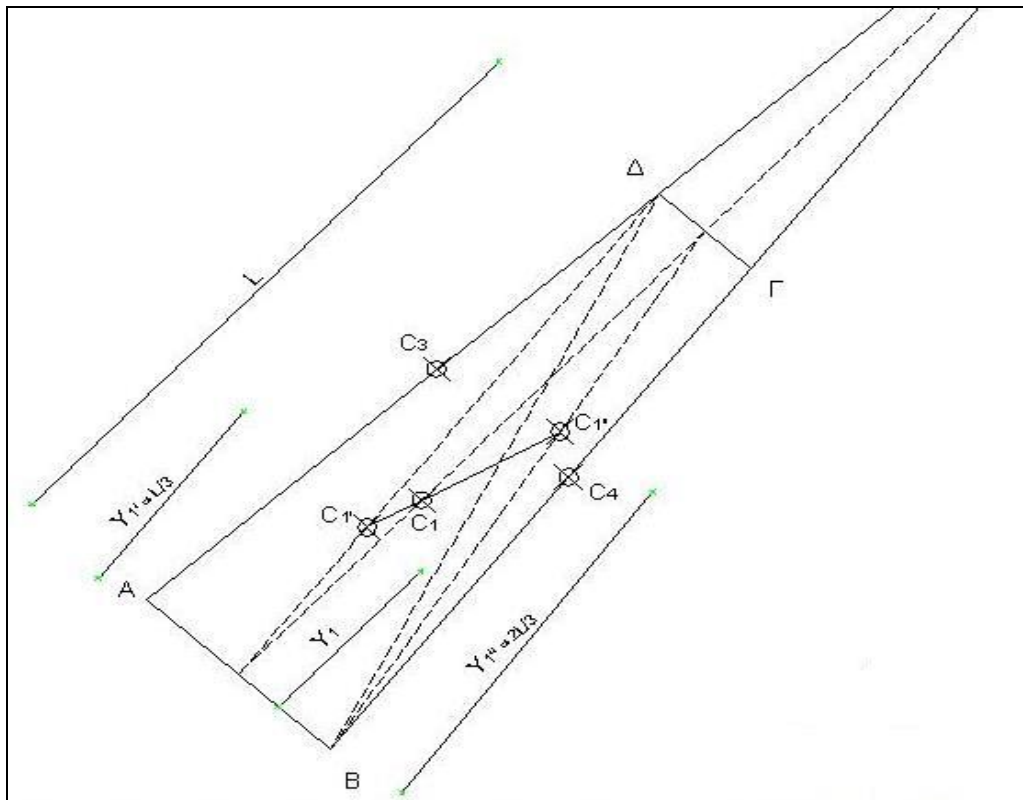
$$G = 20 \cdot 8 = 160kp / m^2$$

Το βάρος αυτό μοιράζεται στον καθένα πυλώνα χωριστά οπότε ο κάθε πυλώνας θα δέχεται  $\frac{B'}{2} = 256kp$ , το οποίο θα το προσθέσουμε στην  $F_{ολ}$  καθώς περνάει από την ίδια ευθεία.

### Κέντρο βάρους πυλώνα

Για να υπολογίσουμε το κέντρο βάρους του πυλώνα, θα πρέπει να υπολογίσουμε δύο κέντρα βάρους λόγω του σχήματος του πυλώνα, ενός τραπεζίου και ενός ορθογωνίου.

#### α) Κέντρο βάρους τραπεζίου



Σχήμα 4.2: Κέντρο βάρους τραπεζίου

Φέρνω την ΒΔ και έχω δύο τρίγωνα ΑΒΔ και ΒΓΔ . Το κέντρο βάρους ενός τριγώνου βρίσκεται πάνω στην διάμεσο και στο 1/3 του ύψους. Άρα για το τρίγωνο ΑΒΔ το κέντρο βάρους  $C_1'$  είναι στο  $L/3$  από την βάση ΑΒ, ενώ για το τρίγωνο ΒΓΔ το

κέντρο βάρους  $C_1''$  είναι στο  $L/3$  από την βάση  $\Gamma\Delta$  ή στο  $2L/3$  από την βάση  $AB$ . Το ζητούμενο κέντρο βάρους  $C_1$  του τραπέζιου βρίσκεται πάνω στην ευθεία  $C_1'C_1''$ .

➤ Επιφάνεια τριγώνου  $AB\Delta$

$$A_1 = \frac{(A * B) * L}{2} = \frac{1m * 15m}{2} = 7,5m^2$$

➤ Επιφάνεια τριγώνου  $B\Gamma\Delta$

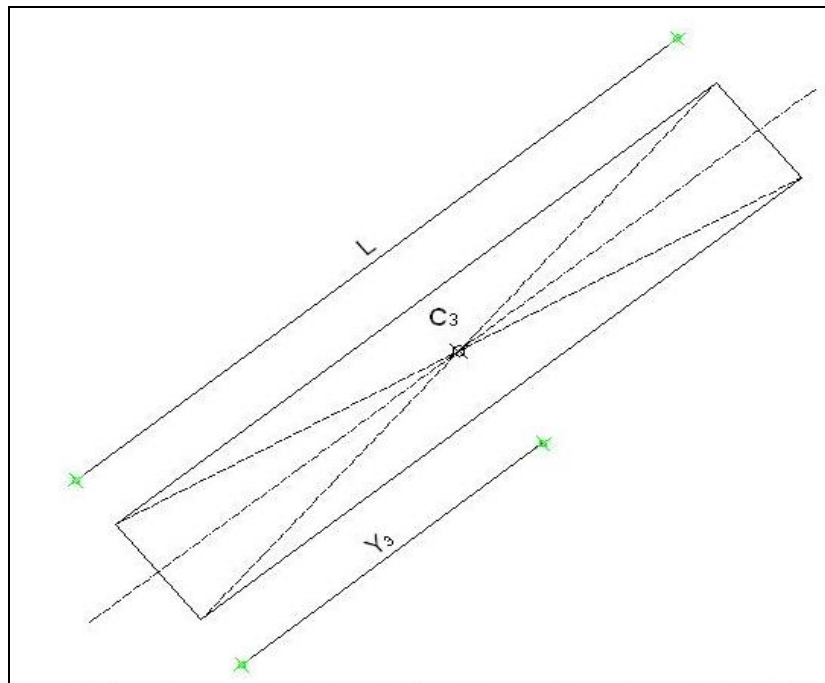
$$A_2 = \frac{(\Gamma * \Delta) * L}{2} = \frac{0,4m * 15m}{2} = 3m^2$$

Οπότε το κέντρο βάρους  $C_1$

$$y_1 = \frac{y_1' * A_1 * y_1'' * A_2}{A_1 + A_2} = \frac{\frac{15}{3} * 7,5 + \frac{2 * 15}{3} * 3}{10,5} = 6,43m .$$

Ομοίως για  $C_2$  έχουμε  $y_2 = 6,43m$  (πίσω πλευρά του πυλώνα με τραπέζιο σχήμα).

### β) Κέντρο βάρους πάνω και κάτω επιφάνειας πυλώνα



**Σχήμα 4.3:** Κέντρο βάρους πάνω και κάτω επιφάνειας πυλώνα

Για  $C_3$  έχουμε  $y_3 = \frac{L}{2} = \frac{15}{2} = 7,5m$

ομοίως για  $C_4$   $y_4 = 7,5m$ .

Επιφάνειες πυλώνα:

Τραπέζιο:  $A_1 = 10,5m^2$

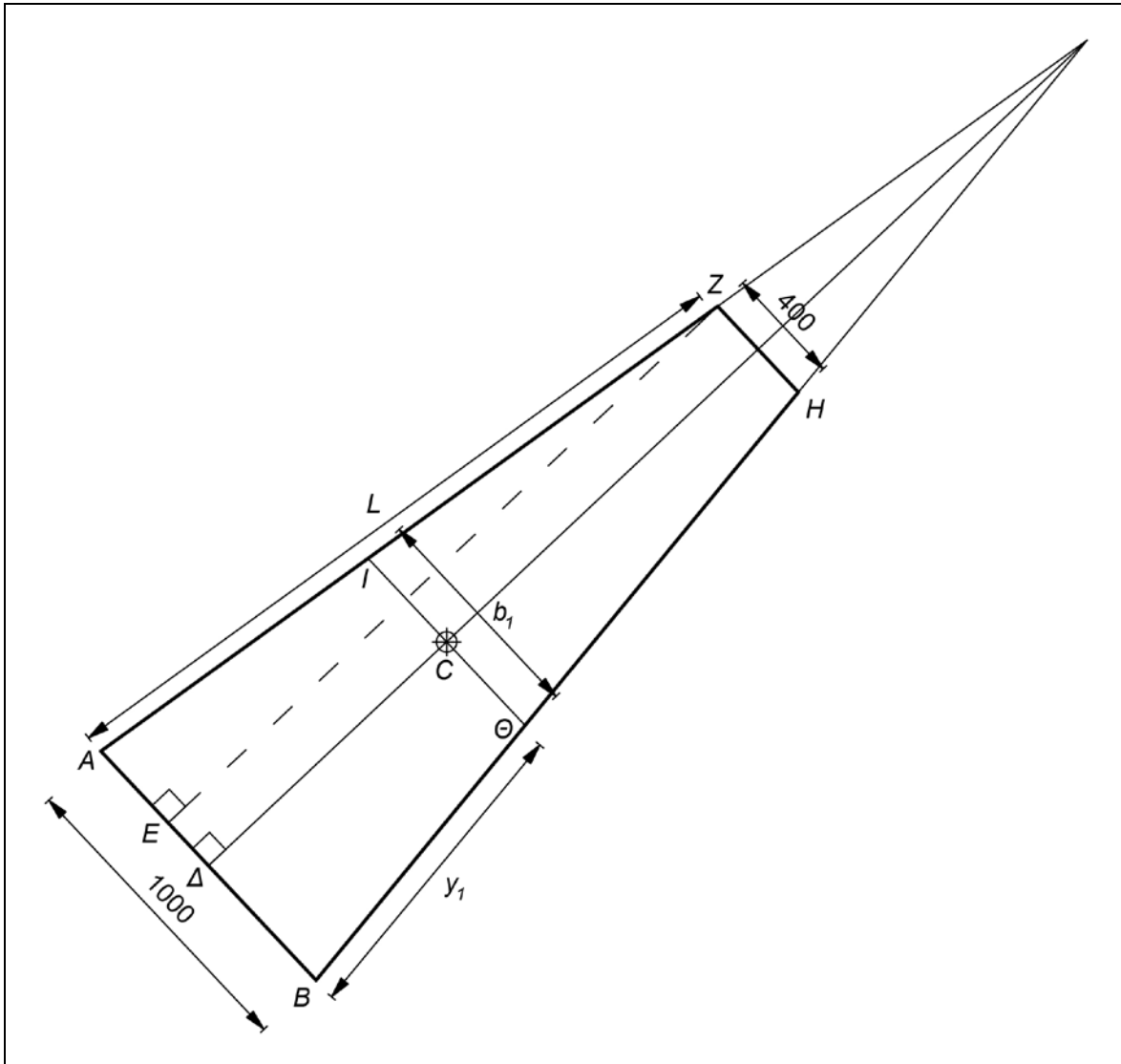
Τραπέζιο:  $A_2 = 10,5m^2$

Ορθογώνιο:  $A_3 = 6m^2$

Ορθογώνιο:  $A_4 = 6m^2$ .

Οπότε μπορούμε να υπολογίσουμε το κέντρο βάρους του πυλώνα συμφώνα με το παρακάτω τύπο:

$$y_c = \frac{A_1 * y_1 + A_2 * y_2 + A_3 * y_3 + A_4 * y_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4} = \frac{10,5m^2 * 6,43m^2 * 2 + 6m^2 * 7,5m^2 * 2}{33m^2} \Rightarrow y_c = 6,28m$$



**Σχήμα 4.4:** Κέντρο βάρους πυλώνα

Εκτός από το μήκος του κέντρου βάρους, πρέπει να υπολογίσουμε και το πλάτος καθώς θα μας χρειαστεί παρακάτω. Φέρνω την ΖΕ παράλληλη στην ΔΓ και δημιουργούνται τα όμοια τρίγωνα ΑΕΖ και ΑΔΓ.

$$AE = \frac{1.000}{2} - \frac{400}{2} = 300mm.$$

Από τα όμοια τρίγωνα ΑΕΖ και ΑΔΓ έχουμε:

$$\frac{\Delta\Gamma}{EZ} = \frac{A\Delta}{AE} \Rightarrow \frac{\Delta\Gamma}{L} = \frac{500}{300} \Rightarrow \Delta\Gamma = \frac{5}{3} * 1.500$$

$$\Delta\Gamma = 25m.$$



Πλάτος  $b_1$  στην θέση  $C$

$$k\theta = b_1$$

Από όμοια τρίγωνα  $K\Theta C$  και  $B\Gamma\Delta$  έχουμε:

$$\frac{\Theta C}{B\Delta} = \frac{\Gamma C}{\Gamma\Delta} \Rightarrow \Theta C = \frac{B\Delta * \Gamma C}{\Delta\Gamma} = \frac{B\Delta * (\Delta\Gamma - y_C)}{\Delta\Gamma} = \frac{500 * (25.000 - 6.820)}{25.000} \Rightarrow$$

$$\Theta C = 363,6 \text{ mm}$$

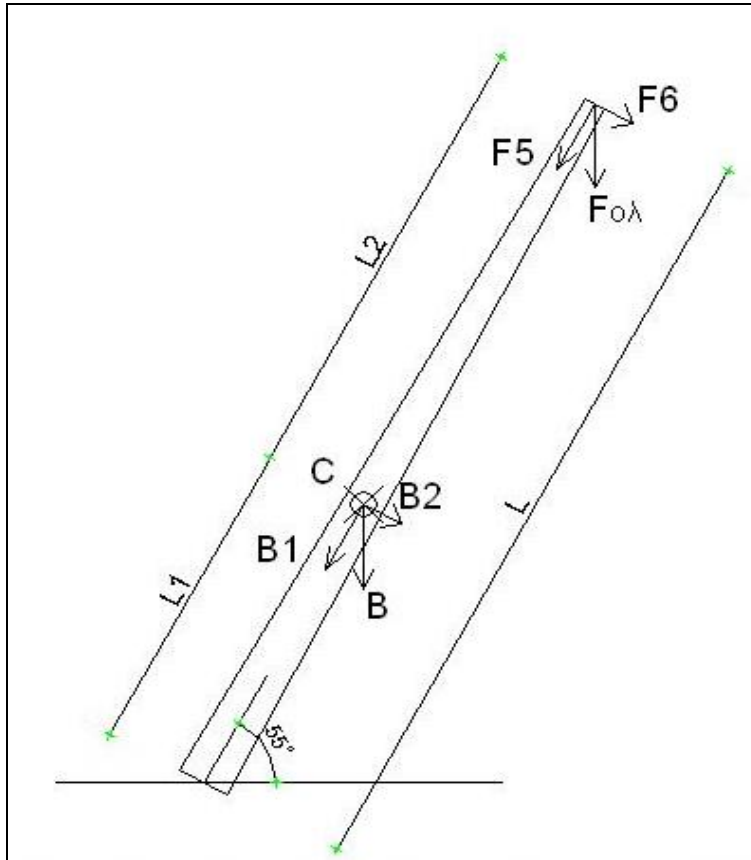
Και τέλος

$$b_1 = 2 * \Theta C = 2 * 363,6 = 727,2 \text{ mm} .$$

Άρα, το πλάτος στην θέση του κέντρου βάρους είναι  $b_1 = 72,7 \text{ cm}$ .

#### 4.8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΠΥΛΩΝΑ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

Σε αυτή την παράγραφο θα υπολογίσουμε τον λυγισμό του πυλώνα και θα ελέγξουμε την αντοχή του συνδυάζοντας θλίψη και κάμψη, κάτι το οποίο συμβαίνει στην περίπτωση μας. Έτσι θα υπολογίσουμε τον λυγισμό του πυλώνα για διαφόρους συνδυασμούς δυνάμεων και ροπών, δηλαδή με την δύναμη  $F_5$  και την ροπή της δύναμης  $F_6$  στην θέση εφαρμογής του κέντρου βάρους, δηλαδή για το μήκος του πυλώνα  $L_2$ , και επίσης τον λυγισμό του πυλώνα με δύναμη  $F_5 + B_1$  στην θέση έδρασης (πάκτωσης), δηλαδή για μήκος πυλώνα  $L$ . Οι δυνάμεις φαίνονται στο σχήμα 4.5.



**Σχήμα 4.5:** Λυγισμός του πυλώνα

$$F_{ολ} = F'_1 + F_2 + F'_3 + \frac{B'}{2} = 64KN + 51,3KN + 64KN + 2,56KN = 181,86KN \cong 182KN = 18,2ton$$

$$B = 8,7ton$$

$$F_5 = F_{ολ} * \cos 35^\circ = 18 * \cos 35^\circ = 14,9ton \cong 15ton$$

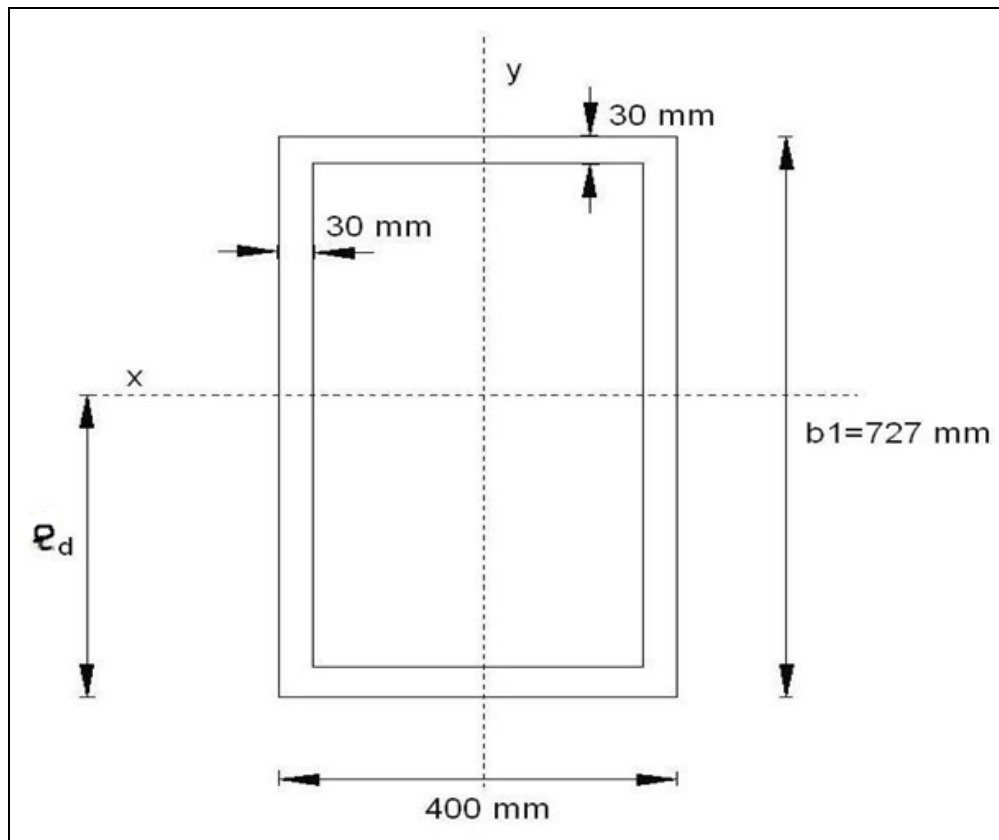
$$F_6 = F_{ολ} * \sin 35^\circ = 18 * \sin 35^\circ = 10,44ton \cong 10,5ton$$

$$B_1 = B * \cos 35^\circ = 8.7 * \cos 35^\circ = 7,1ton$$

$$B_2 = B * \sin 35^\circ = 8.7 * \sin 35^\circ = 5,0ton .$$

### Λυγισμός στο μήκος του πυλώνα L

Για να προχωρήσουμε στον λυγισμό, θα πρέπει πρώτα να υπολογίσουμε την ροπή αδρανείας διατομής στην θέση C. Από προηγούμενους υπολογισμούς έχουμε για το μήκος και πλάτος της διατομής στο κέντρο βάρους του πυλώνα στην θέση C



**Σχήμα 4.6:** Διαστάσεις διατομής πυλώνα στην θέση του κέντρου βάρους  $C$

Σύμφωνα με τον γενικό τύπο  $I_{\min} = \frac{bh^3}{12} - \frac{b'h'^3}{12}$  θα προχωρήσουμε στην περίπτωση μας κάνοντας αντικατάσταση.

$$I_x = \frac{40 \cdot 72,7^3}{12} - \frac{34 \cdot 66,7^3}{12} = 440.036 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{72,7 \cdot 40^3}{12} - \frac{66,7 \cdot 34^3}{12} = 169.269 \text{ cm}^4$$

Οπότε  $I_{\min} = 169.269 \text{ cm}^4$

Τώρα μπορούμε να προχωρήσουμε στον έλεγχο σε λυγισμό.

### Έλεγχος σε λυγισμό

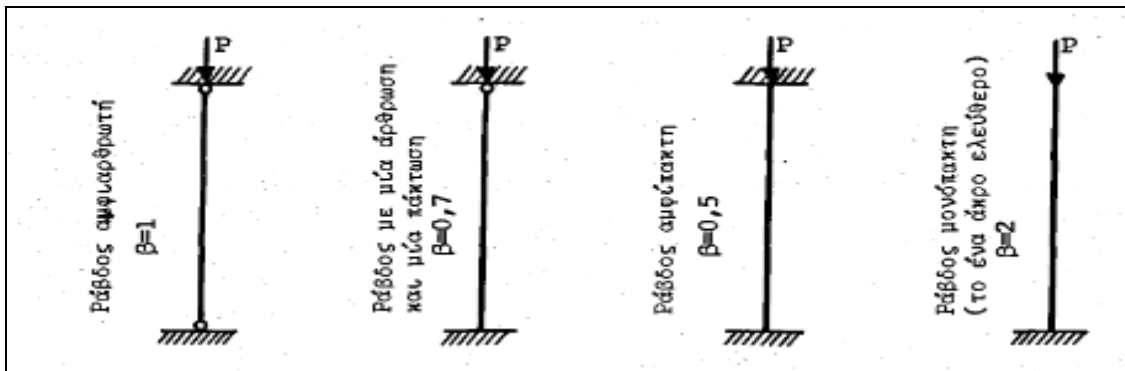
α) Έλεγχος κατά τον άξονα  $y-y$  με  $I_{\min}$  και μόνη δύναμη την  $F_5 + B_1$ , εξετάζοντας ολόκληρο το μήκος του πυλώνα.

Κατά τον άξονα  $y - y$  δεν ασκούνται εγκάρσιες δυνάμεις.

$$S_k = \beta * L = 2 * 15 = 30m = 3000cm$$

όπου:  $\beta = 2$ , συντελεστής σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα.

Επειδή η ροπή αδράνειας είναι μεταβαλλόμενη κατά μήκος του πυλώνα, για να απλοποιήσουμε τους υπολογισμούς θα θεωρήσουμε ότι η τιμή που θα πρέπει να τεθεί στον έλεγχο του λυγισμού είναι αυτή που υπολογίσαμε στο κέντρο βάρους του πυλώνα, ήτοι  $I_{min} = 169.269cm^4$ .



**Σχήμα 4.7:** Συντελεστής  $\beta$  για διάφορες περιπτώσεις στηρίξεως ράβδων [1]

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F}} = \sqrt{\frac{169.269cm^4}{40 * 72,7 - 34 * 66,7cm^2}} = \sqrt{\frac{169.269cm^4}{640,2cm^2}} = 16,26cm$$

$$\lambda = \frac{S_k}{i_{min}} = \frac{3.000cm}{16,26cm} = 184,5 \cong 185.$$

Οπότε τώρα μπορούμε να κάνουμε έλεγχο αντοχής σε λυγισμό σύμφωνα με τον τύπο:

$$\frac{\omega * (F_s + B_1)}{F} \leq \sigma_{επ\theta\lambda},$$

όπου:  $\omega = 8.67$ , συντελεστής λυγισμού σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

$\lambda$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	$\lambda$
20	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	20
30	1,11	1,12	1,12	1,13	1,14	1,15	1,15	1,16	1,17	1,18	30
40	1,19	1,19	1,20	1,21	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	40
50	1,28	1,30	1,31	1,32	1,33	1,35	1,36	1,37	1,39	1,40	50
60	1,41	1,43	1,44	1,46	1,48	1,49	1,51	1,53	1,54	1,56	60
70	1,58	1,60	1,62	1,64	1,66	1,68	1,70	1,72	1,74	1,77	70
80	1,79	1,81	1,83	1,86	1,88	1,91	1,93	1,95	1,98	2,01	80
90	2,05	2,10	2,14	2,19	2,24	2,29	2,33	2,38	2,43	2,48	90
100	2,53	2,58	2,64	2,69	2,74	2,79	2,85	2,90	2,95	3,01	100
110	3,06	3,12	3,18	3,23	3,29	3,35	3,41	3,47	3,53	3,59	110
120	3,65	3,71	3,77	3,83	3,89	3,96	4,02	4,09	4,15	4,22	120
130	4,28	4,35	4,41	4,48	4,55	4,62	4,69	4,75	4,82	4,89	130
140	4,96	5,04	5,11	5,18	5,25	5,33	5,40	5,47	5,55	5,62	140
150	5,70	5,78	5,85	5,93	6,01	6,09	6,16	6,24	6,32	6,40	150
160	6,48	6,57	6,65	6,73	6,81	6,90	6,98	7,06	7,15	7,23	160
170	7,32	7,41	7,49	7,58	7,67	7,76	7,85	7,94	8,03	8,12	170
180	8,21	8,30	8,39	8,48	8,58	8,67	8,76	8,86	8,95	9,05	180
190	9,14	9,24	9,34	9,44	9,53	9,63	9,73	9,83	9,93	10,03	190
200	10,13	10,23	10,34	10,44	10,54	10,65	10,75	10,85	10,96	11,06	200
210	11,17	11,28	11,38	11,49	11,60	11,71	11,82	11,93	12,04	12,15	210
220	12,26	12,37	12,48	12,60	12,71	12,82	12,94	13,05	13,17	13,28	220
230	13,40	13,52	13,63	13,75	13,87	13,99	14,11	14,23	14,35	14,47	230
240	14,59	14,71	14,83	14,96	15,08	15,20	15,33	15,45	15,58	15,71	240
250	15,83										250

Η πρώτη αριστερή στήλη (και η τελευταία δεξιά) δίνει τις δεκάδες του αριθμού  $\lambda$ , ενώ η πρώτη σειρά στο επάνω μέρος δίνει τις μονάδες αυτού. Παράδειγμα: Για  $\lambda=124$  διαβάζουμε στην σειρά 120 και στην στήλη 4 τον συντελεστή  $\omega=3,89$ .

**Πίνακας 4.6:** Συντελεστής λυγισμού  $\omega$  χαλύβδινων στύλων [1]

και  $\sigma_{\varepsilon\pi} = 2100 \text{ Kp} / \text{cm}^2$ , επιτρεπόμενη τάση σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

Α/Α	Είδος τάσης	Υλικό τεμαχίων					
		St 33		St 37		St 52	
		Περίπτωση φορτίσεως					
		H	HZ	H	HZ	H	HZ
1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Θλίψη από αξονική δύναμη.</li> <li>• Θλίψη από κάμψη όταν τα θλιβόμενα μέρη ενδέχεται να υποστούν λυγισμό, στρέβλωση ή κύρτωση.</li> </ul>	1100	1250	1400	1600	2100	2400
2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Εφελκυσμός από αξονική δύναμη.</li> <li>• Εφελκυσμός από κάμψη.</li> <li>• Θλίψη από κάμψη όταν δεν είναι δυνατή η πλαγία παρέκκλιση των θλιβομένων πελμάτων.</li> </ul>	1250	1400	1600	1800	2400	2700
3	• Διάτμηση κατά τον έλεγχο της μέσης τάσης της διατομής.	700	800	900	1050	1350	1550
4	• Διάτμηση κατά τον έλεγχο της ισοδύναμης τάσης της διατομής σε πολυαξονική εντακτική κατάσταση.	1425	1520	1800	1920	2700	2880
5	• Σύνθλιψη άντυγας <sup>(*)</sup> οπών κατά την ένωση ελασμάτων με συνήθεις κοχλίες.	2200	2500	2400	2700	-	-
6	• Σύνθλιψη άντυγας οπών κατά την ένωση ελασμάτων με ήλους ή εφαρμοσμένους κοχλίες.	2200	2500	2800	3200	4200	4800

**Πίνακας 4.7:** Επιτρεπόμενες τάσεις τεμαχίων κατασκευής σε  $Kp/cm^2$  [1]

Κάνοντας αντικατάσταση έχουμε:

$$\frac{\omega^*(F_5 + B_1)}{F} \leq \sigma_{\text{επ } \theta\lambda} \Rightarrow$$

$$\frac{8,67*(15\text{ton} + 7,1\text{ton})}{640,2\text{cm}^2} \leq 2,1\text{ton}/\text{cm}^2 \Rightarrow$$

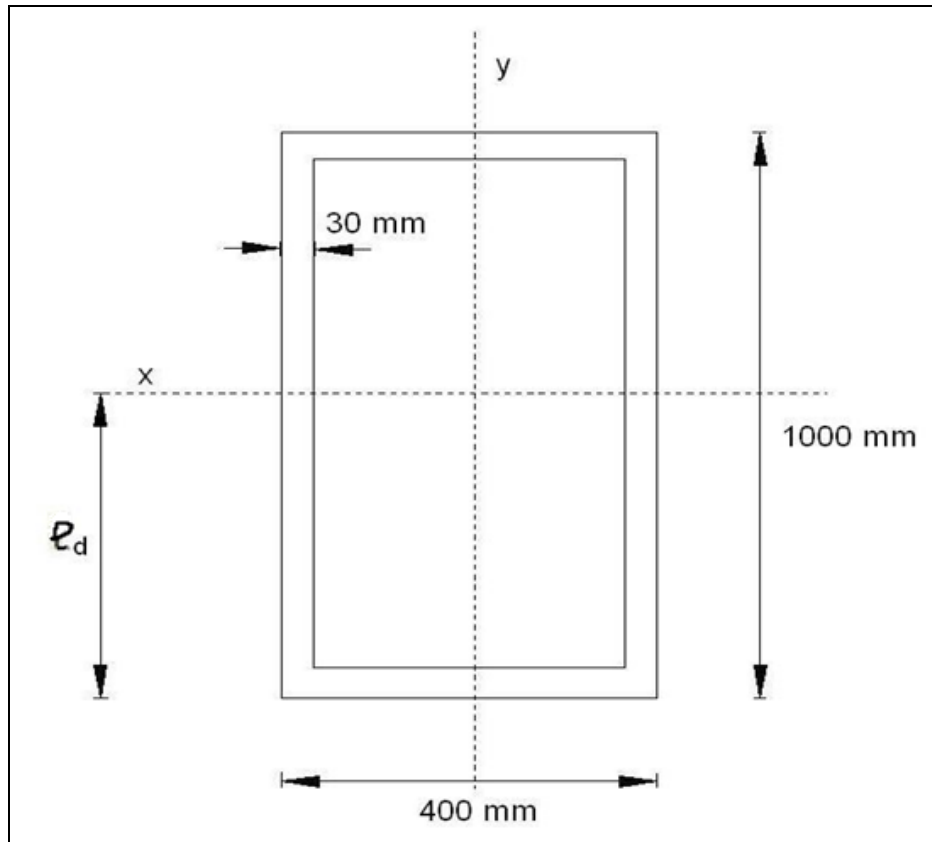
$$0,30\text{ton}/\text{cm}^2 < 2,1\text{ton}/\text{cm}^2$$

Οπότε αντέχει καθώς η σχέση ισχύει.

**β)** Έλεγχος λυγισμού με δύναμη  $F_5$  και την ροπή κάμψης λόγω της δύναμης  $F_6$ , θεωρώντας ότι ο πυλώνας δεν έχει βάρος και υπολογίζοντας τον λυγισμό με την μέγιστη ροπή στην βάση του πυλώνα.

$$M_{\text{max}} = F_6 * L = 10,5\text{ton} * 15\text{m} = 157,5\text{ton} * \text{m}$$

## Ροπή αντιστάσεως στην βάση του στύλου



**Σχήμα 4.8:** Άξονες  $x-x$  και  $y-y$  της διατομής του πυλώνα

$$W_d = \frac{I_{x-x}}{e_d} = \frac{980.012 \text{ cm}^4}{50 \text{ cm}} \Rightarrow W_d = 19.600 \text{ cm}^3.$$

Όπως και προηγουμένως έχουμε

$$F = 40 * 100 - 34 * 94 = 804 \text{ cm}^2$$

$$I_{x-x} = \frac{40 * 100^3 - 34 * 94^3}{12} = 980.012 \text{ cm}^4 \text{ στην βάση}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_{x-x}}{F}} = \sqrt{\frac{980.012 \text{ cm}^4}{804 \text{ cm}^2}} = 34,91 \text{ cm}$$

$$S_k = \beta * L = 2 * 15 * m = 30 \text{ m} = 3.000 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{S_k}{i_x} = \frac{3.000cm}{34,91cm} = 85,9 \cong 86$$

Άρα  $\omega = 1,93$  από τον πίνακα 4.6.

Έτσι, μπορούμε να προχωρήσουμε στην σχέση για να δούμε αν αντέχει την φόρτιση.

$$\frac{\omega * F_5}{F} + 0,9 \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{\varepsilon\pi \theta\lambda} \Leftrightarrow$$

$$\frac{1,93 * 15ton}{804cm^2} + 0,9 \frac{157,5ton * 100cm}{19.600cm^3} \leq 2,1ton / cm^2 \Leftrightarrow$$

$$0,036ton / cm^2 + 0,72ton / cm^2 \leq 2,1ton / cm^2 \Leftrightarrow$$

$$0,756ton / cm^2 < 2,1ton / cm^2 \text{ που ισχύει.}$$

Άρα, συμπεραίνουμε ότι ο πυλώνας μπορεί να αντέξει το λυγισμό.

γ) Έλεγχος σε λυγισμό στην θέση C με την δύναμη  $F_5$  και την ροπή κάμψης λόγω της δύναμης  $F_6$ , για μήκος πυλώνα  $L_2$ .

$$M = F_6 * L_2 = 10,5ton * (15m - 6,82m) = 85,89ton * m \cong 86ton * m$$

Ροπή αντιστάσεως στην θέση C κατά τον άξονα  $x-x$

$$W_d = \frac{I_{x-x}}{e_d} = \frac{400.036cm^4}{\frac{72,7}{2}cm} = 12,106cm^3 \quad e_d = 727m$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{F}} = \sqrt{\frac{440.036cm^3}{640,2cm^2}} = 26,22cm$$

$$S_k = \beta * L_2 = 2 * (15m - 6,82m) = 16,36m = 1.636cm$$

$$\lambda = \frac{S_k}{i_x} = \frac{1.636cm}{26,22cm} = 62,4 \cong 63$$

Άρα από τον πίνακα 4.6 έχουμε  $\omega = 1,46$ . Και σε αυτή την περίπτωση θα χρησιμοποιήσουμε την παρακάτω σχέση για να ελέγξουμε την αντοχή.



$$\frac{\omega * F_5}{F} + 0,9 \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{\varepsilon\pi\theta\lambda} \Leftrightarrow$$

$$\frac{1,46 * 15\text{ton}}{640,2\text{cm}^2} + 0,9 \frac{84,2\text{ton} * 100\text{cm}}{12.106\text{cm}^3} \leq 2,1\text{ton} / \text{cm}^2 \Leftrightarrow$$

$$0,035\text{ton} / \text{cm}^2 + 0,64\text{ton} / \text{cm}^2 \leq 2,1\text{ton} / \text{cm}^2 \Leftrightarrow$$

$$0,675\text{ton} / \text{cm}^2 < 2,1\text{ton} / \text{cm}^2 \text{ που ισχύει.}$$

Άρα αντέχει και σε αυτήν την περίπτωση.

**δ)** Έλεγχος σε λυγισμό στην βάση του πυλώνα με δύναμη  $F_5$  και βάρος  $B_1$  κατά τον άξονα  $y-y$ .

$$F_5 + B_1 = 15\text{ton} + 7,1\text{ton} = 22,1\text{ton}$$

$$S_k = \beta * L = 2 * 15\text{m} = 30\text{m} = 3.000\text{cm}$$

$$I_{\min} = \frac{100 * 40^3}{12} - \frac{94 * 34^3}{12} = 225.452\text{cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{F}} = \sqrt{\frac{225.452\text{cm}^4}{804\text{cm}^2}} = 16,75\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{S_k}{i_{\min}} = \frac{3.000\text{cm}}{16,75\text{cm}} = 179,1 \cong 180$$

Άρα και εδώ  $\omega = 8,21$  από τον πίνακα 4.6

$$\frac{\omega * (F_5 + B_1)}{F} \leq \sigma_{\varepsilon\pi\theta\lambda} \Leftrightarrow$$

$$\frac{8,21 * 22,1\text{ton}}{804\text{cm}^2} \leq 2,1\text{ton} / \text{cm}^2 \Leftrightarrow$$

$$0,225\text{ton} / \text{cm}^2 < 2,1\text{ton} / \text{cm}^2 \text{ που ισχύει.}$$

**ε)** Έλεγχος σε λυγισμό στην βάση του πυλώνα κατά τον άξονα  $x-x$  με δύναμη  $F_5$  και βάρος  $B_1$ , και ροπή κάμψης λόγω της δύναμης  $F_6$  και λόγω του βάρους  $B_2$ .

$$F_5 + B_1 = 15\text{ton} + 7,1\text{ton} = 25,1\text{ton}$$

$$M = F_6 * L + B_2 * L_1 = 10,5\text{ton} * 15\text{m} + 5\text{ton} * 6,82\text{m} = 157,5\text{ton} * \text{m} + 34,1\text{ton} * \text{m} = 191,6\text{ton} * \text{m}$$

$$W_d = \frac{I_{x-x}}{e_d} = \frac{980.012\text{cm}^4}{50\text{cm}} = 19.600\text{cm}^3$$

$$S_k = 2 * L = 2 * 15\text{m} = 30\text{m} = 3.000\text{cm}$$

Για την βάση γνωρίζουμε:

$$I_{x-x} = 980.012\text{cm}^4 \text{ και } F = 804\text{cm}^2$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_{x-x}}{F}} = \sqrt{\frac{980.012\text{cm}^4}{804\text{cm}^2}} = 34,91\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{S_k}{i} = \frac{3.000\text{cm}}{34,91\text{cm}} = 85,9 \cong 86.$$

Άρα, πάλι από τον πίνακα 4.6 έχουμε  $\omega = 1,93$

Οπότε προχωρούμε στον έλεγχο

$$\frac{\omega * (F_5 + B_1)}{F} + 0,9 \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{\varepsilon\pi \theta\lambda} \Leftrightarrow$$

$$\frac{1,93 * 22,1\text{ton}}{804\text{cm}^2} + \frac{0,9 * 191,6\text{ton} * 100\text{cm}}{19.600\text{cm}^3} \leq 2,1\text{ton} / \text{cm}^2 \Leftrightarrow$$

$$0,05\text{ton} / \text{cm}^2 + 0,88\text{ton} / \text{cm}^2 < 2,1\text{ton} / \text{cm}^2 \Leftrightarrow$$

$0,93\text{ton} / \text{cm}^2 < 2,1\text{ton} / \text{cm}^2$  που ισχύει, άρα αντέχει.

Έτσι, μπορούμε να συμπεράνουμε, ότι ο πυλώνας μας θα αντέξει σε όλες τις δυνατές φορτίσεις που θα δεχθεί, αλλά και στον συνδυασμό των φορτίσεων αυτών. Και τέλος, σύμφωνα με τα αποτελέσματα διαπιστώνουμε ότι έχει αρκετά μεγάλη αντοχή.

## 5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ

### 5.1 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

Σε αυτή την ενότητα θα ελέγξουμε αν συμπίπτουν οι τιμές των αντιδράσεων που υπολογίσαμε, με τις τιμές που θα μας δώσει το υπολογιστικό πρόγραμμα Engilab Beam 2DML Trial.

Αρχικά, θα δώσουμε στο πρόγραμμα, ως δεδομένα, τα στοιχεία του χάλυβα που χρησιμοποιήσαμε και τις κατάλληλες αποστάσεις ώστε να προχωρήσουμε στον υπολογισμό.

Γενικά δεδομένα						
Ομάδες E,A,I:	1	Κόμβοι με φορτία:	0			
Κόμβοι:	5	Στοιχεία με φορτία:	4			
Στοιχεία:	4	B.E. ανά κόμβο:	3 (πάντοτε)			
Δεσμευμένοι κόμβοι:	5	Βαθμοί ελευθερίας:	15			
Αναλυτικά στοιχεία: <input checked="" type="radio"/> Πίνακας <input type="radio"/> Δενδροδιάγραμμα						
Ομάδες	E	A	I			
1	210000000000	124	22930			
Κόμβοι	x	y	Δεσμεύσεις	Kx	Ky	Kz
1	0	0	xxo			
2	5	0	oxo			
3	10	0	oxo			
4	15	0	oxo			
5	20	0	oxo			
Στοιχεία	Κόμβος αρχής i	Κόμβος πέρας j	Τύπος	Ομάδα E,A,I		
1	1	2	P2	1		
2	2	3	P2	1		
3	3	4	P2	1		
4	4	5	P2	1		
Συνκ.	Κόμβος	Fx	Fy	M		
Ομοιόμ.	Στοιχείο	Fx	Fy			
1	1		11050			
2	2		11050			
3	3		11050			
4	4		11050			

**Πίνακας 5.1:** Γενικά δεδομένα και αναλυτικά στοιχεία της πεζογέφυρας


Οι μονάδες που χρησιμοποιεί το πρόγραμμα φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

<b>Στοιχεία Υπολογισμών</b>	<b>Μονάδες</b>
x, y, συντεταγμένες	m
E, μέτρο ελαστικότητας	Pa=N/m <sup>2</sup>
A, τέμνουσα διατομή	m <sup>2</sup>
I, ροπή αδράνειας	m <sup>4</sup>
F, δύναμη	N
M, ροπή	N*m
f, στοιχειώδες φορτίο	N/m
K <sub>x</sub> , K <sub>y</sub> , ελαστικές σταθερές	N/m
K <sub>z</sub> , ελαστική σταθερά	N/m(/RAD)

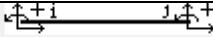
**Πίνακας 5.2:** Μονάδες των στοιχείων υπολογισμών

## 5.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

Συνεχίζοντας την εκτέλεση του προγράμματος παίρνουμε τα εξής αποτελέσματα:

Αντιδράσεις  (Θετική φορά: Καθολικοί άξονες)			
Κόμβος	Δύναμη F <sub>x</sub>	Δύναμη F <sub>y</sub>	Ροπή M
1	0	-21705,3571428571	
2		-63142,8571428571	
3		-51303,5714285714	
4		-63142,8571428571	
5		-21705,3571428571	

**Πίνακας 5.3:** Υπολογισμός Δυνάμεων από το πρόγραμμα

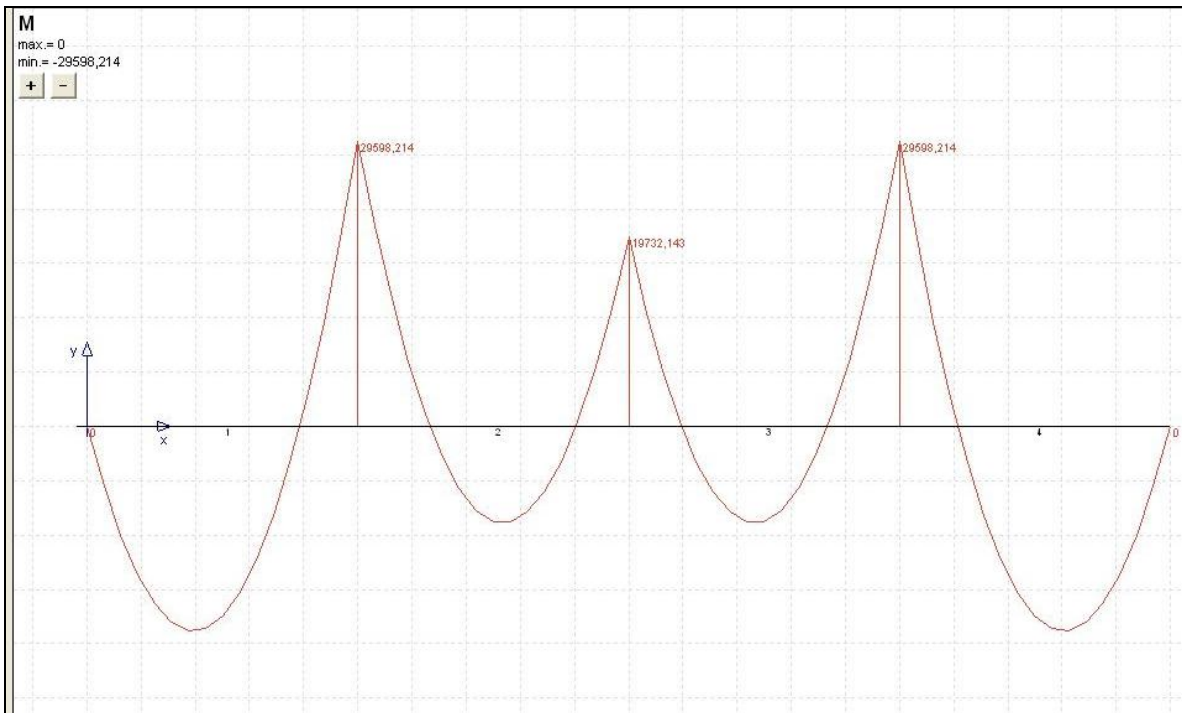
Εντατ. μεγέθη στοιχείων				
Θετική φορά: 				
Στοιχείο	i, j	Αξονική δύναμη	Τέμνουσα δύναμη	Ροπή
1	1	0	-21705,3571428571	0
	2	0	-33544,6428571429	29598,2142857143
2	2	0	-29598,2142857143	-29598,2142857143
	3	0	-25651,7857142857	19732,1428571429
3	3	0	-25651,7857142857	-19732,1428571429
	4	0	-29598,2142857143	29598,2142857143
4	4	0	-33544,6428571429	-29598,2142857143
	5	0	-21705,3571428571	3,63797880709171E-12

**Πίνακας 5.4:** Τιμές τέμνουσών δυνάμεων και ροπών από το πρόγραμμα

Όπως βλέπουμε και από τους υπολογισμούς, που μας δίνει το πρόγραμμα, οι τιμές συμπίπτουν με τις τιμές που υπολογίσαμε.

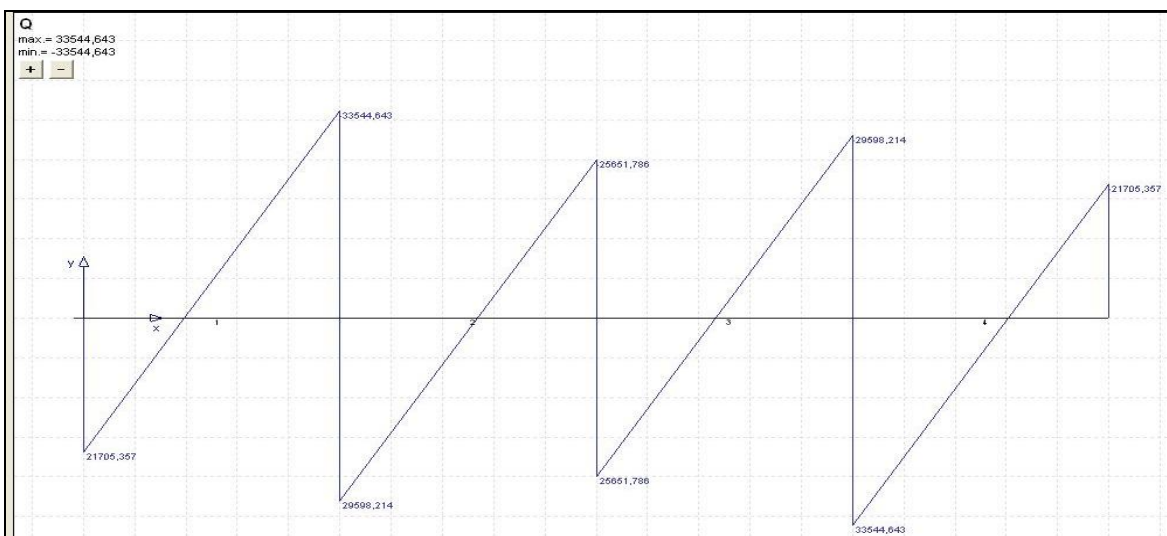
### 5.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ M, Q, ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

#### Διάγραμμα Ροπών



Πίνακας 5.5: Διάγραμμα M

#### Διάγραμμα Τεμνουσών Δυνάμεων



Πίνακας 5.6: Διάγραμμα Q

Μέσα από τα διαγράμματα μπορούμε να δούμε σε ποία σημεία της δοκού έχουμε μέγιστες και ελάχιστες φορτίσεις, δηλαδή το που καταπονείται περισσότερο η πεζογέφυρα. Και σε αυτή την περίπτωση οι τιμές μας συμπίπτουν, οπότε μπορούμε να συμπεράνουμε ότι οι θεωρητικοί υπολογισμοί που πραγματοποιήσαμε παραπάνω είναι σωστοί.

## 5.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σύμφωνα με τους υπολογισμούς που πήραμε από το πρόγραμμα είδαμε ότι οι τιμές μας συμπίπτουν με τις θεωρητικές τιμές. Έτσι, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι η πεζογέφυρα μπορεί πράγματι να αντέξει τις φορτίσεις. Παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας συγκρίσεων των υπολογισμών του προγράμματος και των θεωρητικών υπολογισμών που έγιναν στα προηγούμενα κεφάλαια.

	ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ	ΘΕΩΡΗΤΙΚΟΙ
$R_1 = R_2$	21,705 KN	21 KN
$F_1'$	63,142 KN	64 KN
$F_1''$	33,544 KN	33,5 KN
$F_2$	51,303 KN	51,3 KN
$F_1$	71,499 KN	71,5 KN
$M_{\max}$	33,125 KN*m	29,598 KN*m
$Q_{\max}$	34,25 KN	33,54 KN

**Πίνακας 5.7:** Σύγκριση των υπολογισμών δυνάμεων και ροπών κάμψης

Οι μικροδιαφορές που έχουμε στους υπολογισμούς οφείλονται κυρίως στις στρογγυλοποιήσεις που πραγματοποιήσαμε ώστε να διευκολυνθούμε με τους υπολογισμούς. Η μόνη διαφορά που είναι σχετικά μεγάλη είναι αυτή της ροπής, η οποία αν και μας προβληματίζει, δεν επιφέρει σημαντικά προβλήματα καθώς σύμφωνα με τους υπολογισμούς έχουμε αρκετά μεγάλο συντελεστή ασφάλειας σε πιθανότητα που φτάσει στην μέγιστη τιμή τους.

Έτσι, βάσει των παραδοχών, των στατικών υπολογισμών και των ελέγχων αντοχής που πραγματοποιήσαμε, καταλήξαμε ότι η δοκός  $IPB_c320$  είναι κατάλληλη για την χρησιμοποίηση της, ως κύρια δοκό κατασκευής της πεζογέφυρας, που εξετάζουμε. Η δοκός ελέγχθηκε επιτυχώς σε όλους τους απαιτούμενους ελέγχους, θεωρητικά και μέσω προγράμματος. Είμαστε βέβαιοι και ασφαλείς ότι δεν θα υπάρξει καμία κατασκευαστική αστοχία, συμφώνα πάντα με τις φορτίσεις που έχουμε υπολογίσει.

Επαληθεύοντας και τους θεωρητικούς υπολογισμούς, συμπεραίνουμε ότι η πεζογέφυρα θα αντέξει σε κάθε δυνατή φόρτιση. Επίσης, ελέγχθηκαν με την σειρά τους και τα υπόλοιπα στοιχεία της κατασκευής, όπως τα συρματόσχοινα που κρατούν το κατάστρωμα και οι πυλώνες.

Παρακάτω παρουσιάζεται ο συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων.

A/A	Έλεγχος	Ελέγχθηκε
1	Θλίψη κύριας δοκού	Επιτυχώς
2	Λυγισμός κύριας δοκού	Επιτυχώς
3	Κάμψη κύριας δοκού	Επιτυχώς
4	Διάτμηση κύριας δοκού	Επιτυχώς
5	Αντοχή συρματόσχοινων	Επιτυχώς
6	Λυγισμός πυλώνα	Επιτυχώς

**Πίνακας 5.8:** Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Ανδρέα Χρ. Γιαννόπουλου, *Μεταλλικές Κατασκευές*, Εκδόσεις ΙΩΝ, 2005.
- [2] Αντώνης Δ. Κωστέας, *Σιδηραί Γέφυραι*, Έκδοση VI, Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδος, Αθήνα 1978, [3-7, 8-35, 48-54, 65-67, 76-79, 140-141, 171-178, 263-270, 276-294]
- [3] Α. Γ. Πρελορέτζος, *Υπολογισμός Κατασκευών*, Εκδόσεις ΙΩΝ, 2001 [21-23]
- [4] Βούλγαρης, *Τεχνολογία και Εργαστήρια Συγκολλήσεων και Μεταλλικών κατασκευών*, Εκδόσεις ΙΩΝ, 2004, [14-19, 54]
- [5] Γεώργιος Γ. Πενέλης, *Μαθήματα Σιδηροπαγούς Σκυροδέματος*, Τόμος IV, Εκδόσεις ΖΗΤΗ, 1973, [35-47, 148, 155-156]
- [6] Ευάγγελος Ν. Μπιλιώριτσας, *Εργαστήριο Δοκιμών Έργων*, Εκδόσεις ΙΩΝ, [130-147]
- [7] Beer/Johnston, *Στατική Τεχνική Μηχανική*, Τόμος I, FOUNTAS, [255-258]
- [8] Στοιχεία Τεχνολογίας Παραγωγής,  
[medilab.pme.duth.gr/books/kefalαιο\\_5/5\\_3\\_sygoliseis.pdf](http://medilab.pme.duth.gr/books/kefalαιο_5/5_3_sygoliseis.pdf), [1]



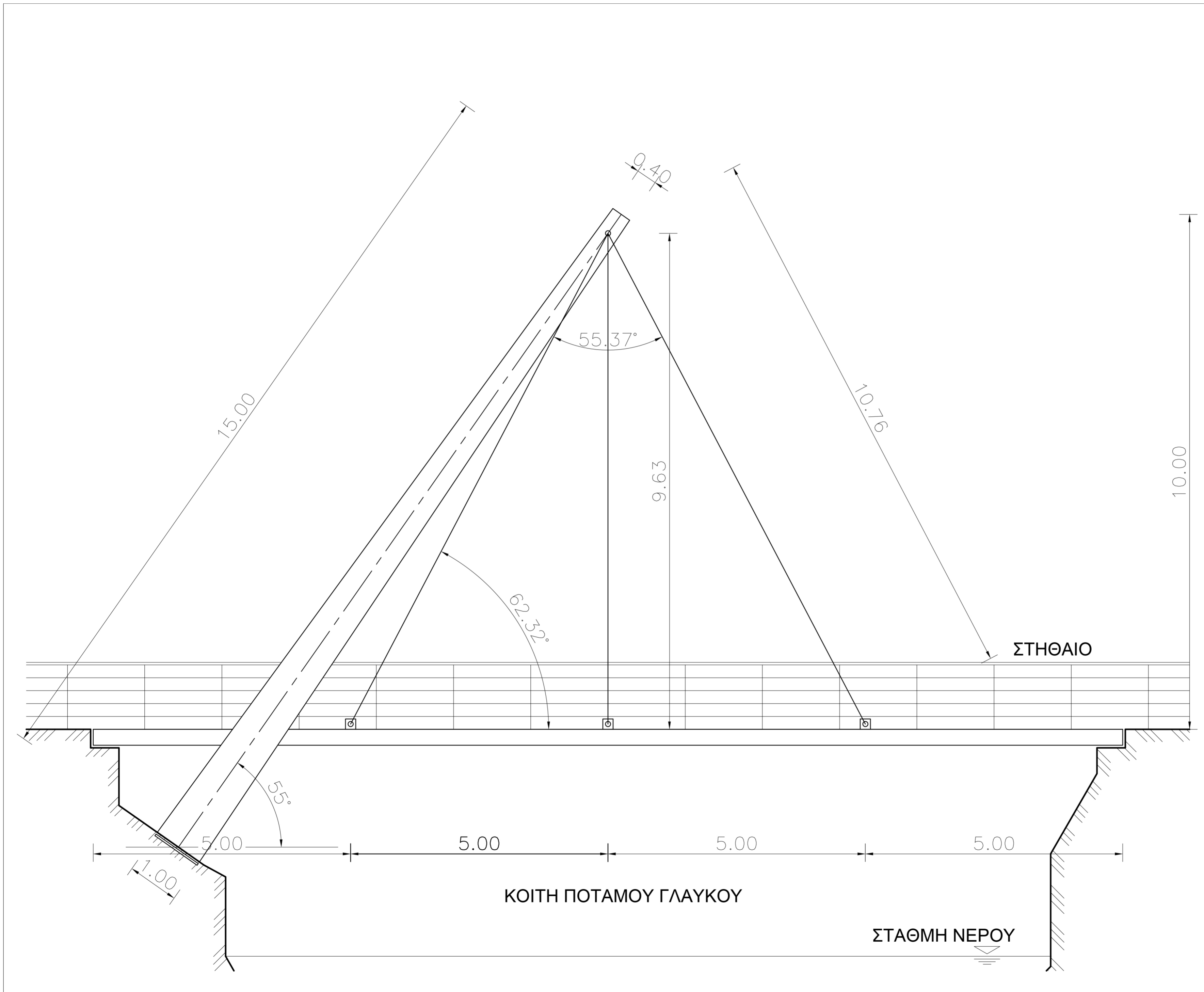
## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ**

**Σχέδιο 1** – Πλάγια όψη γέφυρας

**Σχέδιο 2** – Πρόοψη γέφυρας

**Σχέδιο 3.1** – Στηρίξεις γέφυρας

**Σχέδιο 3.2** – Στηρίξεις γέφυρας

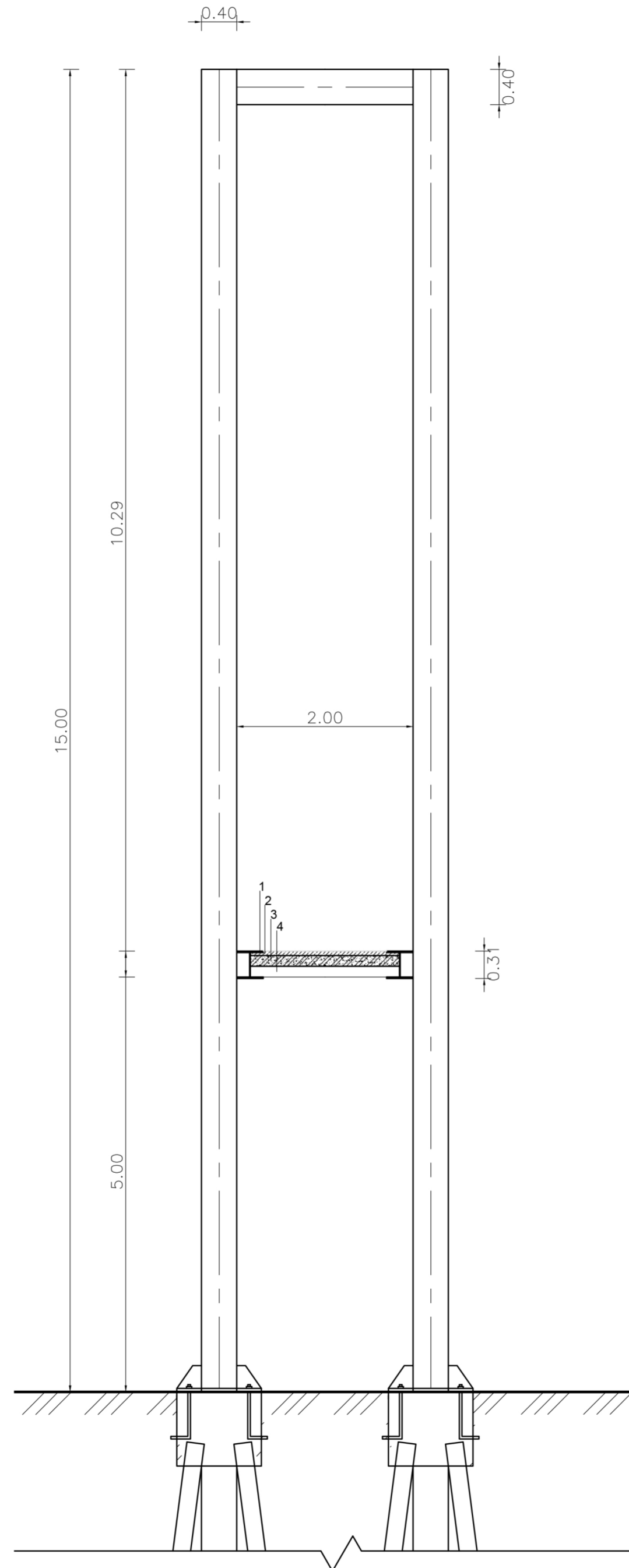


ΘΕΜΑ:  
 ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΗ  
 ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ ΣΤΟΝ  
 ΠΟΤΑΜΟ ΓΛΑΥΚΟ  
 ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ 20 m

ΣΧΕΔΙΟ:  
 ΠΛΑΓΙΑ ΟΨΗ  
 ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ  
 ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ 20 m

ΚΛΙΜΑΚΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:  
 1:50

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ:  
 ΝΙΑΟΥΡΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ  
 ΦΩΤΟΠΟΥΛΟΣ ΓΡΗΓΟΡΙΟΣ



1. IPBL 320
2. ΑΣΦΑΛΤΟΤΑΠΗΤΑΣ ΠΑΧΟΥΣ 50 mm
3. ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΠΑΧΟΥΣ 120 mm
4. ΙΡΕ 120

ΘΕΜΑ:

ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΗ  
ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ ΣΤΟΝ  
ΠΟΤΑΜΟ ΓΛΑΥΚΟ  
ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ 20 m

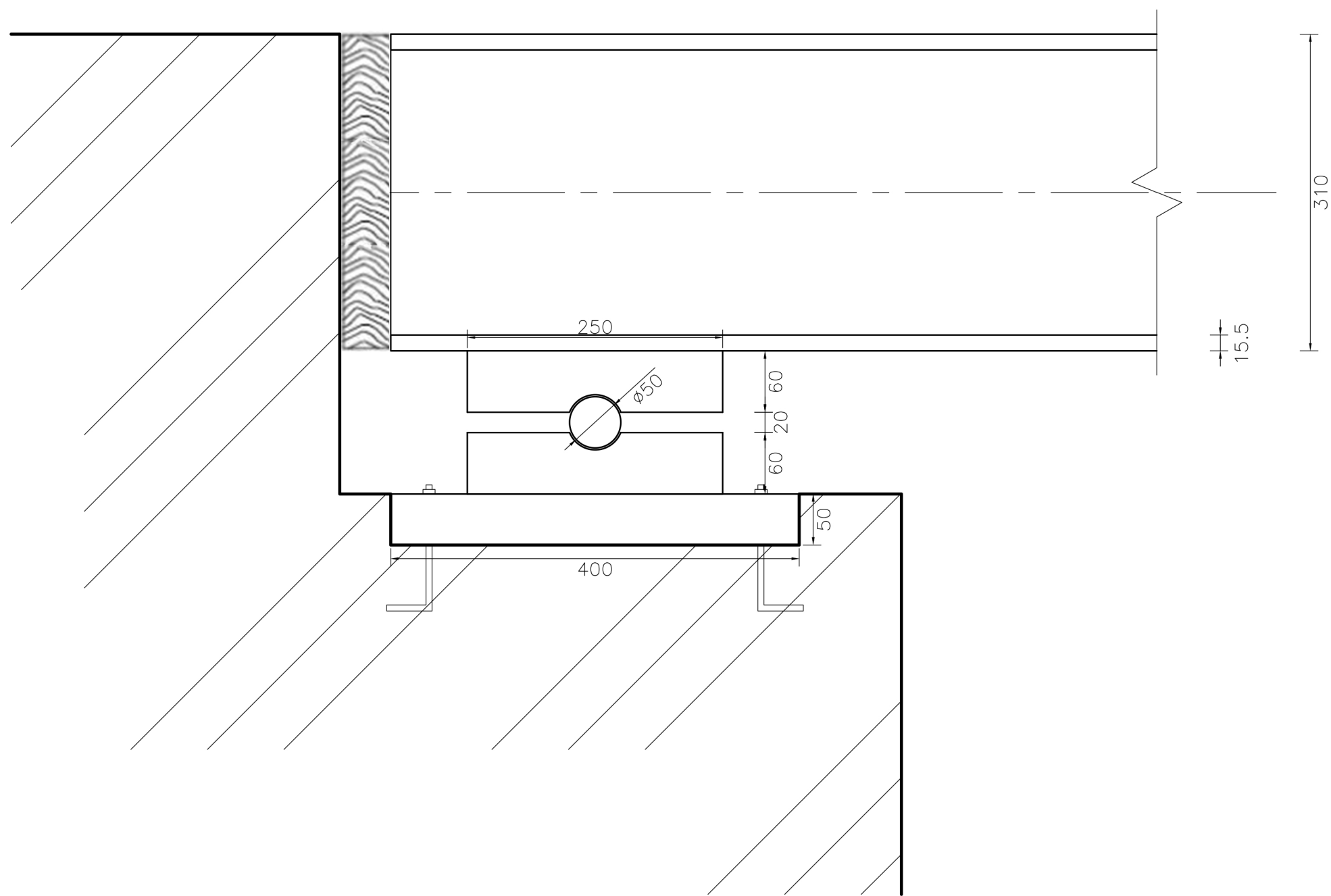
ΣΧΕΔΙΟ:

ΤΟΜΗ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ  
ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ 20 m

ΚΛΙΜΑΚΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:  
1:50

ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ:

ΝΙΑΟΥΡΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ  
ΦΩΤΟΠΟΥΛΟΣ ΓΡΗΓΟΡΙΟΣ



**ΘΕΜΑ:**

**ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΗ  
ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ ΣΤΟΝ  
ΠΟΤΑΜΟ ΓΛΑΥΚΟ  
ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ 20 m**

**ΣΧΕΔΙΟ:**

**ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ Α  
ΣΤΗΡΙΞΗ - ΑΡΘΡΩΣΗ**

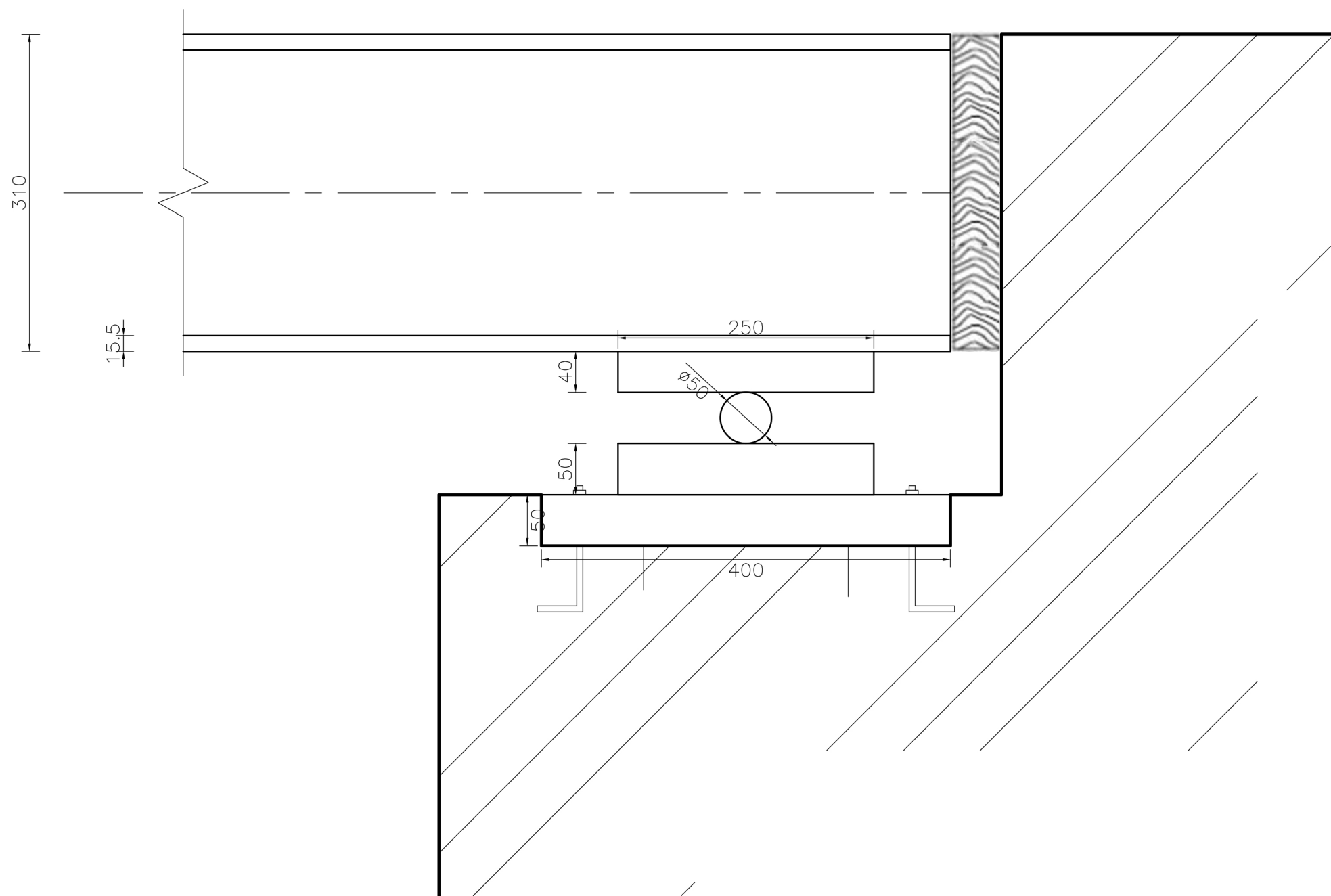
**ΚΛΙΜΑΚΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:**

**1:5**

**ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ:**

**ΝΙΑΟΥΡΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ**

**ΦΩΤΟΠΟΥΛΟΣ ΓΡΗΓΟΡΙΟΣ**



**ΘΕΜΑ:**

**ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΗ  
ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ ΣΤΟΝ  
ΠΟΤΑΜΟ ΓΛΑΥΚΟ  
ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ 20 m**

**ΣΧΕΔΙΟ:**

**ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ Β  
ΣΤΗΡΙΞΗ - ΚΥΛΙΣΗ**

**ΚΛΙΜΑΚΑ ΣΧΕΔΙΟΥ:**

**1:5**

**ΜΕΛΕΤΗΤΕΣ:**

**ΝΙΑΟΥΡΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ**

**ΦΩΤΟΠΟΥΛΟΣ ΓΡΗΓΟΡΙΟΣ**