

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ  
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ  
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ  
ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ  
ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ 24m**



Γέφυρα Ευρώτα στην περιοχή της Σκάλας

**ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ: ΔΙΑΜΑΝΤΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ  
ΜΟΥΓΚΟΓΙΑΝΝΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ ΑΝΔΡΕΑΣ  
ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ**

**ΜΑΡΤΙΟΣ 2014**

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Το παρόν τεύχος αποτελεί την Πτυχιακή μας Εργασία που εκπονήθηκε στο Τμήμα Μηχανολογίας του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Πάτρας και αναφέρεται στην μεθοδολογία υπολογισμού μιας Μεταλλικής Γέφυρας. Οι μεταλλικές γέφυρες είναι ο πιο διαδεδομένος τύπος γέφυρας στην Ελλάδα. Η μεθοδολογία υπολογισμού των διάφορων μεταλλικών μερών της γέφυρας βασίζεται στην μέθοδο των κόμβων. Οι συνδέσεις των μεταλλικών στοιχείων της γέφυρας γίνονται με εφαρμοσμένους κοχλίες.

Με την παρούσα πτυχιακή εργασία δίνεται η δυνατότητα στους σπουδαστές να έρθουν σε επαφή με την μελέτη των μεταλλικών κατασκευών σε πραγματικές συνθήκες και πέρα από τα πλαίσια των μαθημάτων που περιβάλλουν το θέμα αυτό.

Ως εκ τούτου θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον επιβλέποντα Καθηγητή μας κ. Γιαννόπουλο Ανδρέα, Αναπληρωτή Καθηγητή του τμήματος Μηχανολογίας, για την πολύτιμη και συνεχή υποστήριξη του κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της εργασίας μας.

Τέλος, ευχαριστούμε θερμά τις οικογένειες μας για την ηθική και οικονομική υποστήριξή τους.

ΔΙΑΜΑΝΤΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ  
ΜΟΥΓΚΟΓΙΑΝΝΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ  
Μάρτιος 2014

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Το παρούσα Πτυχιακή Εργασία που αναφέρεται στην μεθοδολογία υπολογισμού των μεταλλικών μερών καθώς και των συνδέσεων τους, μιας μεταλλικής γέφυρας. Η μεθοδολογία που επιλέγει είναι η ανάλυση των κόμβων που αποτελούν και τα σημεία ένωσης των μεταλλικών δοκών που στο σύνολο τους απαρτίζουν την μεταλλική γέφυρα. Σκοπός της εργασίας αυτής είναι η πλήρης ανάλυση των μεταλλικών μερών που απαρτίζουν μια τυπική μεταλλική γέφυρα και η επιλογή των σωστών υλικών που θα την απαρτίζουν. Αυτό γιατί σκοπός του μηχανικού δεν είναι μόνο να υπολογίζει την συμπεριφορά των υλικών που χρησιμοποιεί χωρίς να λαμβάνει υπόψη το κόστος τους. Σκοπός του είναι να έχει το επιθυμητό αποτέλεσμα και από την πλευρά της αντοχής και από την πλευρά της οικονομίας αλλά και από την πλευρά της αισθητικής.

Η εργασία χωρίζεται σε οκτώ κεφάλαια. Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του χάλυβα και η χρησιμότητά του στα δομικά έργα. Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται μια ιστορική αναφορά στα διάφορα είδη των μεταλλικών γεφυρών καθώς και μια παρουσίαση των κοινωνικό – οικονομικών αναγκών που εξυπηρετούν.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται πλήρης περιγραφή των δομικών μελών των μεταλλικών γεφυρών ενώ στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται μια παρουσίαση των κυριότερων γεφυρών και τα μέλη που τις αποτελούν μέσω φωτογραφιών και χαρακτηριστικών.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι καταπονήσεις, τα φορτία, οι φορτιστικές καταστάσεις και οι συνδυασμοί αυτών, με βάση τους οποίους γίνεται ο έλεγχος επάρκειας των διατομών μιας γέφυρας. Γίνεται ο διαχωρισμός στα μόνιμα, μεταβλητά, τυχηματικά και σεισμικά φορτία, που καταπονούν τις κατασκευές και παρουσιάζονται εκτενώς οι λεπτομέρειες, οι προδιαγραφές, οι συντελεστές και οι κανονισμοί για κάθε δράση, επί της κατασκευής.

Το τρίτο κεφάλαιο περιλαμβάνει τα 3 μοντέλα σε στάδιο προμελέτης. Αρχικά, διατυπώνονται οι ιδέες και οι λόγοι που οδήγησαν σε αυτό το σχεδιασμό. Περιγράφονται οι πιθανές λύσεις και τα μηχανικά χαρακτηριστικά, τα οποία προέκυψαν από σχέσεις γραμμικού τύπου για την δικτυωτή κάτω διαβάσεως, την τοξωτή και την καλωδιωτή περίπτωση αντίστοιχα. Γίνεται παρουσίαση, για τα βασικά μέλη της γέφυρας, των εντατικών μεγεθών, των βελών και των δυναμικών χαρακτηριστικών και τελικά γίνεται μια προσπάθεια σύγκρισης των αποτελεσμάτων με βάση τεχνικοοικονομικά κριτήρια.

Το έβδομο και όγδοο κεφάλαιο περιλαμβάνει την οριστική μελέτη του δικτυωτού μοντέλου, όπως αυτό προέκυψε από τους υπολογισμούς. Παρουσιάζονται οι οριστικές διατομές των μελών του και λεπτομέρειες σχετικά με της ράβδους και τους κοχλίες ένωσης τους. Η γέφυρα υπόκεινται και σε μη-γραμμική ανάλυση για να ληφθούν υπόψη φαινόμενα 2ας τάξεως, όπως επίσης και σε πρόσθετο έλεγχο δυσμενέστερης μορφής δυναμικής διέγερσης.

Τέλος, παρουσιάζονται συγκεφαλαιωτικά τα συμπεράσματα της εργασίας, τα εντατικά μεγέθη όλων των μελών και οι μετακινήσεις των κόμβων για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς αστοχίας. Με αυτόν τον τρόπο γίνεται αντιληπτή η αναγκαιότητα όλης της ανάλυσης που έγινε, αφού με αυτόν τον τρόπο αποφεύγετε η περίπτωση αστοχίας των μελών της γέφυρας που θα είχε σαν αποτέλεσμα την μερική έως και την ολική κατάρρευση της γέφυρας.

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1. ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....</b>	<b>1</b>
<b>2. ΥΛΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ – ΧΑΛΥΒΑΣ.....</b>	<b>2</b>
2.1 Ταξινόμηση και Χρήση Χαλύβων.....	2
2.2.Πλεονεκτήματα - Μειονεκτήματα Χάλυβα.....	4
2.2.1 Πλεονεκτήματα .....	4
2.2.2 Μειονεκτήματα .....	5
<b>3. ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ.....</b>	<b>5</b>
3.1 Γενικά .....	5
3.2 Μεταλλικές Γέφυρες ανά τον Κόσμο .....	6
3.2.1 Ορισμός της Γέφυρας .....	6
3.2.2 Ιστορική Αναδρομή .....	7
3.3.3 Κοινωνικές και οικονομικές ανάγκες που εξυπηρετούν οι γέφυρες .....	8
<b>4. ΔΟΜΙΚΑ ΜΕΛΗ ΓΕΦΥΡΩΝ.....</b>	<b>9</b>
4.1 Κατάστρωμα.....	9
4.2 Κύριες Δοκοί / Κύριοι φορείς.....	9
4.3 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	10
4.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	11
4.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	11
4.6 Εφέδρανα.....	12
4.7 Βάθρα.....	13
<b>5. ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΓΕΦΥΡΩΝ.....</b>	<b>14</b>
5.1 Καλωδιωτές γέφυρες.....	15
5.2 Δικτυωτές γέφυρες.....	16
5.3 Τοξωτές Γέφυρες.....	17
5.4 Πλωτές Γέφυρες.....	17
<b>6. ΚΑΤΑΠΟΝΙΣΕΙΣ.....</b>	<b>18</b>
6.1 Εισαγωγή.....	18
6.2 Φορτίσεις.....	20
6.2.1 Μόνιμα Φορτία.....	20
6.2.2 Κινητά φορτία.....	20
6.2.3 Δράσεις Ανέμου.....	21
6.2.4 Πίεση ταχύτητας Αιχμής.....	21
6.2.5 Συντελεστές δύναμης σε γέφυρες $C_f$ .....	24
6.2.6 Συντελεστής δύναμης ( $C_{f,x}$ ) κατά τη διεύθυνση $x$ .....	25

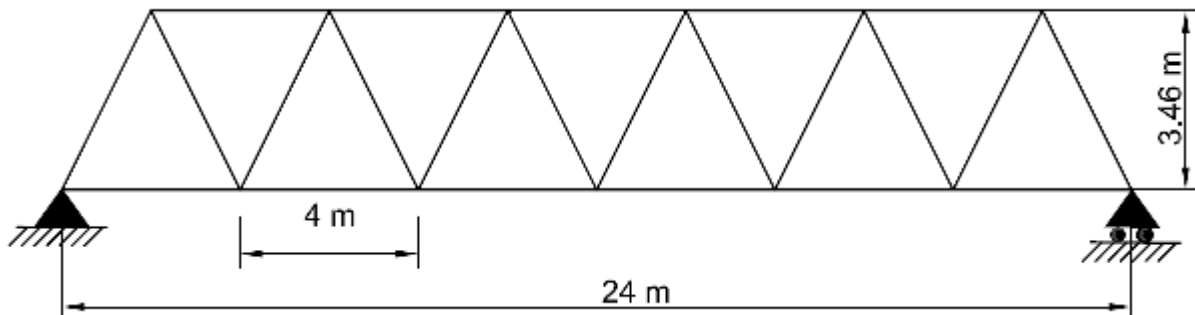
6.2.7 Συντελεστής δύναμης ( $C_{f,y}$ ) κατά τη διεύθυνση $y$ .....	26
6.2.8 Συντελεστής δύναμης ( $C_{f,z}$ ) κατά τη διεύθυνση $z$ .....	26
6.2.9 Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,i}$ .....	27
6.3 Θερμοκρασιακά φορτία.....	28
6.4 Σεισμικά φορτία.....	30
<b>7. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΚΑΙ ΚΟΜΒΟΙ</b> .....	<b>37</b>
7.1 Γενικά .....	37
7.2 Κατάταξη των συνδέσεων .....	39
7.3 Κατάταξη των κόμβων .....	40
<b>8. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ</b> .....	<b>42</b>
8.1 Υπολογισμός του φορτίου των μηκίδων.....	43
8.2 Μηκίδες.....	44
8.3 Διαδοκίδες.....	46
<b>9. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ</b> .....	<b>49</b>
9.1 Μέθοδος υπολογισμού δυνάμεων ράβδων.....	51
9.2 Κόμβος Α.....	52
9.3 Κόμβος Β.....	53
9.4 Κόμβος Γ.....	53
9.5 Τομή $T_1$ - $T_1$ .....	54
9.6 Κόμβος Δ.....	55
9.7 Κόμβος Ε.....	56
9.8 Επαλήθευση του $S_{10}$ με τομή Ritter $T_2$ - $T_2$ .....	57
9.9 Τομή Ritter $T_3$ - $T_3$ .....	57
9.10 Κόμβος Ζ.....	58
9.11 Έλεγχος σε θλίψη – λυγισμό της ράβδου.....	59
9.12 Έλεγχος σε θλίψη – λυγισμό της ράβδου $S_{12}$ .....	61
9.13 Έλεγχος σε θλίψη – λυγισμό της ράβδου $S_1$ .....	62
9.14 Έλεγχος σε εφελκυσμό της ράβδου $S_{10}$ .....	62
9.15 Έλεγχος σε εφελκυσμό της ράβδου $S_3$ .....	63
9.16 Υπολογισμός κοχλιώσεων .....	64
Α. Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών της ράβδου $S_4$ στον κόμβο Β.....	64
Β. Υπολογισμός του αριθμού των κοχλιών της ράβδου $S_4$ στον κόμβο Β.....	65
C. Υπολογισμός του αριθμού των κοχλιών της ράβδου $S_3$ στον κόμβο Β.....	67
D. Αριθμός κοχλιών της ράβδου $S_3$ στον κόμβο Β.....	67
E. Υπολογισμός κοχλιών της ράβδου $S_1$ στον κόμβο Β.....	68
F. Αριθμός κοχλιών της ράβδου $S_2$ στον κόμβο Α.....	68
G. Υπολογισμός κοχλιών της ράβδου $S_5$ στον κόμβο Γ.....	69
H. Αριθμός κοχλιών της ράβδου $S_6$ στον κόμβο Γ.....	70
I. Αριθμός κοχλιών της ράβδου $S_7$ στον κόμβο Δ.....	71
J. Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών της ράβδου $S_8$ στον κόμβο Δ.....	72
K. Αριθμός κοχλιών της ράβδου $S_8$ στον κόμβο Δ.....	72
L. Αριθμός κοχλιών της ράβδου $S_9$ στον κόμβο Ε.....	73
M. Αριθμός κοχλιών της ράβδου $S_{10}$ στον κόμβο Ε.....	74
N. Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών της ράβδου $S_{11}$ στον κόμβο Ζ.....	75

Ο. Αριθμός κοχλιών της ράβδου $S_{12}$ στον κόμβο Z.....	75
<b>10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....</b>	<b>76</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>77</b>
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ.....</b>	<b>79</b>

# 1. ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Αντικείμενο της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας αποτελεί η μελέτη και ο σχεδιασμός – διαστασιολόγηση μιας μεταλλικής γέφυρας. Η όλη μελέτη έγινε με βασικό κριτήριο το όσο το δυνατόν μικρότερο βάρος της γέφυρας, κάτι που έχει άμεσο αντίκτυπο τόσο στην οικονομικότητα όσο και στην καλαισθησία της. Για την μεταλλική γέφυρα επιλέγεται συνολικό άνοιγμα 24 m, προκειμένου να στηριχθεί κατάλληλα σε δύο διαδοχικά βάθρα. Το πλάτος του καταστρώματος επιλέγεται 6 m, έτσι ώστε να υπάρχει επαρκές πλάτος για την τοποθέτηση των φορέων και τη σύνδεσή τους με τις οριζόντιες δοκούς. Τέλος ο δικτυωτός φορέας υποδιαιρείται σε 6 ανοίγματα, με μήκος πλευράς 4m, τα οποία σχηματίζουν ισόπλευρα τρίγωνα με ύψος 3,46m (βλέπε Σχήμα 1.1).

Η έδραση της γέφυρας για τους υπολογισμούς θα είναι τύπου άρθρωσης – κύλισης. Τα φορτία που επελέγισαν να συμπεριληφθούν στους υπολογισμούς χωρίζονται σε δυο κατηγορίες. Η πρώτη κατηγορία περιλαμβάνει τα κινητά φορτία (η κατηγορία αυτή συνήθως περιλαμβάνει φορτηγά, αυτοκίνητα, ανθρώπους, χιόνι, άνεμο, σεισμό κτλ.) και η δεύτερη περιλαμβάνει τα μόνιμα φορτία (ίδιο βάρος δικτυώματος, οδόστρωμα κτλ.).



Σχήμα 1.1: Πλάγια όψη της προς μελέτη Μεταλλικής Γέφυρας.

Το υλικό που θα χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή των δικτυωμάτων των κύριων δοκών θα είναι St 52. Με το ίδιο υλικό θα κατασκευαστούν και οι διαδοκίδες της γέφυρας που συνδέουν μεταξύ τους τα δικτυώματα των κύριων δοκών. Για τις δοκούς που θα στηρίζουν το κατάστρωμα της γέφυρας (μηκίδες), θα χρησιμοποιηθεί υλικό St 37.

## 2. ΥΛΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ – ΧΑΛΥΒΑΣ

### 2.1 ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΚΑΙ ΧΡΗΣΗ ΧΑΛΥΒΩΝ

Οι χάλυβες μπορούν να καταταγούν σε κατηγορίες με βάση στοιχεία που αφορούν την χημική τους σύσταση, τον προορισμό τους και τέλος την χρήση τους.

- ∅ Ανάλογα με την χημική τους σύσταση διακρίνονται σε κοινούς ή ανθρακούχους και σε κραματωμένους.
- ∅ Ανάλογα με την περιεκτικότητα τους σε άνθρακα και της σκληρότητας τους διακρίνονται:
  1. Σε κοινούς ή ανθρακούχους χάλυβες (περιεκτικότητα άνθρακα έως 2,06%, μαγγανίου έως 1,65%, πυριτίου έως 0,6% και χαλκού έως 0,6%). Ουσιαστικά με βάση τον περιεχόμενο άνθρακα, οι κοινοί χάλυβες διακρίνονται στις εξής υποκατηγορίες:
    - χάλυβες χαμηλού άνθρακα ή μαλακοί χάλυβες ( $C < 0,30\%$ ),
    - χάλυβες μέτριου άνθρακα ( $0,30\% < C < 0,60\%$ ),
    - χάλυβες υψηλού άνθρακα ( $0,60\% < C < 1,00\%$ ), και
    - χάλυβες πολύ υψηλού άνθρακα ( $1,00\% < C < 2,00\%$ )[3].
  2. Κραματωμένοι χάλυβες, δηλαδή κράματα σιδήρου με άλλα μέταλλα σε σημαντική περιεκτικότητα. Τα στοιχεία προσμίξεων έχουν σκοπό να προσδίδουν στον χάλυβα, ως συνέπεια μεταβολών χημικής ή δομικής σύστασης, ιδιαίτερες ιδιότητες ή να βελτιώνουν της συνήθεις ιδιότητες του χάλυβα συχνά με την διευκόλυνση των θερμικών κατεργασιών. Τέτοιοι είναι οι ελαφρά κραματωμένοι χάλυβες ή χάλυβες χαμηλής κραμάτωσης, που περιέχουν συνήθως χρώμιο, μολυβδαίνιο, βανάδιο, νικέλιο κ.λπ. σε συνολικό ποσοστό που δεν ξεπερνά το 10 % κ.β., όπως π.χ. οι εργαλειοχάλυβες ( $0,7\% < C < 1,4\%$ ,  $Mn < 0,3\%$ ), και οι ισχυρά κραματωμένοι χάλυβες ή χάλυβες υψηλής κραμάτωσης, όπως οι ανοξειδωτοι χάλυβες ( $Cr > 10,5\%$ ), οι ταχυχάλυβες ( $C \sim 0,7\%$ ,  $Cr \sim 4,0\%$ ,  $5,0\% < Mo < 10\%$ ,  $1,5\% < W < 18,0\%$ ,  $0\% < Co < 8,0\%$ ), κ.λπ.
- ∅ Ανάλογα με τον τρόπο παραγωγής τους σε:
  - Χάλυβες Τόμας,
  - Χάλυβες Μαρτέν,
  - Χάλυβες Μπέσεμερ,
  - Χάλυβες ηλεκτροκαμινίου
- 3. *Χάλυβας χωνευτηρίου*. Η μέθοδος παραγωγής σε χωνευτήριο , ελάχιστα χρησιμοποιείται σήμερα εξαιτίας του υψηλού κόστους, παρά εφαρμόζεται μόνο για ορισμένους χάλυβες υψηλής ποιότητας ( ευγενείς χάλυβες, χάλυβες εργαλείων , ειδικοί χάλυβες).
- 4. *Ησυχασμένος Χάλυβας*. Η ησύχηση του χάλυβα επιτυγχάνεται με την προσθήκη αποξειδωτικών ( πυριτίου, αλουμινίου) στο λουτρό του τήγματος, προς αποφυγή παραγωγής φουσσαλιδών στην στερεοποιημένη μάζα.



5. *Αφρίζων χάλυβας*. Κατά κανόνα μικρής περιεκτικότητας σε άνθρακα, αποξειδώνεται ανεπαρκώς, ώστε να επιτραπεί ή έλκυση αερίων κατά την στερεοποίηση, τα οποία σχηματίζουν πολυάριθμες φυσαλλίδες, διάσπαρτες σε όλη την μάζα του πλινθώματος.
6. *Κονιομεταλλουργικός χάλυβας*. Παρασκευάζεται είτε με περιήτηση μίγματος κόνης σιδήρου και γραφίτη είτε με βαθιά ενανθράκωση μάζας κονιομεταλλουργικού σιδήρου.

∅ Σε ότι αφορά τον προορισμό τους οι χάλυβες διακρίνονται σε:

- *Χάλυβες διαμόρφωσης*. Αυτοί υφίστανται περαιτέρω μηχανική κατεργασία (έλαση, διέλαση).
- *Χυτοχάλυβες*. Παράγονται απευθείας με χύτευση υπό μορφή «χελωνών».

∅ Όσον αφορά τη χρήση οι χάλυβες διακρίνονται σε :

- *Χάλυβες κατασκευών*. Είναι χάλυβες με μικρά, σχετικά ποσοστά κραματικών στοιχείων (συνήθως Mn, Cr) και χρησιμοποιούνται σε πλήθος κατασκευών, όπως π.χ. λέβητες, μεταλλικοί σκελετοί, κ.λπ., αλλά και σε στοιχεία μηχανών, όπως π.χ. άξονες, διωστήρες, βαλβίδες, ελατήρια, κ.λπ.
- *Ανοξειδωτοι χάλυβες*. Είναι χάλυβες με μεγάλη περιεκτικότητα σε Cr (>13%) και χρησιμοποιούνται σε εφαρμογές, που απαιτείται υψηλή αντοχή σε διάβρωση, όπως π.χ. στη χημική βιομηχανία. Κατασκευές από ανοξειδωτο χάλυβα είναι σωλήνες, πτερωτές, δοχεία, εναλλάκτες θερμότητας, αντιδραστήρες και οτιδήποτε έρχεται σε επαφή με διαβρωτικό υγρό, καθώς επίσης σε ιατρικά εργαλεία (π.χ. χειρουργικά νυστέρια) και είδη οικιακής χρήσεως, όπως π.χ. είδη κουζίνας, μαχαιροπήρουνα, κ.λπ.
- *Εργαλειοχάλυβες*. Περιέχουν συνήθως μεγάλα ποσοστά κραματικών στοιχείων (W, Mo, Cr, V), τα οποία ευνοούν την αύξηση της σκληρότητας και της αντίστασης σε φθορά-τριβή. Χρησιμοποιούνται για την κατασκευή εργαλείων κοπής (κοπτικά τόρνου, φρέζας, πλάνης, κ.λπ.) ή διαμόρφωσης (μήτρες, έμβολα, καλούπια χύτευσης και διαμόρφωσης).
- *Χάλυβες ηλεκτρομαγνητικών εφαρμογών*. Χρησιμοποιούνται για την κατασκευή πυρήνων μετασχηματιστών ηλεκτρικών γεννητριών, μονίμων μαγνητών, κ.λπ..

Το ατσάλι είναι ένα από τα σημαντικότερα βιομηχανικά υλικά και οι χαλυβουργίες (εργοστάσια παραγωγής χάλυβα) ανήκουν στις «βαριές βιομηχανίες». Σε παλαιότερες εποχές, η βιομηχανική παραγωγή μιας χώρας αξιολογούνταν από την παραγωγή της σε χάλυβα. Μια από τις τρεις Ευρωπαϊκές Κοινότητες που ιδρύθηκαν το 1957 ήταν και η Ευρωπαϊκή Κοινότητα Άνθρακα και Χάλυβα.

## 2.2 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ- ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΧΑΛΥΒΑ

### 2.2.1 Πλεονεκτήματα

- Μεγάλη αντοχή ή μεγάλος λόγος αντοχής προς ίδιο βάρος. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την δημιουργία λεπτών διατομών , μείωση των ιδίων βαρών του φέροντα οργανισμού, οικονομία χώρου και υλικού, ζεύξη μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεση υποστύλωση κ.α.
- Ομογένεια υλικού: Τα χαρακτηριστικά του είναι σταθερά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού, γεγονός που εξασφαλίζει την ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης και των ελέγχων αντοχής.
- Μονιμότητα: Τα χαρακτηριστικά του είναι αμετάβλητα στο χρόνο, εφόσον δε παρέχεται η κατάλληλη συντήρηση, εξασφαλίζεται απεριόριστη διάρκεια ζωής της κατασκευής.
- Ελαστικότητα: Ο χάλυβας συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις, τα δε γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του προσδιορίζονται με μεγάλη ακρίβεια.
- Ολκιμότητα: Ορίζεται ως η ικανότητα του χάλυβα να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχεί. Έτσι, αν ένα τεμάχιο χάλυβα με μικρή περιεκτικότητα σε άνθρακα υποβάλλεται σε εφελκυσμό, επιμηκύνεται σημαντικά με ταυτόχρονη μείωση της διατομής του στο σημείο αστοχίας, πριν επέλθει ή τελική θραύση. Υλικό που δεν διαθέτει αυτή την ιδιότητα, χαρακτηρίζεται ως ψαθυρό και αν υποβληθεί π.χ. σε κρουστικό φορτίο, μπορεί να θραύσει. Η ολκιμότητα στο χάλυβα, επιτρέπει την ανάπτυξη τοπικής διαρροής σε σημεία όπου εμφανίζεται συγκέντρωση υψηλών τάσεων υπό τα φορτία σχεδιασμού, με αποτέλεσμα την ανακατανομή της έντασης και την πρόληψη πρόωρης αστοχίας. Επιπλέον εάν η κατασκευή υπερφορτιστεί, σε μεγάλες παραμορφώσεις λόγω της ολκιμότητας, είναι ορατές και μπορεί να οδηγήσουν στην πρόληψη της επερχόμενης αστοχίας.
- Η ταχύτητα εκτέλεσης.
- Βιομηχανικό κατά το μεγαλύτερο μέρος του προϊόν με ελεγχόμενη εκ τούτου ποιότητα.
- Το σχετικά μικρό βάρος των χαλύβδινων κατασκευών συνεπάγεται μικρότερες αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις. Σε συνδυασμό με την ικανότητα ανάπτυξης σημαντικών πλαστικών παραμορφώσεων και απορρόφησης εξ αυτού προ της αστοχίας σημαντικής ενέργειας, καθίσταται ο χάλυβας ιδανικό υλικό για αντισεισμικές κατασκευές.
- Ευχέρεια διάνοιξης οπών για την διέλευση καναλιών κλιματισμού και άλλων ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων.
- Δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης του (ως έχει ή μετά από ανάταξη).
- Ευκολία ενίσχυσης υπαρχουσών κατασκευών (με στόχο την αύξηση της φέρουσας ικανότητας).
- Ευκολία στην τυποποίηση και την προκατασκευή.

## 2.2.2 Μειονεκτήματα

- Ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες (οι θερμοκρασίες που αναπτύσσονται σε περίπτωση πυρκαγιάς, προκαλούν έντονη απομείωση αντοχής του χάλυβα) και ανάγκη λήψης μέτρων πυροπροστασίας.
- Ευαισθησία σε φαινόμενα αστάθειας, η οποία οδηγεί σε αναγκαία αύξηση του υλικού που θα χρησιμοποιηθεί σε θλιβόμενα στοιχεία, για την αποτροπή του φαινομένου του λυγισμού.
- Ευαισθησία έναντι κόπωσης (σε περίπτωση μεγάλου αριθμού κύκλων επαναλαμβανόμενης φόρτισης).

## 3. ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

### 3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Γέφυρα είναι μια κατασκευή που έχει σκοπό τη συνέχεια μιας γραμμής επικοινωνίας, όπως μιας οδού (οδική γέφυρα), ενός σιδηροδρόμου, μιας ροής πεζών ή ενός αγωγού, πάνω από ένα εμπόδιο. Τα συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι ποτάμια ή γενικότερα υδάτινες επιφάνειες, άλλοι συγκοινωνιακοί άξονες, τεχνητές υδάτινες ροές, εδαφικές ταπεινώσεις κτλ.

Η γέφυρα, σαν τεχνικό κατασκεύασμα, χρονολογείται από την αρχαιότητα. Ο άνθρωπος αναγκάστηκε να κατασκευάσει γέφυρες από τους προϊστορικούς ακόμα χρόνους. Έτσι, δεν είναι αφύσικο το γεγονός ότι οι κατασκευές γεφυρών συνδέθηκαν με θρύλους, θυσίες ή και ανθρωποθυσίες.

Οι Ρωμαίοι κατασκεύαζαν λίθινες γέφυρες χτιστές πάνω σε μεγάλα ποτάμια, (πέρα πολλές από αυτές σώζονται μέχρι σήμερα). Μερικές ρωμαϊκές γέφυρες είχαν στο κατάστρωμά τους πεζοδρόμια, αψίδες και διακοσμητικά αγάλματα. Στον Μεσαίωνα, οι γέφυρες είχαν και οχυρωμένους πύργους, τόσο για την προστασία τους όσο και για να χρησιμοποιούνται σαν φρούρια για την προστασία της γύρω περιοχής.

Τα υλικά δόμησης μέχρι τον 19<sup>ο</sup> αιώνα ήταν ξύλο και πέτρες. Το 1779 φτιάχτηκε η πρώτη γέφυρα από χυτοσίδηρο στην Αγγλία στον ποταμό Σέβερν (Severn) γνωστή και ως Ironbridge. Η βελτίωση στην επεξεργασία του χάλυβα έδωσε την δυνατότητα να αυξηθεί η αντοχή του σε εφελκυσμό και να κατασκευαστούν μεγάλες κρεμαστές γέφυρες. Η πρώτη σημαντική γέφυρα τέτοιου τύπου είναι η γέφυρα Menai που κατασκευάστηκε από τον Thomas Telford στην Ουαλία το 1826.

Στα τέλη του 19ου και στις αρχές του 20ου αιώνα, άρχισαν να κατασκευάζονται οι μεταλλικές γέφυρες, ενώ λίγο αργότερα χρησιμοποιήθηκε το μπετόν αρμέ. Η πρώτη μεταλλική γέφυρα που κατασκευάστηκε στην Ευρώπη είναι εκείνη που λέγεται Pond des Arts (Γέφυρα των Τεχνών) και βρίσκεται στο Παρίσι. Άλλοτε, για τις μεταλλικές γέφυρες χρησιμοποιούσαν το σίδηρο, ενώ σήμερα χρησιμοποιείται μόνο το ασάλι και σπανιότερα το αλουμίνιο.

Η ονομασία των γεφυρών συχνά συνδυάζεται με τοπωνυμία 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. Το τέλος του 18ου αιώνα σηματοδότησε την έναρξη χρήσης κραμάτων σιδήρου στην κατασκευή γεφυρών οπότε και αποτέλεσε την πλέον αξιοσημείωτη περίοδο της γεφυροποιίας.

## 3.2 ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ ΑΝΑ ΤΟΝ ΚΟΣΜΟ

### 3.2.1 Ορισμός της Γέφυρας

Γέφυρα ονομάζουμε το τεχνητό κατασκεύασμα που χρησιμοποιεί ο άνθρωπος για τη διάβαση του πάνω από κάποια φυσικά εμπόδια όπως ποτάμια ή γενικότερα υδάτινες επιφάνειες, έναν δρόμο, μία κοιλάδα κτλ.

Τα αρχικά υλικά κατασκευής ήταν ξύλο και πέτρες μέχρι τον 19<sup>ο</sup> αιώνα, ενώ το σχέδιο της γέφυρας ποικίλει ανάλογα με χρήση της γέφυρας, τη μορφολογία του εδάφους και φυσικά τους οικονομικούς πόρους του διαθέταν για να γίνει η κατασκευή.

Γενικά οι γέφυρες διακρίνονται:

- Ανάλογα με τη χρήση ή τον τύπο του φορέα , σε “οδικές”, “σιδηροδρομικές”, “πεζών”, “πεζών και ποδηλάτων”, κ.λπ.
- Ανάλογα με το υλικό κατασκευής σε “ξύλινες” (οι αρχαιότερες), “λίθινες” (αψιδωτές ή τοξωτές), “σχοινένιες”, “μεταλλικές”, “τσιμεντένιες” ή “σύμμικτες”.
- Ανάλογα με τον τρόπο έδρασης, ο οποίος είναι και ο σημαντικότερος όλων, σε “κινητές”, “σταθερές” και “σταθερώς εδρασμένες”.

Υπάρχει ποικιλία τύπων γεφυρών, αφού η κατάταξη μπορεί να γίνει βάσει των εξής επί μέρους χαρακτηριστικών:

1. Φύση γεφυρούμενου κωλύματος
2. Χρήση
3. Διατομή Καταστρώματος
4. Στατικό σύστημα
5. Μέθοδος Κατασκευής
6. Υλικό κατασκευής (σιδηρές, σύμμικτες κ.α)

Έτσι κάποιοι χαρακτηριστικοί τύποι γεφυρών είναι:

1. Κρεμαστή γέφυρα (Cable-stayed bridge).
2. Αρθρωτή γέφυρα (Cantilever bridge).
3. Καλωδιωτή γέφυρα.
4. Κινητή γέφυρα (Moveable bridge).
5. Πλωτήγέφυρα (Pontoon bridge).

ή σε σχέση με την χρήση τους:

1. οδικές
2. σιδηροδρομικές
3. πεζογέφυρες

Σε παρακάτω κεφάλαιο θα γίνει περιγραφή όλων των ανωτέρω κατηγοριών.

### 3.2.2 Ιστορική αναδρομή

- Ø 1776-1779, Σιδηρά οδική γέφυρα , από χυτοσίδηρο στον ποταμό Seven της Αγγλίας,
- Ø 1824, Σιδηρά σιδηροδρομική γέφυρα, από χυτοσίδηρο στη γραμμή Stockton-Darlington στην Αγγλία,
- Ø 1819-1826, κρεμαστή σιδηρά γέφυρα Menai στην Αγγλία,
- Ø 1846-1850, σιδηροδρομική γέφυρα Britannia , από πολτοπαγή σίδηρο στην Αγγλία,
- Ø 1851-1855, σιδηροδρομική γέφυρα απλής τροχιάς στο Dirschau της Γερμανίας,
- Ø 1863, οδογέφυρα Menangle στην Αυστραλία,
- Ø 1870, σιδηροδρομική γέφυρα Kymijsoki στη Φιλανδία,
- Ø 1870-1883, οδική γέφυρα του Brooklyn, ύστερα από μελέτη του J. Roebling επί του EastRiver στην Νέα Υόρκη,
- Ø 1880-1884, τοξωτή σιδηροδρομική γέφυρα Garabit κατασκευασμένη από τον Eiffel, στη Γαλλία,
- Ø 1883-1890, σιδηροδρομική γέφυρα Fifth of Forth, από ρευστοπαγή χάλυβα,
- Ø 1884, σιδηροδρομική γέφυρα Trisanna στην Αυστρία,
- Ø 1888, σιδηροδρομική γέφυρα Tenryu-Gawa στην Ιαπωνία,
- Ø 1889-1891, σιδηροδρομική γέφυρα, πλησίον προηγούμενης στο Dirschau της Γερμανίας, κατασκευασμένη από τον Schwedler,
- Ø 1917, οδοφόρος τοξωτή γέφυρα HellGate στην Νέα Υόρκη,
- Ø 1927-1931, κρεμαστή γέφυρα του G. Washington στην Νέα Υόρκη,
- Ø 1931, τοξωτή οδοφόρος γέφυρα Bayonne στον ποταμό KillVanKull στην Νέα Υόρκη,
- Ø 1932, τοξωτή σιδηροδρομική γέφυρα στο Σύδνεϋ της Αυστραλίας,
- Ø 1933-1937, κρεμαστή σιδηρά γέφυρα Golden Gate στο Σαν Φρανσίσκο,
- Ø 1955, τοξωτή γέφυρα Saikai στην Ιαπωνία,
- Ø 1955, Matsushima στην Ιαπωνία,
- Ø 1957, κρεμαστή γέφυρα με καμπύλα καλώδια Mackinac Straits στο Μίσιγκαν,
- Ø 1958, γέφυρα North αναρτημένη σε ευθύγραμμο καλώδια στο Ντίσελντορφ,
- Ø 1958, οδική γέφυρα New Orleans στον Μισισιπή των Ηνωμένων Πολιτειών Αμερικής,

- ∅ 1964, κρεμαστή γέφυρα με καμπύλα καλώδια Verrazano Narrows στην Νέα Υόρκη,
- ∅ 1966, κρεμαστή οδική γέφυρα με καλώδια Severn στο Ηνωμένο Βασίλειο,
- ∅ 1970-1977, τοξωτή γέφυρα Hoan στο Milwaukee των Η.Π.Α.,
- ∅ 1971, γέφυρα αναρτημένη σε ευθύγραμμο καλώδιο Mannheim στο Ρήνο,
- ∅ 1972, δικτυωτή γέφυρα Tonogawa στην Ιαπωνία,
- ∅ 1974, δικτυωτή γέφυρα Kuronoseto στην Ιαπωνία,
- ∅ 1974, Πλαισιωτή γέφυρα Sfalassa Gorge στην Καλαβρία της Ιταλίας,
- ∅ 1978, δικτυωτή γέφυρα Francis ScottKey στην Βαλτιμόρη των Ηνωμένων Πολιτειών Αμερικής,
- ∅ 1979, γέφυρα αναρτημένη σε ευθύγραμμο καλώδιο Flehe στο Ρήνο,
- ∅ 1980, Humber στην Αγγλία,
- ∅ 1982, τοξωτή γέφυρα NewRiverGorge στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής,
- ∅ 1982, τοξωτή γέφυρα Scwabelweis στον Δούναβη, Regensburg Fehmarnsund,
- ∅ 1982, τοξωτή γέφυρα Matoya στην Ιαπωνία,
- ∅ 1990, σιδηροδρομική γέφυρα Quebec στον ποταμό St. Lawrence του Καναδά,
- ∅ 1998, Πλαισιωτή γέφυρα Kinki στην Ιαπωνία,

### 3.2.3 Κοινωνικές και οικονομικές ανάγκες που εξυπηρετούν οι γέφυρες

Η προσφορά της γέφυρας είναι σημαντική γιατί εξυπηρετεί τις κοινωνικές ανάγκες του ανθρώπου. Ιδιαίτερα σε δύσβατες περιοχές, (σε περιοχές δηλαδή που παρεμβάλλονται ποτάμια, θαλάσσια κανάλια, κοιλάδες, μεγάλα οδικά δίκτυα κτλ.) καλύπτουν τις ανάγκες των κοινωνιών για επικοινωνία, διασκέδαση, ταξίδια, περίθαλψη κτλ. Μια γέφυρα επίσης εξασφαλίζει την γρήγορη και ασφαλή μεταφορά προϊόντων από τη μια περιοχή στην άλλη μιας χώρας αλλά και μεταξύ χωρών που πριν κατασκευαστεί μια γέφυρα η μεταφορά ήταν επίπονη χρονοβόρα και αντισυμβαλλόμενη. Από αυτό καταλαβαίνουμε ότι η κατασκευή μιας γέφυρας συμβάλλει θετικά στην οικονομική ανάπτυξη της εκάστοτε περιοχής.

## 4. ΔΟΜΙΚΑ ΜΕΛΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

### 4.1 ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ

Αποτελεί το δομικό στοιχείο, που δέχεται τα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία της γέφυρας και τα μεταβιβάζει στον κυρίως φορέα ή στις κύριες δοκούς. Αποτελείται από:

- Διαδοκίδες, οι οποίες είναι δοκοί τοποθετημένες εγκάρσια ως προς τον διαμήκη άξονα της γέφυρας, δηλαδή κάθετα στις κύριες δοκούς
- Μηκίδες, οι οποίες είναι τοποθετημένες παράλληλα προς τον διαμήκη άξονα της γέφυρας και τις κύριες δοκούς.

Συνήθως, τα καταστρώματα των γεφυρών αποτελούνται από εσχάρα μηκίδων και διαδοκίδων (βλέπε Σχήμα 2).



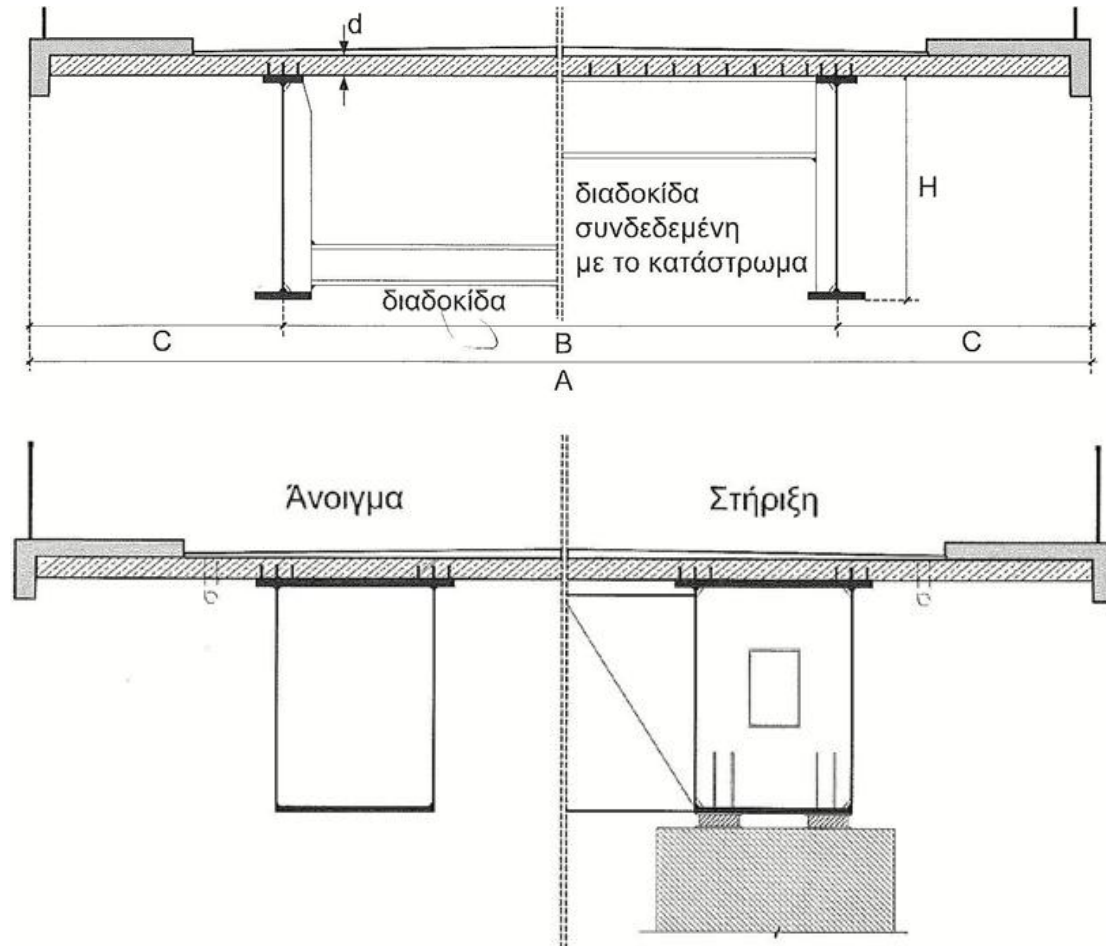
**Σχήμα 2:** Απεικόνιση Μηκίδων και Διαδοκίδων μεταλλικής γέφυρας.  
(πηγή: [www.google.gr](http://www.google.gr))

### 4.2 ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ / ΚΥΡΙΟΙ ΦΟΡΕΙΣ

Οι διατομές του φορέα μπορεί να είναι διατομής I, είτε πυκνά διατεταγμένες για μικρά ανοίγματα μήκους έως 30m, είτε δύο μόνο με άνισα πέλματα για κοιλαδογέφυρες, ανοίγματος μήκους 30 – 80 m. Επίσης, οι διατομές μπορεί να είναι

μορφής κιβωτίων ή ακόμα και καλωδίων αλλά και δικτυωτές, ολόσωμες, τοξωτές, κρεμαστές κ.α.

Οι κύριοι φορείς παραλαμβάνουν και μεταφέρουν στα βάθρα όλα τα φορτία της γέφυρας, μόνιμα και κινητά, μέσω των εφεδράνων.



**Σχήμα 3:** Τυπικές διατομές σύμμικτων γεφυρών: (άνω) Σιδηροδοκών I, (κάτω) Αεροστεγών μικρο-κιβωτίων.

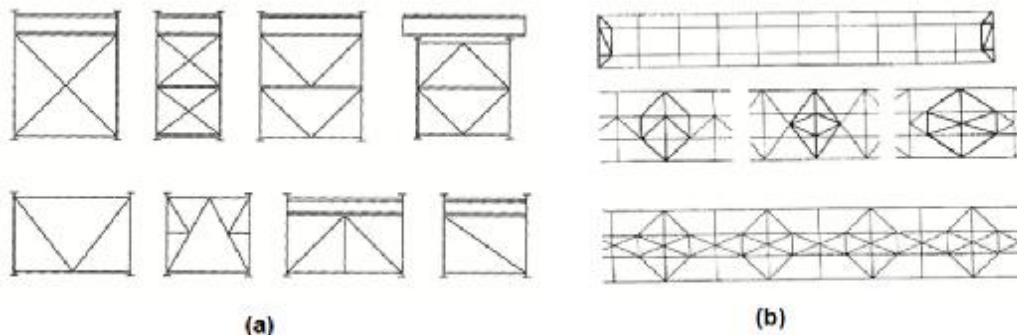
### 4.3 ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Είναι επίπεδοι φορείς μορφής δικτυώματος ή πλαισίου, οι οποίοι παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία, που δρουν επί της γέφυρας και συντελούν στην ευστάθεια του φορέα στο χώρο. Διακρίνονται στους κύριους (αντιανέμιος, εγκάρσιος) και δευτερεύοντες (μηκίδων και τροχοπέδησης). Στο σχήμα 3 παρουσιάζονται σχηματικά τα είδη των συνδέσμων. Γενικά οι οριζόντιοι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία και τα μεταφέρουν στους κατακόρυφους, από τους οποίους αυτά μεταβιβάζονται στη θεμελίωση. Ακόμα συντελούν σημαντικά στη φάση κατασκευής του έργου και κυρίως στην αποφυγή στρεμπτοκαμπτικού λυγισμού των δοκών.

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμεύουν κυρίως στην παραλαβή και μεταφορά στη θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα της γέφυρας. Συμβάλλουν επιπλέον στην εξασφάλιση της πλευρική ευστάθειας των



μελών των πλαισίων και αποτελούν κεντρικά στοιχεία της διαδικασίας ανέγερσης. Διακρίνονται σε οριζόντιους συνδέσμους που τοποθετούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων και σε κατακόρυφους συνδέσμους που τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων.



**Σχήμα 4:** Είδη συνδέσμων: (a) Εγκάρσιοι σύνδεσμοι, (b) Σύνδεσμοι Μηκίδων και τροχοπέδησης.

#### 4.4 ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντιανέμιοι σύνδεσμοι), διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων. Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

1. Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων.
2. Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων.
3. Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα.
4. Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά την διαδικασία ανέγερσης.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται συνήθως ανά πέντε έως επτά φατώματα.

#### 4.5 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Η παραλαβή των φορτίων από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στη θεμελίωση γίνεται μέσω δύσκαμπτων φατωμάτων που κατασκευάζονται μεταξύ υποστυλωμάτων σε επιλεγμένες θέσεις (κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας). Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων αυτών είναι οι εξής:

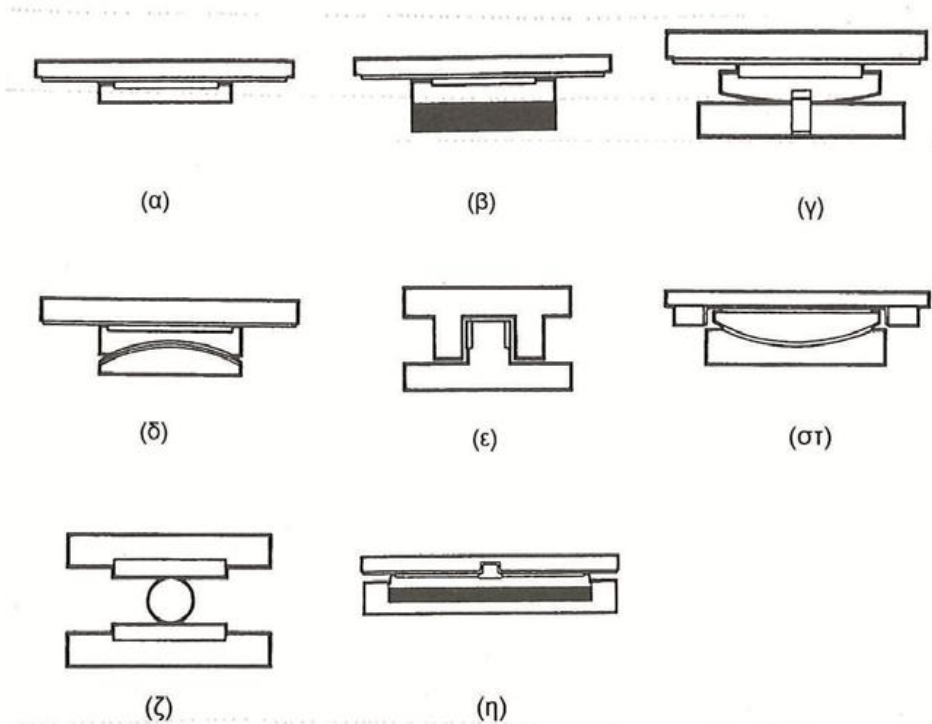
1. Η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου και η μεταφορά τους στη θεμελίωση.
2. Η παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.
3. Η παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά την διαδικασία ανέγερσης.

#### 4.6 ΕΦΕΔΡΑΝΑ

Είναι μηχανικά στοιχεία που τοποθετούνται στις θέσεις στήριξης των κύριων δοκών επί των βάθρων. Επιλέγονται με τέτοιον τρόπο, ώστε να μπορούν να μεταφέρουν όλες τις επιβαλλόμενες δυνάμεις. Επιπρόσθετα, τα εφέδρανα παρέχουν τη δυνατότητα σχετικών μετακινήσεων και στροφών, προκειμένου να περιγράφουν τις συνθήκες στήριξης της γέφυρας όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστικά.

Κατηγοριοποιούνται σε σταθερά και κινητά. Ορισμένες τυπικές μορφές, από αυτές που χρησιμοποιούνται σήμερα, είναι οι εξής:

- Εφέδρανα ολίσθησης: Ελεύθερα ή με πλευρική παρεμπόδιση, όχι στροφές, εύρος φορτίων 100 kN έως 2 MN, (Σχήμα 5α).
- Εφέδρανα ολίσθησης με ελαστομερή βάση: Ελεύθερα, μικρή δυνατότητα στροφής, εύρος φορτίων 50 kN έως 1 MN, (Σχήμα 5β).
- Εφέδρανα γραμμικής στήριξης: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, στροφή περί ένα άξονα, εύρος φορτίων 100 kN έως 8.5 MN, (Σχήμα 5γ).
- Σφαιρικά εφέδρανα: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, στροφή περί κάθε άξονα, εύρος φορτίων 500 kN έως 15 MN, (Σχήμα 5δ).
- Εφέδρανα ολίσθησης: Με ή χωρίς παρεμπόδιση, μόνο για οριζόντια φορτία, εύρος φορτίων 100 kN έως 1 MN, (Σχήμα 5ε).
- Σφαιρικά εφέδρανα: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, στροφή περί κάθε άξονα, εύρος φορτίων 500 kN έως 30 MN, (Σχήμα 5στ).
- Κυλινδρικά εφέδρανα: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, κύλιση και στροφή περί έναν άξονα, εύρος φορτίων 250 kN έως 12 kN, (Σχήμα 5ζ).
- Εφέδρανα με εγκιβωτισμένο ελαστομερές: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, ολίσθηση και στροφή περί έναν άξονα, εύρος φορτίων 500 kN έως 30 MN, (Σχήμα 5η).

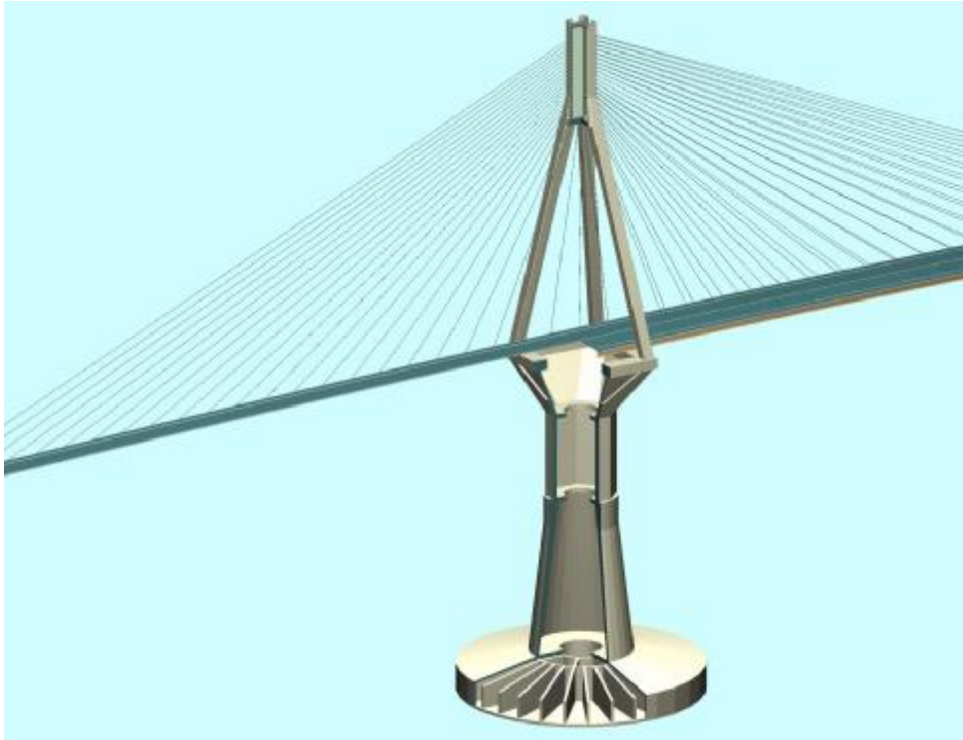


**Σχήμα 5:** Τυπικές μορφές εφεδράνων.

#### 4.7 ΒΑΘΡΑ

Αποτελούν τα σημεία στήριξης της γέφυρας και παραλαμβάνουν, μέσω των εφεδράνων, όλες τις δράσεις της ανωδομής. Συνήθως είναι κατασκευασμένα είτε από σκυρόδεμα (Σχήμα 4), είτε είναι μεταλλικές. Τα μεταλλικά βάθρα είναι συνήθως δικτυωτά και αποτελούνται από:

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



**Σχήμα 6:** Απεικόνιση ενός εκ των βάθρων της γέφυρας Ρίο – Αντίρριο.  
(πηγή: [www.google.gr](http://www.google.gr))

## 5. ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΓΕΦΥΡΩΝ

Οι γέφυρες διακρίνονται σε γενικά πλαίσια στις παρακάτω κατηγορίες:

∅ Ανάλογα με τη χρήση ή τον τύπο του φορέα, σε:

- οδικές,
- σιδηροδρομικές,
- πεζών,
- υδρογέφυρες κ.α.

∅ Ανάλογα με τη θέση τους σε:

- ακρόβαθρα και
- μεσόβαθρα.

Όπου τα ακρόβαθρα συνήθως παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των οριζόντιων φορτίων, ενώ τα μεσόβαθρα καταπονούνται κυρίως από τα κατακόρυφα φορτία.

∅ Ανάλογα με το υλικό κατασκευής σε:

- ξύλινες,
- λίθινες,
- σχοινένιες,

- μεταλλικές ή και
- σύμμικτες.

∅ Ανάλογα με τον τρόπο έδρασης τους που είναι και η σημαντικότερη κατάταξη τους σε:

- ∅ κινητές,
- ∅ σταθερές ή σταθερώς εδραζόμενες.

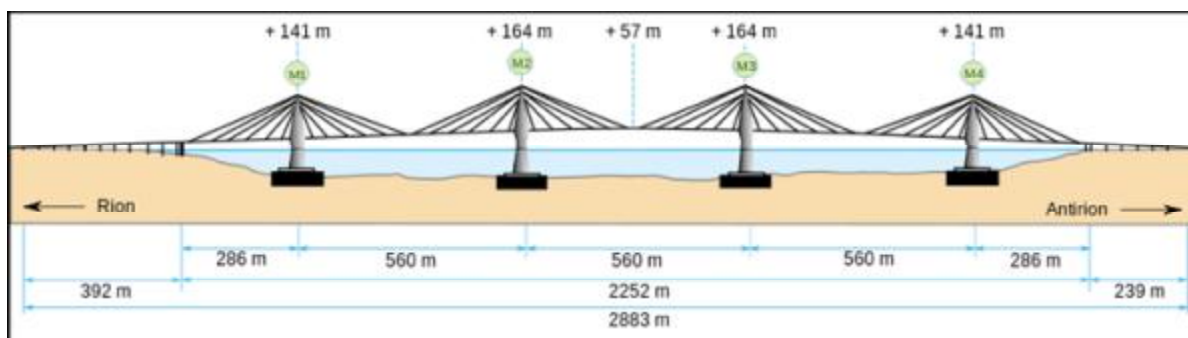
∅ Ανάλογα με το είδος στατικής λειτουργίας τους σε:

- δικτυωτές,
- τοξωτές,
- κρεμαστές,
- καλωδιωτές και
- συνδυασμούς αυτών.

Στην συνέχεια θα παρατεθούν γέφυρες που ξεχωρίζουν ανάλογα με την στατική του λειτουργία.

## 5.1 ΚΑΛΩΔΙΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Οι καλωδιωτές γέφυρες αποτελούνται από περισσότερους στύλους- πυλώνες, οι οποίοι στηρίζουν με καλώδια το οδόστρωμα. Η ιδέα προέρχεται από τις κρεμαστές γέφυρες. Σ' αυτόν τον τύπο γέφυρας, τα καλώδια ανάρτησης αναρτώνται κατευθείαν από το οδόστρωμα στους πυλώνες και έτσι δεν χρειάζονται τα δυο κύρια καλώδια και οι άκρες αντιστήριξης του προηγούμενου τύπου. Οι δυνάμεις και το βάρος του καταστρώματος μεταφέρονται μέσω των καλωδίων στους πύργους και στη συνέχεια στο έδαφος. Κλασικό παράδειγμα είναι η γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου που ενώνει την Πελοπόννησο με την Στερεά Ελλάδα, (Σχήμα 7).



**Σχήμα 7:** Τομή καλωδιωτής γέφυρας Ρίου Αντιρρίου.

(πηγή: [www.google.gr](http://www.google.gr))



**Σχήμα 8:** Φωτογραφία της γέφυρας Ρίου Αντιρρίου.  
(πηγή: [www.google.gr](http://www.google.gr))

## 5.2 ΔΙΚΤΥΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Ο τύπος αυτός είναι ο πιο συνηθισμένος για τον λόγο ότι η κατασκευή είναι σχετικά απλή. Είναι μάλιστα πολύ διαδεδομένος στο σιδηροδρομικό δίκτυο της Ελλάδας. Η περίπτωση που απεικονίζεται στο παρακάτω Σχήμα9 είναι δικτυωτή κάτω διάβασης.



**Σχήμα 9:** Η γέφυρα Firth of Forth στην Μ. Βρετανία.  
(πηγή: [www.google.gr](http://www.google.gr))



### 5.3 ΤΟΞΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Έχοντας μεγάλη χρήση από τα αρχαία χρόνια αυτό το είδος γέφυρας χρησιμοποιεί το τόξο ή την παραβολή κάποιες φορές, για να οδηγήσει τα κατακόρυφα φορτία στα άκρα του. Υπήρξε καθοριστική μηχανική ευρεσιτεχνία, ώστε να γίνονται ζεύξεις πάνω από ποτάμι ή φαράγγια, όπου ήταν αρκετά δύσκολη η κατασκευή μεσόβαθρων εντός της κοίτης των ποταμιών ή ακατόρθωτη στην περίπτωση φαραγγιών. Στην Ελλάδα η γέφυρες αυτού του τύπου συναντώνται σχεδόν σε όλη την επικράτεια. Ένα κλασικό παράδειγμα είναι η γέφυρα Νούτσου στον Βίκο που φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 10.



**Σχήμα 10:** Το γεφύρι Νούτσου ή Κόκορου πάνω από το Βίκο.  
(πηγή: [www.google.gr](http://www.google.gr))

### 5.4 ΠΛΩΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ

Οι γέφυρες αυτές είναι πολύ φτηνές και εύκολες στην κατασκευή τους, αν και δεν έχουν την σταθερότητα άλλων τύπων γεφυρών. Οι πλωτές γέφυρες σχηματίζονται από την παράθεση πλωτών μέσων που δένονται μεταξύ τους κατά τρόπο που να εξασφαλίζονται από σχετικές μετακινήσεις. Κατά αποστάσεις κάθε πλωτό μέσο αγκυρώνεται στον βυθό. Έτσι, όλη η κατασκευή παρουσιάζει μια επαρκή σταθερότητα. Επάνω στα πλωτά μέσα στηρίζεται το κατάστρωμα. Οι πλωτές γέφυρες έχουν κατά κανόνα προσωρινό χαρακτήρα. Υπάρχουν βέβαια και μόνιμες κατασκευές. Στην περίπτωση αυτή οι πλωτές γέφυρες διαθέτουν ένα τουλάχιστο κινητό τμήμα για τη διασφάλιση της ναυσιπλοΐας. Κλασικό παράδειγμα τέτοιας γέφυρας είναι η πλωτή γέφυρα στην Λευκάδα (Σχήμα 11).



**Σχήμα 11:** Η γέφυρα που ενώνει το νησί της Λευκάδας με την ηπειρωτική Ελλάδα.  
(πηγή: [www.google.gr](http://www.google.gr))

Οι παράγοντες που πρέπει να εξεταστούν προκειμένου να επιλεγεί το καταλληλότερο φέρον σύστημα για μία γέφυρα είναι:

- Ø Το τοπογραφικό ανάγλυφο
- Ø Τα γεωλογικά και εδαφομηχανικά στοιχεία
- Ø Η μέθοδος κατασκευής
- Ø Τα διατιθέμενα υλικά και η τεχνογνωσία
- Ø Η πρόοδος των υλικών ( υψηλότερες αντοχές σκυροδέματος, χάλυβα, νέα υλικά)
- Ø Με βάση όλα τα παραπάνω θα πρέπει να καθορίσουμε:
- Ø Το μήκος της γέφυρας
- Ø Τον αριθμό και το ύψος των μεσόβαθρων
- Ø Το ύψος του φορέα

## 6. ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΕΙΣ

### 6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι εξωτερικές καταπονήσεις που εφαρμόζονται στην κατασκευή της γέφυρας προκαλούν ορθές και διατμητικές τάσεις. Ορθές ονομάζονται οι τάσεις, που δρουν κάθετα στην επιφάνεια που φορτίζουν, ενώ διατμητικές είναι οι τάσεις που δρουν παράλληλα στην επιφάνεια φόρτισης. Ορθές τάσεις προκύπτουν, όταν στη διατομή εφαρμόζονται μεγέθη ορθής έντασης, όπως Αξονική Δύναμη ή Ροπή Κάμψης, ενώ



διατμητικές τάσεις προκύπτουν, όταν στη διατομή εφαρμόζονται Διατμητικά εντατικά μεγέθη, όπως Τέμνουσα Δύναμη ή Ροπή Στρέψης.

Ανάλογα με τη χρήση, τη μορφή και τη θέση του έργου, προσδιορίζονται οι τάσεις και με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς, εξασφαλίζεται η σωστή λειτουργία της κατασκευής. Οι φορτίσεις καθώς και οι συντελεστές ασφαλείας προκύπτουν από στατιστική ανάγνωση των αποκλίσεων των δυσμενέστερων καταστάσεων, που μπορεί να προκύψουν τόσο από πλευράς καταπονήσεων όσο και από πλευράς αντοχής των μελών.

Σκοπός όλης αυτής της διαδικασίας είναι η σωστή κατανομή όλων των φορτίων που δρουν στη γέφυρα. Οι κατηγορίες φορτίων αυτών χωρίζονται σε πέντε κατηγορίες:

### 1. Μόνιμα Φορτία ( G )

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να ενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου, όπως τα ίδια βάρη. Τα μόνιμα φορτία που δρουν στην κατασκευή της γέφυρας χωρίζονται σε:

- ∅ Ιδία βάρη κατασκευής,  $G_{IB}$
- ∅ Ιδία βάρη επικαλύψεων,  $G_{επικ.}$
- ∅ Ιδία βάρη κιγκλιδωμάτων,  $G_{κιγκλ.}$
- ∅ Δυνάμεις προέντασης, P

### 2. Κινητά Φορτία (Q)

Στη συγκεκριμένη ενότητα αναλύονται τα κινητά φορτία που λαμβάνονται υπόψη για τη διαστασιολόγηση των μελών της γέφυρας. Σε κάθε κατηγορία φόρτισης παραθέτονται όλα τα απαραίτητα στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια για τον αναλυτικό υπολογισμό των φορτίων που ασκούνται στο κάθε μέλος. Τα κινητά φορτία που δρουν στην κατασκευή της γέφυρας χωρίζονται σε:

- ∅ Ομοιόμορφα διανεμημένο κατακόρυφο φορτίο,  $q_{fk}$
- ∅ Συγκεντρωμένο φορτίο για γενικές και τοπικές επιδράσεις,  $Q_{fwk}$
- ∅ Οριζόντιο φορτίο που δρα κατά μήκος του άξονα της γέφυρας,  $Q_{flk}$
- ∅ Δράσεις Ανέμου,  $F_w$
- ∅ Φορτίο Χιονιού,  $F_s$
- ∅ Θερμοκρασιακές Μεταβολές, T

### 3. Ατυχηματικά Φορτία (F)

- ∅ Πρόσκρουση οχήματος σε βάθρο  $F_{προσκρ.}$

### 4. Σεισμικά Φορτία (E)

- ∅ Σεισμική δύναμη κατά τις 3 διευθύνσεις E.

## 5. Ταλάντωση

∅ Αρμονική διέγερση επί του καταστρώματος .

## 6.2 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

### 6.2.1 Μόνιμα Φορτία

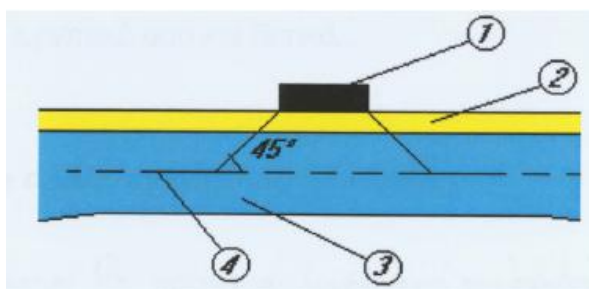
Στα μόνιμα φορτία κατατάσσονται οι καταπονήσεις, που έχουν μεγάλο (πρακτικά άπειρο) χρόνο επιβολής στη γέφυρα και εφαρμόζονται σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Αυτά είναι:

1. Το ίδιο βάρος των Διατομών προκύπτει από το ειδικό βάρος του χάλυβα, το οποίο είναι  $78,5 \text{ kN/m}^3$ .
2. Βάρος επικάλυψης θεωρείται ένα φορτίο  $1 \text{ kN/m}^2$ , το οποίο περιλαμβάνει τα βάρη επιχρίσεων, λοιπών εξοπλισμών, μονώσεων κτλ.
3. Τα κιγκλιδώματα προσθέτουν ένα κατακόρυφο φορτίο  $1 \text{ kN/m}^2$ , σε μορφή λωρίδας κατά μήκος των κύριων δοκών.
4. Πιθανές δυνάμεις προέντασης, είτε καλωδίων είτε τμημάτων κατά την περίοδο ανέγερσης.

### 6.2.2 Κινητά Φορτία

Στα κινητά φορτία κατατάσσονται οι καταπονήσεις, που προκύπτουν από τη χρήση της γέφυρας αλλά και από φορτία, τα οποία αν και αναμένεται να προκύψουν δεν γνωρίζουμε το χρόνο, τη φορά και το μέγεθός τους με σιγουριά. Αυτά τα φορτία έχουν αυξημένους συντελεστές ασφαλείας, διότι οι τιμές τους προκύπτουν από στατιστική παρατήρηση και υπάρχει αβεβαιότητα. Τα κινητά φορτία πρέπει να τοποθετούνται με τέτοια φορά και παράλληλα με διαφορετικά ενδεχόμενα ταυτόχρονου συνδυασμού, ώστε να προκύπτουν τα πιθανότερα δυσμενή αποτελέσματα καταπόνησης. Αυτά είναι:

1. Ένα ομοιόμορφο διανεμημένο φορτίο ανθρωποσυστοιχισμού ίσο με  $5,0 \text{ kN/m}^2$ .
2. Οριζόντιο φορτίο ίσο με το 10% του διανεμημένου φορτίου, δηλαδή  $0,5 \text{ kN/m}^2$ .



1. Πίεση Επαφής Τροχού
2. Οδόστρωμα
3. Πλάκα Σκυροδέματος
4. Μέση Επιφάνεια της Πλάκας Σκυροδέματος

**Σχήμα 12:** Διανομή των φορτίων μέσα από το οδόστρωμα και την πλάκα σκυροδέματος.  
(Πηγή: <http://dspace.lib.ntua.gr>)

### 6.2.3 Δράσεις Ανέμου

Ο Άνεμος παίζει σημαντικό ρόλο στις κατασκευές και πολλές φορές τείνει να γίνει το σημαντικότερο μέγεθος καταπόνησης. Η τιμή της έντασής του διαφέρει ανάλογα με τη γεωγραφική θέση, τη φυσική θέση, την τοπογραφία, τις διαστάσεις της κατασκευής, τη μέση ταχύτητα ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, την κλίση της προσπίπτουσας επιφάνειας και τις διεύθυνσης του ανέμου. Αν και η δύναμη του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενη και μπορεί να προκαλέσει και δυναμική καταπόνηση, τα φορτία ανέμου θεωρούνται στατικά [1].

### 6.2.4 Πίεση Ταχύτητας Αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$ , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση (6.1):

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_s(z) \cdot q_b \quad (6.1)$$

όπου:

$\rho$  είναι η πυκνότητα του αέρα, η οποία εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ( $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$ ),

$I_v(z)$  είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$ ,

$v_m(z)$  είναι η μέση ταχύτητα αιχμής, σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος και εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση του,

$c_s(z)$  είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$c_s(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (6.2)$$

όπου:

$q_b$  είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (6.3)$$

όπου:

$v_b$  είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (6.4)$$

όπου:

$c_{dir}$  είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1),  
 $c_{season}$  είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1),  
 $v_{b,0}$  είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II).

Σύμφωνα, λοιπόν, με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου  $v_{b,0}$  για τη χώρα μας ορίζεται σε: 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα. Η μέση ταχύτητα του ανέμου  $v_m(z)$ , σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (6.5)$$

όπου:

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας,  
 $c_0(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης.

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (6.6a)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (6.6b)$$

όπου:

$k_I$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0).  
 $z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας,  
 $z_{min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 6.2,  
 $z_{max}$  πρέπει να λαμβάνεται 200m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα,  
 $z_0, z_{min}$  εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον Πίνακα 6.2 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Για επίπεδο έδαφος όπου  $c_0(z) = 1$ , ο συντελεστής έκθεσης  $c_e(z)$  (για τον υπολογισμό του λαμβάνετε υπόψη η τραχύτητα του περιβάλλοντος του εδάφους, η τοπογραφία και το ύψους ( $z_e$ ) πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, επί της μέσης ταχύτητας ανέμου), δίνεται στο διάγραμμα του σχήματος 13, ως συνάρτηση του ύψους  $z$  πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.

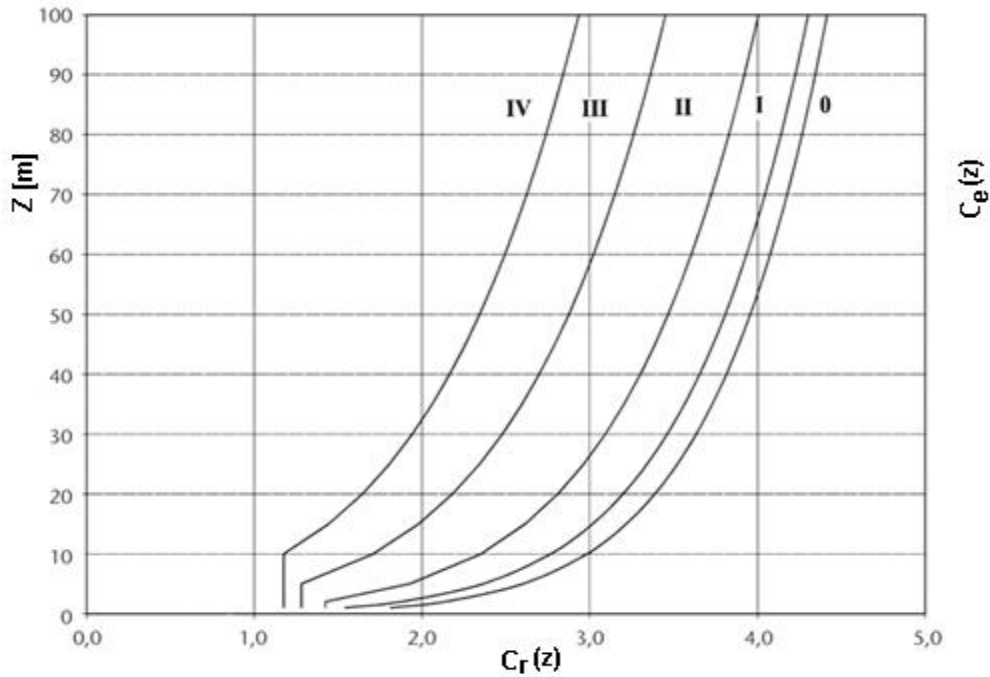
Οι κατηγορίες εδάφους είναι οι εξής:

Πίνακας 6.1: Κατηγορίες εδάφους.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
0	Θάλασσα, παράκτια
I	περιοχή εκτεθειμένη σε ανοιχτή θάλασσα
II	Αγροτικές εκτάσεις με περιμετρική περίφραξη, μικρές διάσπαρτες αγροτικές κατασκευές, κατοικίες ή δένδρα.
III	Προαστιακές ή βιομηχανικές περιοχές και μόνιμες δασικές εκτάσεις.
IV	Αστικές περιοχές, όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται από κτίρια, των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m.

Πίνακας 6.2: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους.

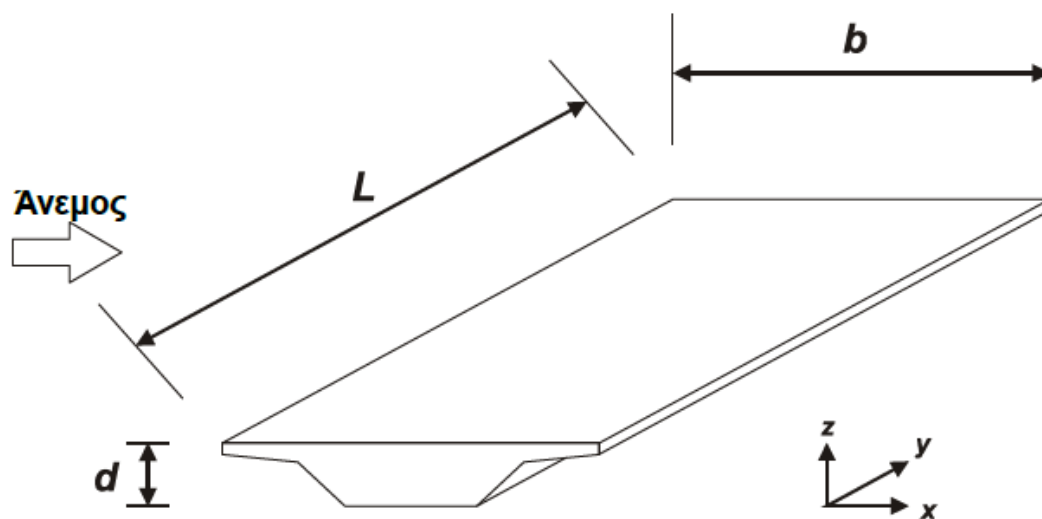
Κατηγορία εδάφους	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοιχτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10



**Σχήμα 13:** Συντελεστής έκθεσης  $C_e(z)$  για  $C_0 = 1$  και  $k_1 = 0$ , συναρτήσει του ύψους  $Z$  πάνω από το έδαφος και για διάφορες κατηγορίες εδάφους και του συντελεστή τραχύτητας (σχετικός με την μεταβολή της ταχύτητας καθ' ύψος), [14, 17].  
(Πηγή: [www.building green.gr](http://www.building green.gr))

### 6.2.5 Συντελεστές δύναμης σε γέφυρες $C_f$

Οι δράσεις του ανέμου επί των γεφυρών θεωρούνται κατά τις 3 διευθύνσεις  $x$ ,  $y$ ,  $z$  όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 14:



**Σχήμα 14:** Σύστημα αξόνων που χρησιμοποιείται στην μελέτη των φορτίων του ανέμου.

## 6.2.6 Συντελεστής δύναμης ( $C_{f,x}$ ) κατά τη διεύθυνση x

Ο συντελεστής δύναμης  $C_{f,x}$  ισούται με:

$$C_{f,x} = C_{f,x,0} \cdot \Psi_{\lambda,x} \quad (6.7)$$

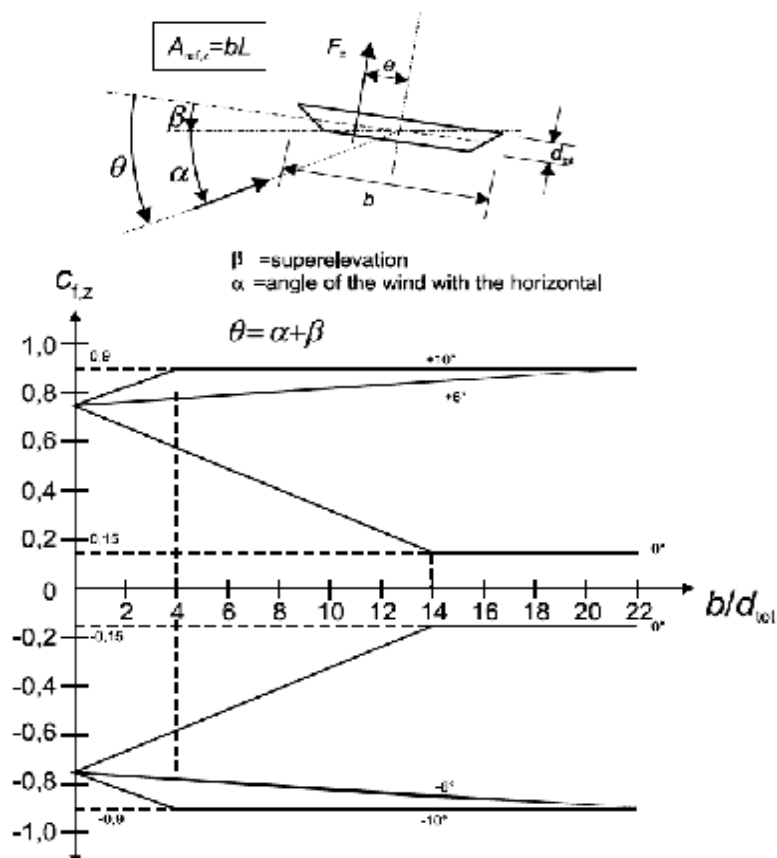
όπου

$C_{f,x,0}$  είναι ο συντελεστής δύναμης για  $\lambda = L/d = \infty$  (μήκος γέφυρας προς ύψος γέφυρας) και υπολογίζεται με βάση τα Σχήματα 15 και 16 για διαφόρους τύπους γεφυρών,

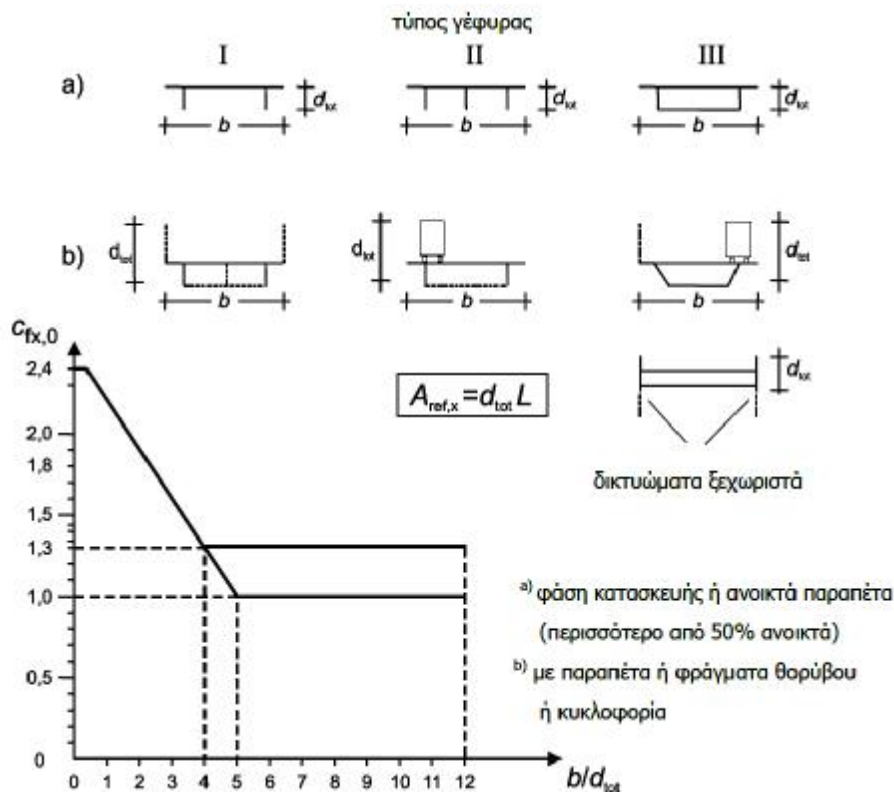
$\Psi_{\lambda,x}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής λυγηρότητας, ο οποίος θα ληφθεί ίσος με 1.0.

Όταν η προσήνεμη επιφάνεια της γέφυρας είναι κεκλιμένη τότε ο συντελεστής  $C_{f,x,0}$  μπορεί να μειώνεται κατά 0.5% για κάθε μια μοίρα κλίσης, με μέγιστη συνολική μείωση 30% .

Οι συντελεστές στη διεύθυνση z,  $C_{f,z}$ , λαμβάνονται με βάση το παρακάτω Σχήμα 15 (EN 1991-1-4:2005), ενώ η επιφάνεια αναφοράς είναι ίση με την επιφάνεια κάτοψης.



Σχήμα 15: Συντελεστής δύναμης για γέφυρες με εγκάρσια κλίση και κλίση ανέμου.



**Σχήμα 16:** Συντελεστής  $C_{f,x,0}$  ανάλογα με τον τύπο της ανωδομής της γέφυρας.

Ο έλεγχος της γέφυρας θα μπορούσε να γίνει με φορτίο  $6 \text{ kN/m}^2$ , το οποίο θα φόρτιζε κάθετα την προσπίπτουσα θεωρούμενη επιφάνεια. Ωστόσο, έτσι θα φορτίζονταν επιφάνειες, οι οποίες προκαλούν απομείωση της έντασης της ανεμοπίεσης.

### 6.2.7 Συντελεστής δύναμης ( $C_{f,y}$ ) κατά τη διεύθυνση $y$

Οι δυνάμεις κατά τη διεύθυνση  $y$ , δηλαδή το διαμήκη άξονα του καταστρώματος μπορούν να λαμβάνονται ίσες με:

- 25% των δυνάμεων ανέμου κατά τη διεύθυνση  $x$  για ολόσωμες γέφυρες.
- 50% των δυνάμεων ανέμου κατά τη διεύθυνση  $x$  για δικτυωτές γέφυρες.

### 6.2.8 Συντελεστής δύναμης ( $C_{f,z}$ ) κατά τη διεύθυνση $z$

Οι δυνάμεις κατά τη διεύθυνση  $z$ , δηλαδή κατά τον κατακόρυφο άξονα, λαμβάνονται με εκκεντρότητα  $e = b/4$  ως προς το κέντρο βάρους του εγκάρσιου άξονα της προσήνεμης επιφάνειας.



## 6.2.9 Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,i}$

Είναι η επιφάνεια, στην οποία προσπίπτει ο άνεμος και προκαλεί ένταση στην κατασκευή. Υπάρχουν 3 επιφάνειες διεπαφής, μια για κάθε διεύθυνση. Κατά την κύρια διεύθυνση του ανέμου ( $x$ ), η επιφάνεια αναφοράς συμβολίζεται με ( $A_{ref,x}$ ). Οι επιφάνειες αναφοράς ( $A_{ref,x}$ ) για καταστρώματα με ολόσωμες δοκούς, (βλέπε Σχήμα 17) και για συνδυασμούς φορτίων χωρίς φορτίο κυκλοφορίας θα ορίζονται ως το άθροισμα:

- της επιφάνειας της εμπρόσθιας κύριας δοκού,
- της επιφάνειας των τμημάτων των άλλων κυρίων δοκών που προεξέχουν κάτω από την πρώτη,
- της επιφάνειας του τμήματος του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού που προεξέχει πάνω από την εμπρόσθια κύρια δοκό,
- της επιφάνειας των συμπαγών στηθαίων ή φραγμάτων ήχου, όπου υπάρχουν, πάνω από την επιφάνεια ή στην περίπτωση απουσίας τέτοιου εξοπλισμού 0,3m για κάθε ανοικτό παραπέτο ή κιγκλίδωμα.

**Πίνακας 6.3:** Υπολογισμός ύψους που χρησιμοποιείται για το  $A_{ref,x}$ .

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



**Σχήμα 17:** Ύψος που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του ύψους ( $A_{ref,x}$ ).

### I. Για κατάστρωμα με ολόσωμες δοκούς:

Η αντίστοιχη επιφάνεια της όψης της πρώτης κύριας δοκού καθώς και όλων των τμημάτων των άλλων δοκών ή των τμημάτων του καταστρώματος, που εξέχουν πάνω ή κάτω από αυτή.

### II. Για κατάστρωμα με δικτυωτές δοκούς:

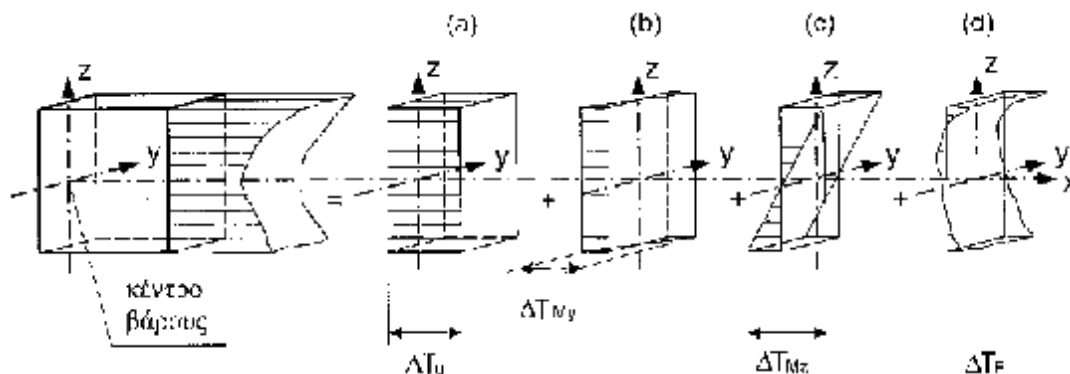
- Η επιφάνεια της όψης του οδοστρώματος ή/και των πεζοδρομίων
- Οι προβολές σε κατακόρυφο επίπεδο όλων των συμπαγών επιφανειών των τμημάτων του δικτυώματος που βρίσκονται πάνω ή κάτω από την όψη της επιφάνειας του οδοστρώματος.

Σημαντικός είναι ο συνυπολογισμός της συμβολής των κιγκλιδωμάτων και των στηθαίων ασφαλείας είτε αυτά είναι προσήνεμα είτε υπήνεμα, καθώς προσαυξάνουν το συνολικό ελεύθερο ύψος  $d_{tot}$ , όπως προσδιορίζεται παρακάτω:

- 300 mm για κάθε ανοικτό κιγκλιδώμα και στηθαίο ασφαλείας,
- το άθροισμα των υψών του κιγκλιδώματος και του στηθαίου ασφαλείας, αν αποτελούνται από συνεχείς επιφάνειες

## 6.3 ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Η κατανομή θερμοκρασίας σε ένα μεμονωμένο δομικό στοιχείο μπορεί να διακριτοποιηθεί σε τέσσερις βασικές συνιστώσες, όπως αυτές δίνονται στο παρακάτω Σχήμα 18.



**Σχήμα 18:** Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών κατανομής θερμοκρασίας, [18].

όπου:

$\Delta T_u$  είναι η συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας,

$\Delta T_M$  είναι η γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής,

$\Delta T_E$  είναι το μη-γραμμικό μέρος συνιστώσας θερμοκρασιακής μεταβολής.

Για τη σύγχρονη δράση των συνιστωσών θερμοκρασίας και θερμοκρασιακής διαφοράς χρησιμοποιούνται οι εκφράσεις:

όπου:

$$\Delta T_{M,heat} (\text{ή } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} (\text{ή } \Delta T_{N,con}) \quad (6.8)$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} (\text{ή } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} (\text{ή } \Delta T_{N,con}) \quad (6.9)$$

όπου

$\omega_N = 0,35$  και  $\omega_M = 0,75$ ,

$\Delta T_{M,heat}$  είναι η άνω οριακές τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς της γέφυρας και συγκεκριμένα όταν η άνω επιφάνεια της γέφυρας είναι θερμότερη από την κάτω,

$\Delta T_{M,cool}$  είναι η άνω οριακές τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς της γέφυρας και συγκεκριμένα όταν η κάτω επιφάνεια της γέφυρας είναι θερμότερη από την άνω,

$\Delta T_{N,con}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας για συστολή και δίνεται από την εξίσωση  $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$ ,

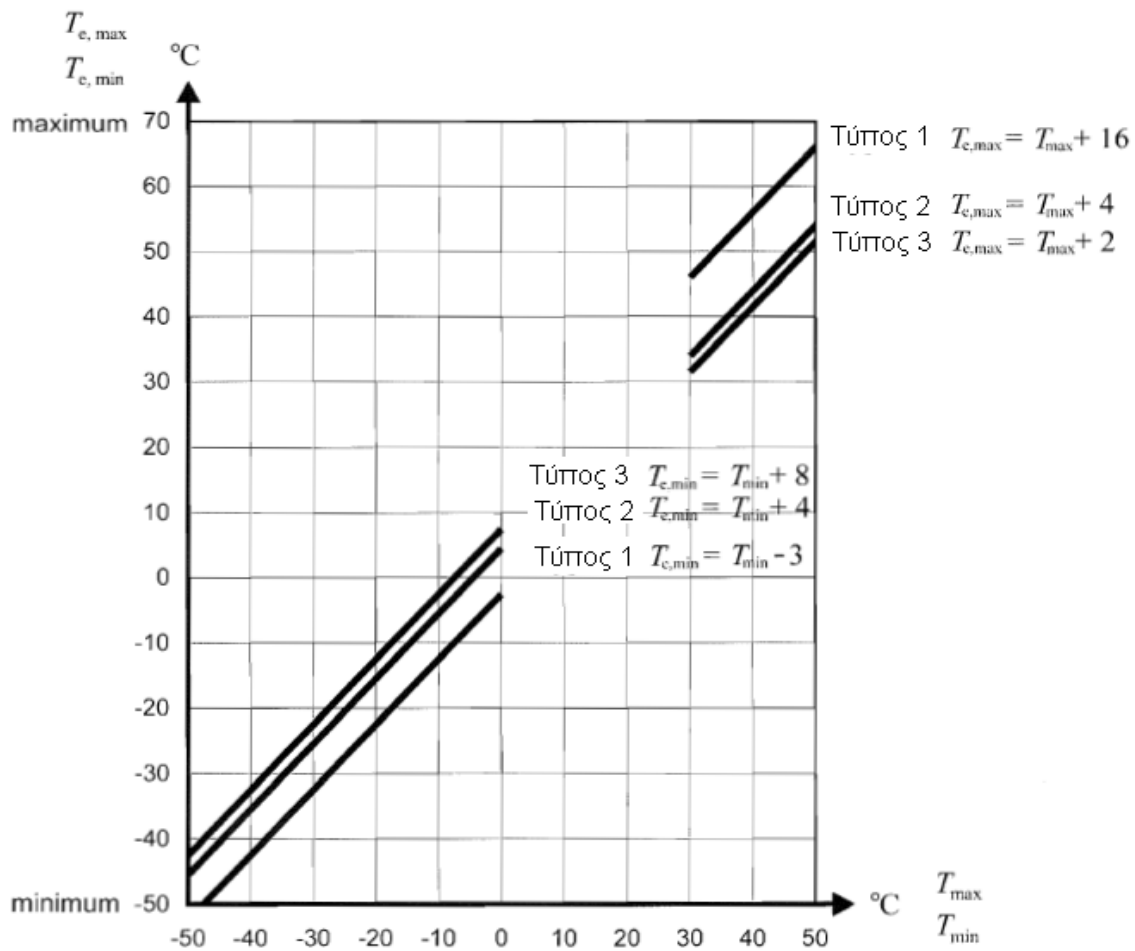
$\Delta T_{N,exp}$  η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας για διαστολή και δίνεται από την εξίσωση  $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$ .

$T_{e,max}$  είναι η μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά,

$T_{e,min}$  είναι η ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά,

$T_0$  είναι η αρχική θερμοκρασία της γέφυρας.

Οι τιμές των ελάχιστων και των μέγιστων ομοιόμορφων θερμοκρασιών των γεφυρών υπολογίζονται από το παρακάτω διάγραμμα, (Σχήμα 19). Πιο συγκεκριμένα στο εν λόγω διάγραμμα παρουσιάζεται η σχέση μεταξύ ελάχιστης / μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά και ελάχιστης / μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας. Το συνολικό εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας δίνεται από την εξίσωση  $\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min}$ .



**Σχήμα 19:** Σχέση μεταξύ ελάχιστης / μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος ( $T_{e, \min}$ ,  $T_{e, \max}$ ) υπό σκιά και ελάχιστης / μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας ( $T_{\min}$ ,  $T_{\max}$ ), [18].  
(πηγή: Eurocode EN 1991-1-5-2003)

Οι τιμές που παρουσιάζονται στο σχήμα βασίζονται σε ημερήσια εύρη θερμοκρασίας  $10^{\circ}\text{C}$  και για διάφορους τύπους καταστρωμάτων. Πιο συγκεκριμένα τα καταστρώματα τύπου 1 είναι τα χαλύβδινα καταστρώματα, τύπου 2 είναι τα σύμμικτα καταστρώματα και τύπου 3 είναι κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα εύρη αυτά μπορούν να θεωρηθούν κατάλληλα για τα περισσότερα κράτη μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης, [18].

#### 6.4 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

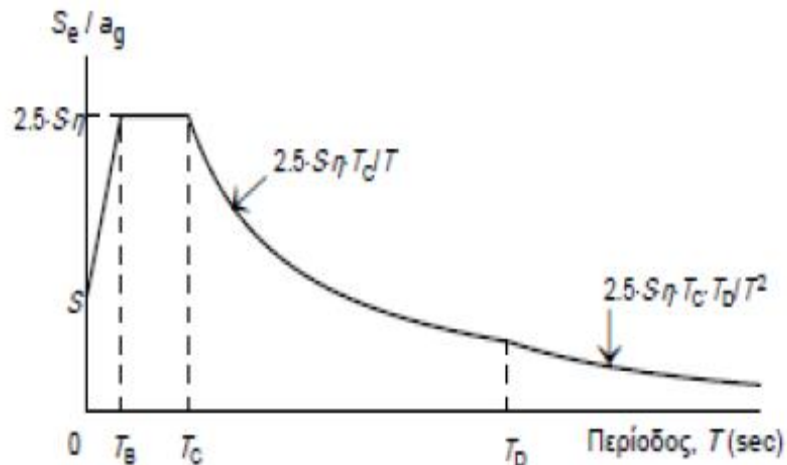
Κατά τη διατάραξη του φλοιού της Γής από τη μετακίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών εκλύεται ενέργεια, η οποία υπό τη μορφή ελαστικών κυμάτων μεταφέρεται στην επιφάνειά της και γίνεται αντιληπτή από τους ανθρώπους. Αυτή η διαδικασία ονομάζεται σεισμός. Η Ελλάδα βρίσκεται πάνω από την Αιγαιακή πλάκα ενώ οι χαρακτηριστικές μετακινήσεις της περιοχής είναι η δυτική μετακίνηση της πλάκας της Ανατολίας κατά  $25 \text{ mm}$  ανά έτος και η νοτιοδυτική μετακίνηση της Αιγαιακής πλάκας στην περιοχή της Ελληνικής τάφρου κατά  $50 \text{ mm}$  ανά έτος. Η σεισμική φόρτιση έχει

σημαντικές διαφορές σε σχέση με τις καθημερινές κατακόρυφες φορτίσεις επί των κατασκευών και για αυτό ο σωστός υπολογισμός της είναι καθοριστικός.

**Πίνακας 6.4:** Διαφορές Στατικής και Σεισμικής φόρτισης.

	Χαρακτηριστικά	Σεισμική Φόρτιση	Κατακόρυφη Φόρτιση
1	Διεύθυνση	Οριζόντια	Κατακόρυφη
2	Τύπος	Τυχηματική	Μόνιμη ή Μεταβλητή
3	Φύση	Επιβολή Παραμόρφωσης	Επιβολή Τάσης
4	Εναλλαγή	Εναλλασσόμενη	Μονότονη
5	Απόκριση	Δυναμική	Στατική

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη επιτάχυνση, οι οποίες προκαλούν αδρανειακές δυνάμεις στις κατασκευές, με τις οριζόντιες να είναι συνήθως οι πιο κρίσιμες. Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες. Ο προσδιορισμός των τιμών των σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται με τη βοήθεια των φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή, σε όρους επιτάχυνσης, (βλέπε Σχ. 20).



**Σχήμα 20:** Ελαστικό φάσμα απόκρισης

(όπου  $S_e$  είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση,  $a_g$  είναι η επιτάχυνση που λαμβάνεται στους υπολογισμούς,  $S$  είναι ο συντελεστής εδάφους,  $S_e(T)$  είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση,  $T$  είναι η περίοδος δόνησης ενός γραμμικού συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας,  $a_g$  είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας,  $T_B$  είναι το κατώτερο όριο της περιόδου της φασματικής επιτάχυνσης,  $T_C$  είναι το ανώτερο όριο της περιόδου της φασματικής επιτάχυνσης,  $T_D$  είναι η τιμή που καθορίζει την έναρξη της σταθεράς απόκρισης της μετατόπισης του εύρους του φάσματος και η

είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, (ενδεικτικά παίρνει την τιμή 1 για 5% ιξώδη απόσβεση), [19].

Ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τύπου 1 και τύπου 2, στους οποίους ισχύουν διαφορετικές τιμές για τις χαρακτηριστικές περιόδους  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  και το συντελεστή εδάφους  $S$ .

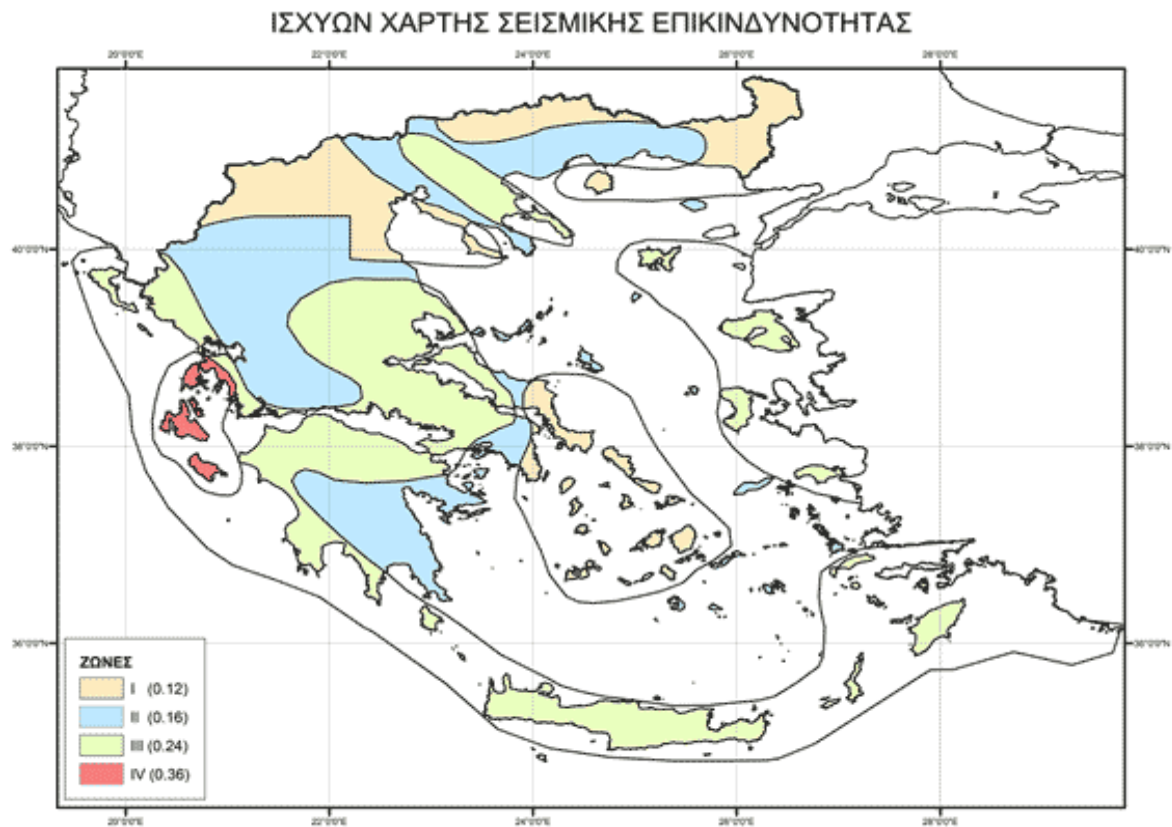
Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το φάσμα τύπου 1, με τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους  $S$  σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα 6.5, [19].

**Πίνακας 6.5:** Κατηγορίες εδάφους κατά τον Ευρωκώδικα 8, [19].

Κατηγορία Εδάφους	$T_B$ [sec]	$T_C$ [sec]	$T_D$ [sec]	$S$
A	0.15	0.4	2.5	1.00
B	0.15	0.5	2.5	1.20
C	0.20	0.6	2.5	1.15
D	0.20	0.8	2.5	1.35
E	0.15	0.5	2.5	1.40

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης ισχύει ότι και για τις οριζόντιες συνιστώσες με τις διαφορές:

- Η επιτάχυνση σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση  $a_{gR,ver}$  μειώνεται κατά 70% σε σχέση με την αντίστοιχη επιτάχυνση στην οριζόντια διεύθυνση  $a_{gR,hor}$
- Τίθεται  $S = 1.0$
- Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης πρέπει να επιλέγεται συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  με τιμή  $\leq 1.5$  για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα, εκτός αν υπάρχει κατάλληλη δικαιολόγηση μέσω ανάλυσης για τιμές  $q > 1.5$ .



**Σχήμα 21:** Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλαδικού Χώρου.  
(πηγή: <http://portal.tee.gr>)

### ∅ Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους

**Πίνακας 6.6:** Επιταχύνσεις σεισμικών ζωνών

Ζώνες	Επιτάχυνση εδάφους $a_g/g$
I	0.12
II	0.16
III	0.24
IV	0.36

### ∅ Συντελεστής Σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, με βασικό κριτήριο τον κίνδυνο και τις συνέπειες που θα επιφέρει μια ενδεχόμενη διακοπή λειτουργίας

η` καταστροφής τους. Στον Πίνακα 6.7 αναφέρονται οι κατηγορίες και ο συντελεστής σπουδαιότητας που αντιστοιχεί σε κάθε μια από αυτές.

**Πίνακας 6.7:** Συντελεστής σπουδαιότητας ανά κατηγορία έργου.  
(πηγή: [www.google.gr/ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός](http://www.google.gr/ελληνικός_αντισεισμικός_κανονισμός))

Κατηγορία σπουδαιότητας	ΚΤΙΡΙΟ	Τιμή $\gamma_i$
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κλπ.	0.80
II	<b>Συνήθη κτίρια</b> , όπως κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κλπ), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία Σ4, κλπ	1.00
III	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κλπ.	1.20
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την	1.40



	αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. <b>Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας</b> , όπως μουσεία, αποθήκες μουσείων, κλπ.	
--	---	--

Στις γέφυρες ο συντελεστής σπουδαιότητας παίρνει τις ακόλουθες τιμές:

- $\gamma_i = 0.85$  για γέφυρες δευτερεύουσας σημασίας (π.χ. γέφυρες σε επαρχιακούς ή αγροτικούς δρόμους).
- $\gamma_i = 1.00$  για συνήθεις γέφυρες (αυτοκινητοδρόμων, εθνικών οδών και σιδηροδρόμων).
- $\gamma_i = 1.30$  για σημαντικές μεγάλες γέφυρες, οι οποίες, μετά το σεισμό, πρέπει να εξασφαλίσουν τη διέλευση κυκλοφορίας και των οποίων η κατάρρευση θα συνοδευόταν από μεγάλο αριθμό θανατηφόρων ατυχημάτων.

### Ø Μέγιστες Τιμές Συντελεστή Συμπεριφοράς $q$

Ο συντελεστής  $q$  εισάγει την μείωση των επιταχύνσεων της σεισμικής δόνησης μιας πραγματικής κατασκευής λόγω της ελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που έχουν προκύψει υπολογιστικά για ένα απεριόριστο ελαστικό σύστημα. Ανάλογα με το υλικό που έχει η κατασκευή και τον τύπο του δομικού συστήματος ο συντελεστής  $q$  λαμβάνει τις μέγιστες τιμές ενώ στην περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται  $q = 1$ . Επίσης, η τιμή του  $q$  για δράση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού θα λαμβάνεται ίση με 1.

**Πίνακας 6.8:** Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς.

Όλκιμα Στοιχεία	Σεισμική Συμπεριφορά	
	Μερικώς Όλκιμη	Όλκιμη
Βάθρα από οπλισμένο σκυρόδεμα		
Κατακόρυφα βάθρα υπό κάμψη ( $a_s \geq 1.0$ )	1.5	3.5
Κοντά βάθρα ( $a_s = 1.0$ )	1.0	1.0
Κεκλιμένοι στύλοι υπό κάμψη	1.2	2.0
Χαλύβδινα βάθρα		
Κατακόρυφα βάθρα υπό κάμψη	1.5	3.5
Κεκλιμένοι στύλοι υπό κάμψη	1.2	2.0

Βάθρα με κανονικούς συνδέσμους ακαμψίας	1.5	2.5
Βάθρα με έκκεντρους συνδέσμους ακαμψίας	-	3.5
Ακρόβαθρα	1.0	1.0
Τόξα	1.2	2.0

Όπου

$a_s$  είναι ο λόγος του ύψους του βάθρου (H) προς το μήκος διατομής της βάσης παράλληλα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση (L), ήτοι:  $a_s = H/L$

### ∅ Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ

Πίνακας 6.9: Τιμές απόσβεσης.

Είδος κατασκευής		ζ %
Μεταλλική	Συγκολλητές συνδέσεις	2
	Κοχλιωτές συνδέσεις	4
Σκυρόδεμα	Άοπλο	3
	Οπλισμένο	5
	Προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία	Οπλισμένη	6
	Διαζωματική	5
Ξύλινη	Κολλητή	4
	Κοχλιωτή	4
	Ηλωτή	5

### Κατηγορίες εδάφους κατά EC8

Πίνακας 6.10: Διαφοροποίηση εδαφικών κατηγοριών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

Κατηγορία Εδάφους	
<b>A</b>	Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό
<b>B</b>	Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος
<b>C</b>	Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m
<b>D</b>	Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή

	αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος
<b>E</b>	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5 έως 20 m και υπόστρωμα με $V_s > 800$ m/s

όπου  $V_s$  η μέση ταχύτητα μετάδοσης των διατμητικών κυμάτων.

Η σεισμική δύναμη, προκαλούμενη από τις επιταχύνσεις του εδάφους δίνεται από την σχέση:

$$F = ma \quad (6.10)$$

όπου

$m$  είναι η μάζα των φορτίων που δρουν επί της κατασκευής την στιγμή επιβολής της σεισμικής δύναμης και  
 $a$  είναι η επιτάχυνση του εδάφους.

Ο προσδιορισμός των μαζών γίνεται λαμβάνοντας υπόψη το σύνολο των μόνιμων φορτίων της γέφυρας με τις χαρακτηριστικές τους τιμές.

Η συμπεριφορά των κατασκευών εξαρτάται, εκτός από τα γεωγραφικά, τοπογραφικά και γεωλογικά χαρακτηριστικά του εδάφους, από την ιδιοπερίοδο τους ( $T$ ), η οποία δίνεται από την εξίσωση:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (6.11)$$

Δηλαδή ένα μέγεθος, που εξαρτάται από την μάζα ( $m$ ) και την δυσκαμψία ( $K$ ) της κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος επηρεάζει σημαντικά τη σεισμική απόκριση των κατασκευών, καθώς επιτρέπει στην κατασκευή να αποσβένει ενέργεια και να καταπονείται από μικρότερες τελικές επιταχύνσεις, οι οποίες σε αντίθετη περίπτωση δημιουργούν μεγάλες παραμορφώσεις με κίνδυνο αστοχίας.

Κατά την διάρκεια εφαρμογής της σεισμικής δύναμης, η κατασκευή μπορεί να ταλαντωθεί παίρνοντας διάφορα σχήματα τα οποία ονομάζονται ιδιομορφές. Κάθε ιδιομορφή έχει τη δική της περίοδο καθώς και τη δική της δρώσα ιδιομορφική μάζα. Στα πλαίσια της φασματικής ανάλυσης επιτρέπεται να λαμβάνονται στο σχεδιασμό οι ιδιομορφές, των οποίων το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών αντιστοιχεί στο 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής.

## 7. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΚΑΙ ΚΟΜΒΟΙ

### 7.1 ΓΕΝΙΚΑ

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους τμήματα, τα οποία συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Έτσι σκοπός των συνδέσεων είναι:

- Η διαμόρφωση μελών από τα αρχικά προϊόντα της παραγωγής χάλυβα (διαμόρφωση διατομών από επίπεδα ελάσματα, σύνθετων διατομών από απλές ελατές διατομές και πλάκες κλπ).
- Η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων και η σύνδεση μεταξύ των μελών σε σιδηρές κατασκευές (συνδέσεις μεταξύ μελών και με την επικάλυψη, θεμέλια κλπ)

Τα πλαίσια αποτελούνται από δοκούς και υποστυλώματα (συνήθως γίνονται από διατομές μορφής Η ή Ι) τα οποία συνδέονται μεταξύ τους μέσω συνδέσεων. Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη.

Υποθέτουμε ότι η σύνδεση είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η αντίστοιχη δράση, (δηλαδή για παράδειγμα στη διεπιφάνεια μεταξύ του άκρου της δοκού και του υποστυλώματος σε έναν κόμβο δοκού-υποστυλώματος). Όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεομένων μελών, χρησιμοποιείται ο όρος κόμβος.

Ανάλογα με τον αριθμό των συνεπίπεδων μελών που συνδέονται μεταξύ τους ορίζονται απλές και διπλές διαμορφώσεις κόμβων. Σε μία διπλή διαμόρφωση πρέπει να θεωρηθούν δύο κόμβοι – αριστερά και δεξιά. Οι παραπάνω ορισμοί ισχύουν και για άλλους τύπους κόμβων και συνδέσεων.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους κλπ). Σήμερα οι κοχλιώσεις χρησιμοποιούνται σχεδόν αποκλειστικά στις συνήθεις σιδηρές κατασκευές.
- Συγκολλήσεις. Η ευρεία εφαρμογή τους στις σιδηρές κατασκευές άρχισε από τη δεκαετία του 1920.

Οι κόμβοι αποτελούν αναπόσπαστο μέρος μιας κατασκευής τύπου πλαισίου και επηρεάζουν σημαντικά την κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη, καθώς και το μέγεθος των μετακινήσεων.

Οι κόμβοι δοκού-υποστυλώματος ή δοκού-δοκού θεωρούνται και σχεδιάζονται παραδοσιακά ως αρθρωτοί ή ως άκαμπτοι, παρά το γεγονός ότι και οι πλέον εύκαμπτοι προβάλλουν κάποια αντίσταση σε επιβαλλόμενη ροπή, ενώ και οι πλέον δύσκαμπτοι έχουν κάποιο βαθμό ευκαμψίας. Γενικά υποτίθεται ότι οι απλοί κόμβοι δεν προβάλλουν καμία αντίσταση σε ροπή, όσο και αν στρέφεται ο κόμβος. Έτσι, ένα αμετάθετο πλαίσιο με απλούς κόμβους συμπεριφέρεται ως ένα σύνολο στατικά ορισμένων τμημάτων, τα οποία μπορούν να αναλυθούν εύκολα με απλούς υπολογισμούς και κάθε μέλος μπορεί να διαστασιολογηθεί χωρίς να επηρεάζεται από την υπόλοιπη κατασκευή. Αν όμως οι κόμβοι θεωρηθούν άκαμπτοι, τότε το πλαίσιο μπορεί πάλι να αναλυθεί με μια σχετικά απλή διαδικασία, όμως απαιτεί υπολογισμούς αρκετά πολυπλοκότερους.

Συμπεραίνουμε δηλαδή ότι οι παραδοχές για την προσομοίωση των κόμβων ως αρθρωτών ή άκαμπτων προέκυψαν λόγω των απλοποιήσεων που αυτές παρέχουν για την ανάλυση των πλαισίων (και επομένως για τον σχεδιασμό), και έτσι σχεδιάζονται ακόμη τα περισσότερα πλαίσια. Οι παραδοχές που γίνονται ουσιαστικά αντιπροσωπεύουν το πάνω και το κάτω όριο της στρωφικής δυσκαμψίας που μπορεί να έχει ένας πραγματικός κόμβος.

Αυτό σημαίνει ότι τα πλαίσια που σχεδιάζονται με βάση την παραδοχή αρθρωτών κόμβων δεν εκμεταλλεύονται την μικρή δυσκαμψία που έχουν και οι

απλούστερες συνδέσεις, ενώ πλαίσια που σχεδιάζονται ως συνεχή (με άκαμπτους κόμβους) επιβαρύνονται με το κόστος σύνθετων κόμβων, κάνοντας συχνά χρήση νευρώσεων για να επιτευχθεί η απαιτούμενη δυσκαμψία.

Στην πραγματικότητα, όλοι οι κόμβοι της πράξης έχουν πεπερασμένη δυσκαμψία και ειδικά χαρακτηριστικά που συνδέουν τη ροπή με την σχετική στροφή των συνδεόμενων μελών, μεταξύ αυτών των δυο ακραίων περιπτώσεων (ίδια καμπύλη ροπής-στροφής για κάθε κόμβο).

## 7.2 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- **Απλές συνδέσεις.** Είναι οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσες), επιτρέποντας τις στροφές που προκύπτουν λόγω των δράσεων σχεδιασμού, χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές. Τέτοιες είναι οι αρθρωτές συνδέσεις δοκών-στύλων (οι οποίες μεταφέρουν την τέμνουσα της δοκού στο υποστύλωμα), καθώς και οι αρθρωτές συνδέσεις δικτυωμάτων (οι οποίες μεταφέρουν στους κόμβους τις αξονικές δυνάμεις των ράβδων του δικτυώματος). Σύμφωνα με τον EN1993-1-8, ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως αρθρωτός αν η αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης  $M_{Rd}$  δεν είναι μεγαλύτερη από το 25% της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή της δοκού, που απαιτείται για ένα κόμβο πλήρους αντοχής, με την προϋπόθεση ότι ο κόμβος διαθέτει πλέον επαρκή στροφική ικανότητα.
- **Συνδέσεις ροπής.** Ονομάζονται οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές. Τέτοιες είναι οι αποκαταστάσεις συνέχειας των διατομών των μελών, οι συνδέσεις πλαισίων δοκών-υποστυλωμάτων ή οι πακτώσεις των υποστυλωμάτων στη βάση τους.

Ανάλογα με την αντοχή τους έναντι ροπών σε σχέση με τα μέλη τα οποία συνδέουν, στην περίπτωση που θέλουμε να κάνουμε πλαστική ανάλυση της κατασκευής, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- Συνδέσεις πλήρους αντοχής. Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μεγαλύτερη ή ίση από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών. Για παράδειγμα, οι αποκαταστάσεις συνέχειας διατομών, όπου η ροπή αντοχής της σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής της προς αποκατάσταση διατομής, ή οι κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων, στους οποίους η ροπή αντοχής του κόμβου είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών. Το είδος αυτό των συνδέσεων έχει πολύ μεγάλη ακαμψία έναντι στρεπτικών παραμορφώσεων ώστε να θεωρηθεί ότι υπάρχει πλήρης συνέχεια και απολύτως άκαμπτη ένωση μεταξύ των συνδεόμενων μεταλλικών μελών.
- Αρθρωτές συνδέσεις. Είναι συνδέσεις χαμηλής αντοχής. Αυτές οι συνδέσεις μπορούν να μεταφέρουν τέμνουσες δυνάμεις, μεγάλης τιμής, αλλά μπορούν, από το σχεδιασμό τους, να υποστούν στροφές στους κόμβους όπου

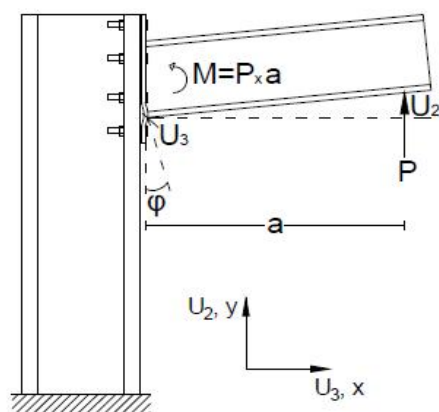
βρίσκονται, οι οποίες προκαλούνται από τα φορτία σχεδιασμού. Τέτοιου είδους συνδέσεις μπορούν να μεταφέρουν και ροπές μικρής τιμής.

- Συνδέσεις μερικής αντοχής. Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών. Για παράδειγμα, οι κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων, στους οποίους η ροπή αντοχής του κόμβου είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών, ή γενικά κόμβοι, ο οποίος διαστασιολογείται με βάση τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στη θέση του και όχι με βάση την αντοχή των συνδεόμενων μελών. Κόμβος ο οποίος δεν ικανοποιεί τα κριτήρια ενός κόμβου πλήρους αντοχής, αλλά ούτε αρθρωτού, ταξινομείται ως μερικής αντοχής.

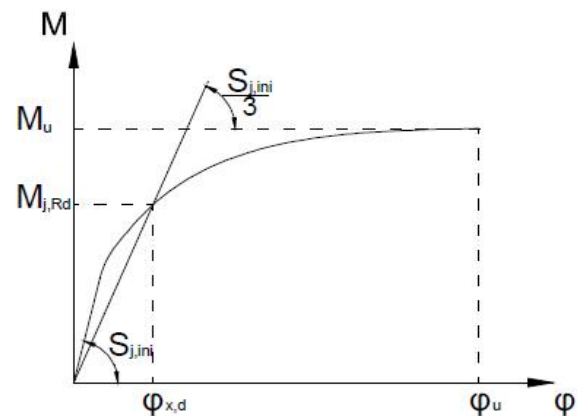
Πρέπει να αναφερθεί ότι στην πράξη, σχεδιάζονται, περισσότερο, συνδέσεις απολύτως άκαμπτες, για χωρικά πλαίσια και λιγότερο συνδέσεις τύπου αρθρώσεως, ωστόσο, όλες οι συνδέσεις «καταντούν», μακροχρόνια, υπό την επίδραση της φυσιολογικής φθοράς (π.χ. οξείδωση) και των φαινομένων κόπωσης, ερπυσμού κλπ. να είναι συνδέσεις ημι-άκαμπτες και μερικής αντοχής. Προφανώς, το είδος της σύνδεσης επηρεάζει τη συνολική συμπεριφορά και αντοχή της κατασκευής.

### 7.3 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ

Η απόκριση των κόμβων στην επιβαλλόμενη ένταση απεικονίζεται με τη βοήθεια του διαγράμματος ροπής-στροφής ( $M-\varphi$ ), όπου το πρώτο μέγεθος είναι η επιβαλλόμενη ροπή και το δεύτερο η μεταβολή της γωνίας μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου (βλέπε σχήμα 22(α),(β)).



(α) Διάταξη τυπικού κόμβου



(β) Τυπική καμπύλη ροπής – στροφής

**Σχήμα 22(α),(β):** (α) Διάταξη τυπικού κόμβου, (β) Τυπική καμπύλη ροπής – στροφής.

Η κλίση της καμπύλης του διαγράμματος αποτελεί τη δυσκαμψία του κόμβου.

- Άκαμπτοι κόμβοι. Πρόκειται για κόμβους στους οποίους δεν μεταβάλλεται η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως πάκτωση.

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

Όταν όλα τα επιμέρους τμήματα του κόμβου είναι επαρκώς δύσκαμπτα, ο κόμβος μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι ιδεατά άκαμπτος, οπότε δεν υπάρχει διαφορά μεταξύ των σχετικών στροφών στα άκρα των μελών που συνδέονται σε αυτόν. Ο κόμβος υφίσταται μια συνολική στροφή ως στερεό σώμα, η οποία ταυτίζεται με την επικόμβια στροφή που προκύπτει από τις συνήθεις μεθόδους στατιστικής ανάλυσης.

Εάν ο κόμβος δεν διαθέτει καθόλου δυσκαμψία, τότε η δοκός θα συμπεριφερθεί απλά εδραζόμενη, όποια και αν είναι η συμπεριφορά των άλλων συνδεομένων μελών (αρθρωτός κόμβος). Για ενδιάμεσες περιπτώσεις (μεταξύ μηδενικής και άπειρης δυσκαμψίας) η μεταβιβαζόμενη ροπή θα προκαλέσει μία μεταβολή  $\varphi$  στην αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Σε αυτές τις περιπτώσεις ο κόμβος είναι ημιάκαμπτος.

Ο απλούστερος τρόπος για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά ενός τέτοιου κόμβου είναι μέσω ενός στροφικού ελατηρίου μεταξύ των άκρων των δύο συνδεόμενων μελών. Η στροφική δυσκαμψία  $S$  του ελατηρίου είναι η παράμετρος που συνδέει τη μεταβιβαζόμενη ροπή  $M_j$  προς τη σχετική στροφή  $\varphi$ .

Όταν αυτή η στροφική δυσκαμψία  $S$  είναι μηδέν, ή όταν είναι σχετικά μικρή, ο κόμβος κατατάσσεται όπως προαναφέρθηκε, στην κατηγορία των αρθρωτών κόμβων. Αντίθετα, όταν η στροφική δυσκαμψία  $S$  είναι άπειρη, ή όταν είναι σχετικά υψηλή, ο κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία των άκαμπτων κόμβων. Σε όλες τις ενδιάμεσες περιπτώσεις, ο κόμβος ανήκει στην κατηγορία των ημιάκαμπτων κόμβων.

Πρέπει να γίνει κατανοητό, ότι η επίδραση της χρήσης ημιάκαμπτων κόμβων αντί για αρθρωτούς ή άκαμπτους κατά τη στατική ανάλυση της κατασκευής μεταβάλλει όχι μόνο τις μετατοπίσεις, αλλά και την κατανομή και το μέγεθος των εντατικών μεγεθών σε όλο το φορέα. Τώρα, ανάλογα με τη δυσκαμψία τους αλλά και την αντοχή τους, οι κόμβοι που ενσωματώνονται στην ελαστοπλαστική ανάλυση της κατασκευής, διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Συνεχείς κόμβοι. Πρόκειται για κόμβους που χαρακτηρίζονται από υψηλή αντοχή και δυσκαμψία.
- Αρθρωτοί κόμβοι. Πρόκειται για κόμβους με χαμηλή αντοχή και δυσκαμψία.
- Ημισυνεχείς κόμβοι. Πρόκειται για κόμβους που χαρακτηρίζονται από μια ενδιάμεση αντοχή ή δυσκαμψία.

Όπως με την κατάταξη των διατομών (που βασίζεται στο λόγο πλάτους προς πάχος των στοιχείων που τις συνθέτουν), η έννοια της στροφικής ικανότητας που χρησιμοποιείται στους κόμβους είναι ανάλογη με την έννοια της πλαστικότητας, σχετίζεται δε άμεσα με το μέγεθος της πλαστικής στροφής που αναπτύσσεται, καθώς το μέλος φορτίζεται μέχρι την καμπτική αντοχή σχεδιασμού.

Έτσι, με έναν ανάλογο τρόπο προς τις διατομές μελών, οι κόμβοι μπορούν να κατατάσσονται ανάλογα με την πλαστικότητα ή την στροφική ικανότητα. Η κατάταξη αυτή είναι ένα μέτρο της ικανότητας τους να αντιστέκονται σε πρόωρη τοπική

αστάθεια και, ακόμη πιθανότερο, σε πρόωρη ψαθυρή αστοχία (ειδικά λόγω αστοχίας των κοχλιών) με ανάλογες επιπτώσεις στον τύπο καθολικής στατικής ανάλυσης που επιτρέπεται.

Το πρακτικό ενδιαφέρον αυτής της κατάταξης των κόμβων είναι να ελέγχεται αν μπορεί να πραγματοποιηθεί ελαστοπλαστική στατική ανάλυση του φορέα μέχρι το σχηματισμό πλαστικού μηχανισμού κατάρρευσης στην κατασκευή, που σημαίνει τη δημιουργία σχετικών αρθρώσεων, τουλάχιστον σε μερικούς από τους κόμβους. Η κατάταξη αυτή των κόμβων ανάλογα με την πλαστικότητα μπορεί να καθοριστεί από τις γεωμετρικές και μηχανικές ιδιότητες των συστατικών τους (κοχλίες, ραφές συγκόλλησης, πάχος ελασμάτων κλπ).

Έτσι, όταν εφαρμόζεται πλαστικός σχεδιασμός, η κύρια χρήση της κατάταξης αυτής είναι η πρόβλεψη πιθανής ανάγκης να επιτραπεί ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στον κόμβο, οπότε ο κόμβος πρέπει να διαθέτει επιπλέον επαρκή πλαστικότητα. Συγκεντρωτικά:

**Πίνακας 8.1:** Ταξινόμηση των κόμβων με βάση την μέθοδο ανάλυσης του φορέα.

Μέθοδος Ανάλυσης Φορέα	Ταξινόμηση Κόμβου		
	Ονομαστικά Αρθρωτός	Άκαμπτος	Ημι-άκαμπτος
Ελαστική	Ονομαστικά Αρθρωτός	Άκαμπτος	Ημι-άκαμπτος
Πλαστική	Ονομαστικά Αρθρωτός	Πλήρους Αντοχής	Μερικής Αντοχής
Ελαστο-πλαστική	Ονομαστικά Αρθρωτός	Άκαμπτος και Πλήρους Αντοχής	Ημι-άκαμπτος και Μερικής Αντοχής Ημι-άκαμπτος και Πλήρους Αντοχής Άκαμπτος και Μερικής Αντοχής
Τύπος προσομοίωσης κόμβου	Απλός	Συνεχής	Ήμισυνεχής

## 8. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

Μια μεταλλική γέφυρα καταπονείται από διάφορες φορτίσεις, αυτές εμφανίζονται σε διάφορα σημεία της κατασκευής και ενδέχεται να προκαλέσουν μεγάλες τάσεις. Τις φορτίσεις μπορούμε να τις διακρίνουμε ανάλογα με την σπουδαιότητά τους και την συχνότητα εμφάνισής τους ως εξής:

1. Κύρια φορτία (ίδιο βάρος κατασκευής, χιόνι, άτομα, φορτηγά),
2. Πρόσθετα φορτία (άνεμος, πλευρική κρούση κ.α).

Με βάση τις διαστάσεις της γέφυρας λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη διέλευση τεσσάρων φορτηγών, βάρους 20 tn το καθένα από αυτά, ως μέγιστο κινητό φορτίο που επιδρά πάνω στη γέφυρα.

Το οδόστρωμα αποτελείται από σκυρόδεμα πάχους 0,25m με μήκος 24m και πλάτος 6m. Η συγκράτηση του θα γίνει με τη χρήση λαμαρίνας πάχους 5mm και λοιπών διαστάσεων όσο και αυτές του οδοστρώματος. Οι μηκίδες θα είναι από τυποποιημένους δοκούς μέσου πλάτους **ΙΡΕ 120** ενώ οι διαδοκίδες θα είναι από τυποποιημένους πλατύπελμους δοκούς **ΙΡΒ<sub>1</sub> 300**.

Στον παρακάτω Πίνακα 8.1 αναγράφονται τα φορτία και ο υπολογισμός τους.



**Πίνακας 8.1:** Περιγραφή των φορτίων.

Περιγραφή		Φορτίο (κρ)
Κινητά φορτία	4 φορτηγά x 20 t x 10 <sup>3</sup>	80000
Οδόστρωμα	Μπετόν 0,25m x 24m x 6m 2,5t/m <sup>3</sup> x 10 <sup>3</sup>	90000
Λαμαρίνα 5mm	24m x 6m x 5mm x 8 kg/dcm <sup>3</sup>	5760
Χιόνι για οριζόντια επιφάνεια	24m x 6m x 75 kg/m <sup>2</sup>	10800
<b>Σύνολο 1</b>		<b>186560</b>

Στην συνέχεια υπολογίζονται τα φορτία των δοκών. Στην παρούσα εργασία το υλικό κατασκευής των δοκών επιλέχθηκε να είναι το **IPE 120** για τις μηκίδες και το **IPB<sub>i</sub> 300** για τις διαδοκίδες. Αυτή η επιλογή έγινε με βάση τους υπολογισμούς που παρουσιάζονται στα κεφάλαια 8.2 και 8.3 που ακολουθούν αλλά και τους πίνακες Π1 και Π2 των παραρτημάτων της παρούσας εργασίας. Βασική προϋπόθεση της επιλογής είναι η αντοχή τους στα φορτία αλλά και η όσο το δυνατό μικρότερη επιφάνεια που θα καταλαμβάνουν οι δοκοί (με άμεση επίπτωση στη μείωση του κόστους). Στον παρακάτω Πίνακα 8.2 παρουσιάζονται ο αριθμός των δοκών (μηκίδων και διαδοκίδων) με το μήκος της κάθε δοκού και το τελικό φορτίο που προκύπτει από τα συγκεκριμένα υλικά.

**Πίνακας 8.2:** Περιγραφή των Δοκών και των φορτίσεων τους.

Περιγραφή	Δοκός	Αριθμός δοκών * Μήκος	Βάρος Διατομής (κρ/m)	Φορτίο (κρ)
Δοκοί κατά μήκος (μηκίδες)	IPE 120	9 x 24m	10.4	2246
Δοκοί κατά πλάτος (διαδοκίδες)	IPB <sub>i</sub> 300	7 x 6.0m	88.3	3709
<b>Σύνολο 2</b>				<b>5955</b>

Συνολικό βάρος γέφυρας: 186560+5955 = 192515 κρ

## 8.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ ΤΩΝ ΜΗΚΙΔΩΝ

Το φορτίο που ασκείται ανά m<sup>2</sup> στις μηκίδες προκύπτει από τον λόγο του βάρους (B) προς την επιφάνεια. Το βάρος (B) είναι το άθροισμα όλων των φορτίων που ασκούνται στις μηκίδες. Άρα το φορτίο των μηκίδων είναι:

$$W_1 = \frac{B}{F} \quad (8.1)$$

οπότε

$$W_1 = \frac{B}{F} = \frac{186560 \text{kp}}{(24 \cdot 6) \text{m}^2} = 1295.6 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} = 1.3 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

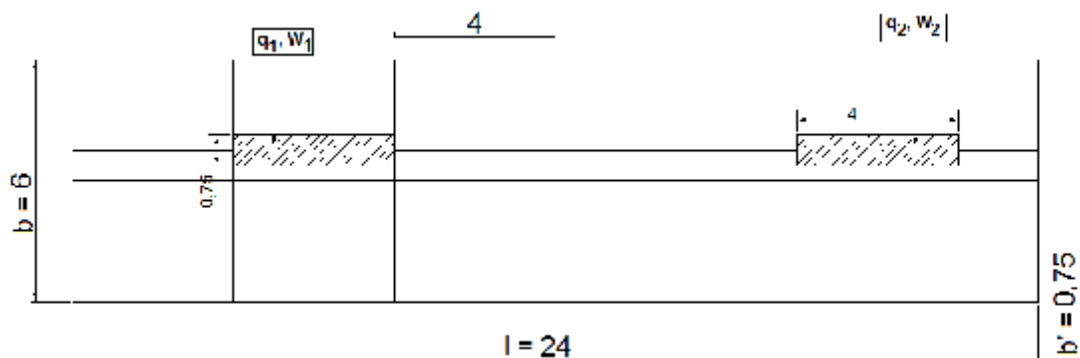
Όσον αφορά το φορτίο των διαδοκίδων είναι:

$$W_2 = \frac{B}{F} = \frac{188806 \text{kp}}{(24 \cdot 6) \text{m}^2} = 1311.15 \frac{\text{kp}}{\text{m}^2} = 1.31 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

Το βάρος (B) που ασκείται στις διαδοκίδες είναι το άθροισμα όλων των φορτίων που ασκούνται στις μηκίδες και το ίδιο βάρος των μηκίδων, ήτοι:

$$B = 186560 \text{Kp} + 2246 \text{Kp} = 188806 \text{Kp}$$

Στο παρακάτω σχήμα 22 παρουσιάζεται η κάτοψη του καταστρώματος όπως θα προκύψει με τις διαδοκίδες και με τις μηκίδες. Στο ίδιο σχήμα φαίνεται και η διαστασιολόγηση όλων το επιμέρους μελών του καταστρώματος.



**Σχήμα 22:** Κάτοψη καταστρώματος μορφωμένου με διαδοκίδες και μηκίδες.

## 8.2 ΜΗΚΙΔΕΣ

Το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο που ασκείται στις μηκίδες ( $q_1$ ) δίνεται από τη εξίσωση:

$$q_1 = \frac{B}{\frac{b}{b'} \cdot l} \left[ \frac{\text{tn}}{\text{m}} \right] \quad (8.2)$$

Οπότε έχουμε:

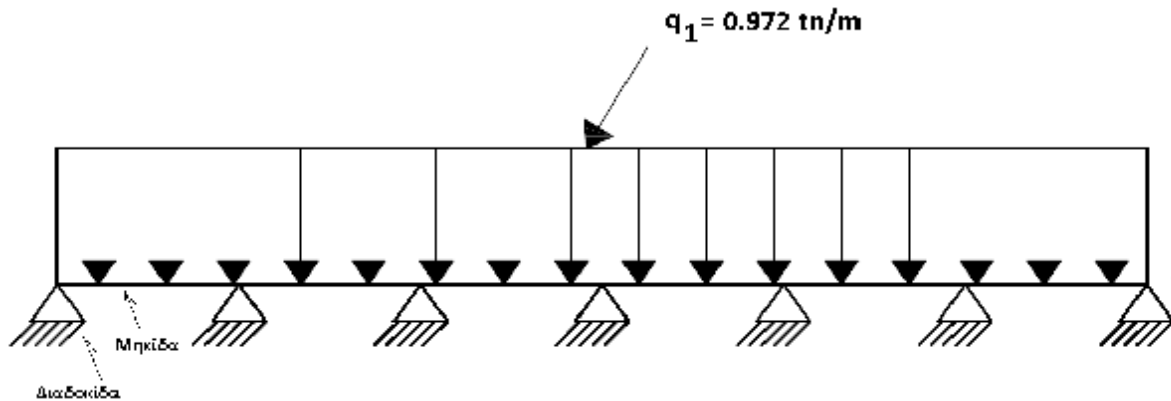
$$q_1 = \frac{B}{\frac{b}{b'} \cdot l} = \frac{186560kp}{\frac{6m}{0.75m} \cdot 24m} = 971.7 \frac{kp}{m} = 0.972 \frac{tn}{m}$$

όπου

$b'$  είναι η απόσταση μεταξύ των μηκίδων και είναι ίση με 0.75m, (βλέπε σχήμα 22). Με βάση και το σχήμα προκύπτει ότι θα υπάρχουν 8 ανοιγματοκατά πλάτος, (αφού  $6m/0.75m = 8$  ανοιγματοκατά πλάτος),

$b$  είναι το συνολικό πλάτος, ίσο με 6 m, (βλέπε Σχ.22),

$l$  είναι το συνολικό μήκος, ίσο με 24 m, (βλέπε Σχ.22).



**Σχήμα 23:** Το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο που ασκείται στις μηκίδες.

Η μέγιστη ροπή κάμψης ακραίων ανοιγμάτων ( $M_{max}$ ) δίνεται από τη σχέση:

$$M_{max} = \frac{q_1 \cdot l}{11} \quad (8.4)$$

οπότε

$$M_{max} = \frac{q_1 \cdot l}{11} = \frac{0.972 \frac{tn}{m} \cdot 4m}{11} = 0.353tn \cdot m = 35.3 tn \cdot cm$$

Με βάση την μέγιστη ροπή κάμψης υπολογίζουμε την μέγιστη τάση που μπορεί να δεχθεί η δοκός με βάση την εξίσωση:

$$\sigma_m < \sigma_{επ.} = 1.4 \frac{tn}{cm^2} \Rightarrow \sigma_m = \frac{M_{max}}{W} < 1.4 \frac{tn}{cm^2} \quad (8.5)$$

όπου

$\sigma_{επ.}$  είναι η επιτρεπόμενη τάση για θλίψη από κάμψη. Σύμφωνα με τον Πίνακα Π3 του παραρτήματος II, για χάλυβα St37 είναι  $\sigma_{επ.} = 1.4 tn/cm^2$ .

$W$  είναι η απαιτούμενη ροπή αντοχής της διατομής και προκύπτει από τον Πίνακα Π2 των τυποποιημένων διατομών του Παραρτήματος II.

Άρα

$$\sigma_m < \sigma_{\text{adm}} = 1.4 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \sigma_m = \frac{M_{\text{max}}}{W} = \frac{35.3 \text{ tn} \cdot \text{cm}}{53 \text{ cm}^3} = 0.666 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2} < 1.4 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2}$$

Άρα οι μηκίδες θα αντέχουν. Οπότε το έλασμα που επιλέγουμε είναι το **IPE 120**.

### 8.3 ΔΙΑΔΟΚΙΔΕΣ

Θεωρώντας συγκεντρωμένα φορτία θα έχουμε 8 διαστήματα κατά πλάτος. Οι δυνάμεις που ασκούνται από τις μηκίδες στις διαδοκίδες, είναι:

$$P = b' \cdot b'' \cdot \frac{B}{l \cdot b} \quad (8.6)$$

όπου

$b''$  είναι η απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων και είναι ίση με 4m, (βλέπε σχήμα 23),

$b'$  είναι η απόσταση μεταξύ των μηκίδων και είναι ίση με 0,75m, (βλέπε σχήμα 23).

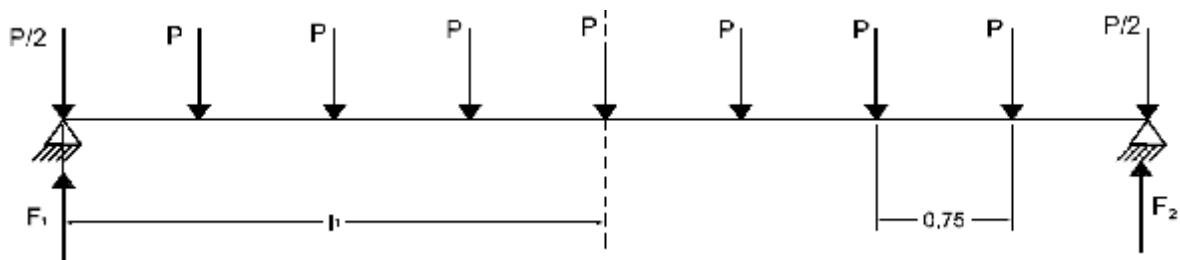
$b$  είναι το συνολικό πλάτος, ίσο με 6 m, (βλέπε Σχ. 23),

$l$  είναι το συνολικό μήκος, ίσο με 24 m, (βλέπε Σχ. 23).

$$P = 0.75 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot \frac{188806 \text{ kg}}{24 \text{ m} \cdot 6 \text{ m}} \Rightarrow P = 3.93 \text{ tn}$$

Θεωρώντας ότι οι ακραίες δυνάμεις  $P/2$  του Σχήματος 25 μεταβιβάζονται κατευθείαν στα στηρίγματα (οπότε δεν λαμβάνονται υπόψη για την καταπόνηση της διαδοκίδας), προκύπτει ότι οι αντιδράσεις των στηρίξεων των ενδιάμεσων διαδοκίδων, είναι:

$$F_1 = 3.5 \cdot P = 3.5 \cdot 3.93 \text{ tn} \Rightarrow F_1 = 13.77 \text{ tn} \quad (8.7)$$



**Σχήμα 24:** Κατανομή του φορτίου που ασκείται στις ενδιάμεσες διαδοκίδες.

**Στο μέσον:**

Η ροπή όπου ασκείται στο μέσο της διαδοκίδας υπολογίζεται ως εξής:

$$M'_{max} = (F_1 \cdot l_1) - (P \cdot 3 \cdot 0.75) - (P \cdot 2 \cdot 0.75) - (P \cdot 0.75) \quad (8.8)$$

όπου

$F_1$  είναι η δύναμη αντίδρασης στηρίξεως διαδοκίδας,

$l_1$  είναι η απόσταση του σημείου εφαρμογής της δύναμης  $F_1$  από το μέσον της διαδοκίδας,

$P$  είναι η δύναμη που ασκείται από τις μηκίδες στις διαδοκίδες.

οπότε

$$\begin{aligned} M'_{max} &= (F_1 \cdot l_1) - (P \cdot 3 \cdot 0.75) - (P \cdot 2 \cdot 0.75) - (P \cdot 0.75) = \\ &= 13.77 \text{ tn} \cdot 3\text{m} - 3.93 \text{ tn} \cdot (6 \cdot 0.75)\text{m} \Rightarrow M'_{max} = 23.595 \text{ tn} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Για χάλυβα St 52 και έλασμα **IPB<sub>1</sub> 300** με την χρήση του Πίνακα Π1 (Παράρτημα Ι) έχουμε ότι  $W_x = 1260 \text{ cm}^3$ .

Η τάση που αναπτύσσεται στις διαδοκίδες χωρίς να ληφθεί υπόψη το ίδιο βάρος αυτών είναι:

$$\sigma_{υπ} < \sigma_{επ.} = 2.1 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \sigma_m = \frac{M'_{max}}{W_x} = \frac{2359.5 \text{ tn} \cdot \text{cm}}{1260 \text{ cm}^3} = 1.87 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2} < 2.1 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2} \quad (8.9)$$

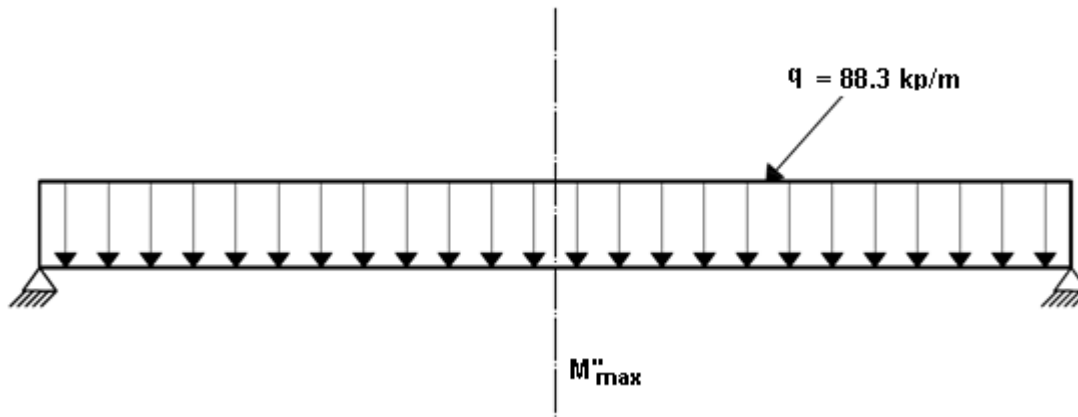
όπου

$\sigma_{επ.}$  είναι επιτρεπόμενη τάση για χάλυβα St 52 για θλίψη από κάμψη. Σύμφωνα με τον Πίνακα Π3 του παραστήματος ΙΙ έχουμε:  $\sigma_{επ.} = 2.1 \text{ tn/cm}^2$ .

**Άρα αντέχει.**

### **ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ IPB<sub>1</sub> 300**

Το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο σε μια ράβδο **IPB<sub>1</sub> 300** δίνεται από τον Πίνακα Π1 (Παράρτημα Ι) των τυποποιημένων δοκών και είναι  $q = 88.3 \text{ kp/m}$ .



**Σχήμα 25:** Κατανομή του ομοιόμορφου φορτίου που ασκείται από το ίδιο βάρος σε μια από τις ράβδους **IPB<sub>1</sub> 300**.

Στο μέσο μεταξύ δυο στηριγμάτων της διαδοκίδας αναπτύσσεται μια ροπή που την ονομάζουμε ( $M''_{max}$ ). Θεωρώντας το τμήμα αυτό της διαδοκίδας ως αμφιέριστο, η ( $M''_{max}$ ) υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M''_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad (8.10)$$

οπότε:

$$M''_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{88.3 \frac{\text{kp}}{\text{m}} \cdot 6^2 \text{m}^2}{8} \Rightarrow M''_{max} = 397.4 \text{ kp} \cdot \text{m} \text{ ή } M''_{max} = 39.74 \text{ tn} \cdot \text{cm}$$

Η συνολική ροπή που αναπτύσσεται, προκύπτει από το άθροισμα των ( $M'_{max}$ ) και της ( $M''_{max}$ ). Οπότε έχουμε:

$$M_{\text{συνολικό}} = M'_{max} + M''_{max} \quad (8.11)$$

$$M_{\text{συνολικό}} = M'_{max} + M''_{max} = 2359.5 \text{ tn} \cdot \text{cm} + 39.74 \text{ tn} \cdot \text{cm} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M_{\text{συνολικό}} = \mathbf{2399.24 \text{ tn} \cdot \text{cm}}$$

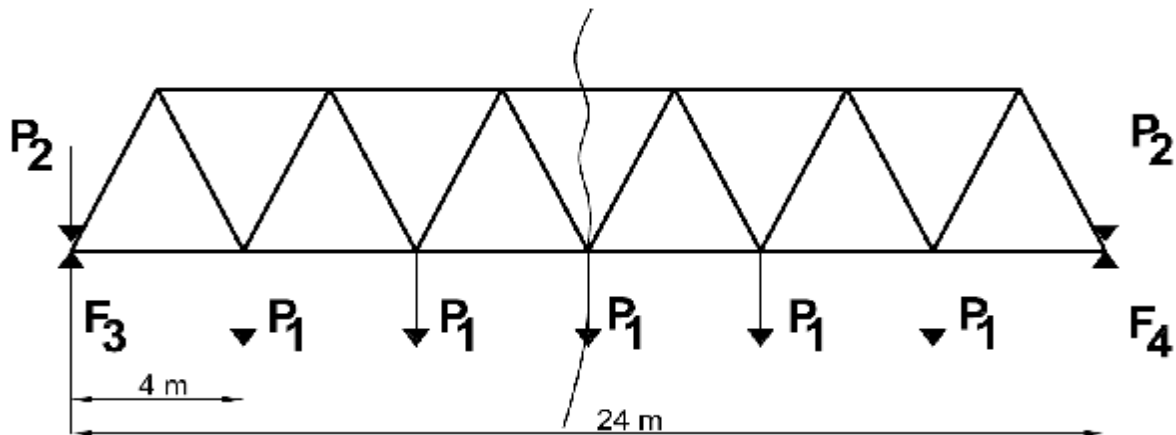
Από τον έλεγχο αντοχής της δοκού μέσω του υπολογισμού της επιβαλλόμενης τάσης και σύγκρισης της με την μέγιστη τάση που μπορεί να δεχθεί η διατομή έχουμε:

$$\sigma_{\text{υπ}} < 2.1 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2} \Rightarrow \sigma_{\text{m}} = \frac{M_{\text{max}}}{W_x} = \frac{2399.24 \text{ tn} \cdot \text{cm}}{1260 \text{ cm}^3} = 1.904 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2} < 2.1 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2} \quad (8.12)$$

**Άρα η διατομή αντέχει.**

## 9. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Η γέφυρα θα περιλαμβάνει δυο κύριες δοκούς μήκους 24 m, οι οποίες θα κατασκευαστούν ως δικτυώματα.



**Σχήμα 26:** Σχηματική παράσταση του δικτυώματος της κύριας δοκού της γέφυρας.

Όπως βλέπουμε και από το παραπάνω Σχήμα 26 το φορτίο  $P_1$  ασκείται από την διαδοκίδα πάνω στον κάθε κόμβο του δικτυώματος. Η δύναμη αυτή είναι άθροισμα τριών δυνάμεων, ήτοι:

- Της δύναμης  $F_1$  που είναι η αντίδραση στήριξης της διαδοκίδας και περιλαμβάνει όλα τα φορτία που είναι πάνω από αυτήν, εκτός από τα ακραία φορτία που μεταβιβάζονται κατευθείαν στο στήριγμα της διαδοκίδας,
- Τα ακραία φορτία με τιμή  $P/2$  που δεν συμπεριλήφθησαν στην (a),
- Το μισό από το ίδιο βάρος της διαδοκίδας.

Επειδή όλο το βάρος της γέφυρας μεταφέρεται σε 4 στηρίγματα των δυο δικτυωμάτων, σύμφωνα με στο Σχήμα 24 και το Σχήμα 26 θα πρέπει:

$$P_1 = F_1 + \frac{P}{2} + \frac{G_{\text{διαδοκίδας IPE1 300}}}{2} \quad (9.1)$$

οπότε

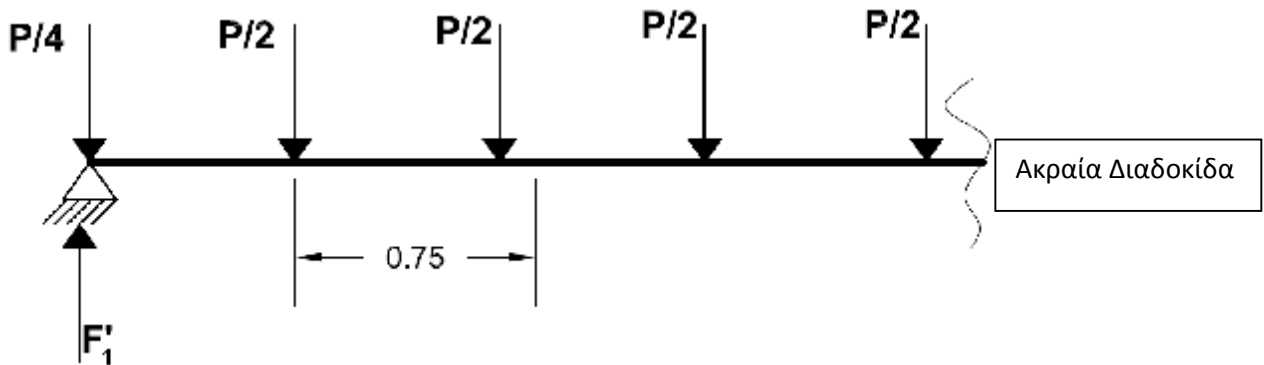
$$P_1 = 13.76 \text{ tn} + \frac{3.93 \text{ tn}}{2} + \frac{0.0883 \text{ tn} \cdot 6 \text{ m}}{2} \Rightarrow P_1 = 15.99 \text{ tn}$$

και

$$F_3 = F_4 = 5 \cdot \frac{P_1}{2} = 5 \cdot \frac{15.99}{2} \Rightarrow F_3 = F_4 = 39.99 \text{ tn}$$

Τα ίδια φορτία ασκούνται και στην απέναντι πλευρά της διαδοκίδας, η οποία στηρίζεται στο απέναντι δικτύωμα. Στις ακραίες διαδοκίδες ασκούνται δυνάμεις  $P/2$ , ενώ στα άκρα αυτών η δύναμη είναι  $P/4$ . Η δύναμη  $P/4$  δεν λαμβάνεται υπόψη στην καταπόνηση της διαδοκίδας διότι μεταβιβάζεται κατευθείαν στο στήριγμα αυτής,

(βλέπε Σχήμα 27). Στους ακραίους κόμβους του δικτυώματος από τις ακραίες διαδοκίδες ασκείται δύναμη  $P_2$  (όπως φαίνεται στο Σχήμα 26) η οποία δεν καταπονεί το δικτύωμα αλλά μεταβιβάζεται κατευθείαν στα στηρίγματα. Για τον υπολογισμό της  $P_2$  αρχικά υπολογίζουμε την αντίδραση στήριξης της διαδοκίδας  $F'_1$  με την βοήθεια και του παρακάτω Σχήματος 27. Οπότε έχουμε:



Σχήμα 27: Κατανομή των δυνάμεων που ασκούνται στο ένα άκρο της διαδοκίδας.

$$F'_1 = 3.5 \cdot \frac{P}{2} = 3.5 \cdot \frac{3,93}{2} \Rightarrow F'_1 = 6,88 \text{ tn}$$

και

$$P_2 = F'_1 + \frac{P}{4} + \frac{G_{IPB_1 300}}{2} = 6.88 \text{ tn} + \frac{3.93 \text{ tn}}{4} + \frac{0.0883 \text{ tn} \cdot 6 \text{ m}}{2} \Rightarrow P_2 = 8 \text{ tn}$$

Θέλοντας να επαληθεύσουμε τα παραπάνω αποτελέσματα μπορούμε να υπολογίσουμε τις δυνάμεις που ασκούνται στα στηρίγματα του δικτυώματος. Οπότε και με βάση το Σχήμα 26, ασκούνται οι εξής δυνάμεις:

$$\begin{aligned} ST_1 = ST_2 = F_3 + P_2 &= 2.5 \cdot P_1 + P_2 = \\ &= 2.5 \cdot \left[ F_1 + \frac{P}{2} + \frac{G_{\text{διαδοκίδας IP B}_1 300}}{2} \right] + \left[ F'_1 + \frac{P}{4} + \frac{G_{\text{διαδοκίδας IP B}_1 300}}{2} \right] = \end{aligned}$$

Επειδή  $F_1 = 3.5 \cdot P$  και  $F'_1 = 3.5 \cdot \frac{P}{2}$  έχουμε:

$$ST_1 = ST_2 = 10 \cdot P + \frac{5}{4} \cdot G_{\text{διαδοκίδας IP B}_1 300} + 2 \cdot P + \frac{G_{\text{διαδοκίδας IP B}_1 300}}{2} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow ST_1 = ST_2 = 12 \cdot P + \frac{7}{4} \cdot G_{\text{διαδοκίδας IP B}_1 300}$$

ΟΠΟΤΕ

$$\Rightarrow ST_1 = ST_2 = 12 \cdot \frac{188806 \text{ kp}}{48} + \frac{7}{4} \cdot 88.3 \frac{\text{kp}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m} = 48128.65 \text{ kp}$$



Άρα το συνολικό βάρος της γέφυρας είναι:

$$B = 4 \cdot 48128.65 \Rightarrow B = 192514.6 \text{ kp} \cong 192515 \text{ kp}$$

Το συνολικό βάρος που προκύπτει συμπίπτει με αυτό που υπολογίσαμε στα προηγούμενα αθροίζοντας όλα τα φορτία της γέφυρας.

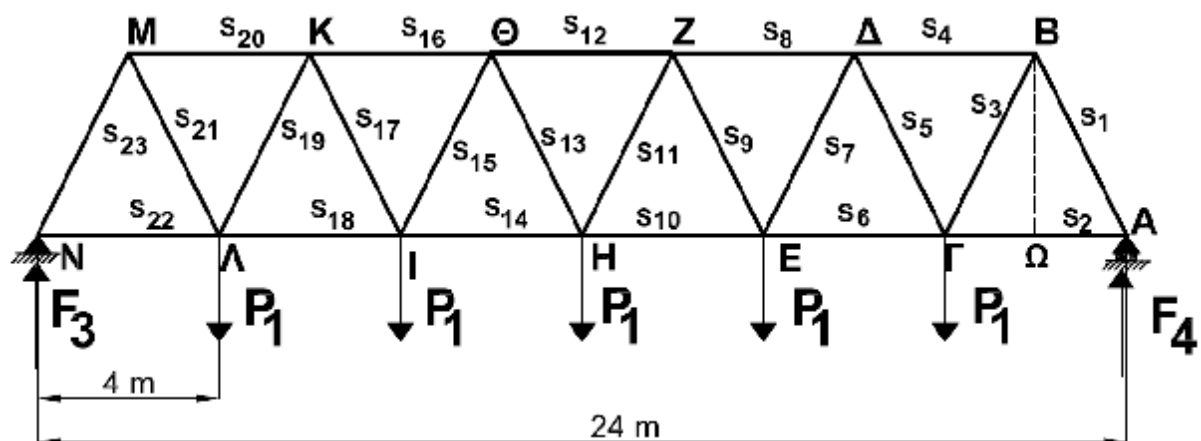
### 9.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΡΑΒΔΩΝ

Για τον υπολογισμό των δυνάμεων των ράβδων του δικτυώματος της γέφυρας αρχικά θα πρέπει να ονοματίσουμε τους κόμβους αρχίζοντας από την μια από τις δυο στηρίξεις. Στο δικτύωμα που μελετάμε αρχίζουμε από την δεξιά άρθρωση ξεκινώντας από το γράμμα Α και συνεχίζουμε όπως παρουσιάζεται και στο παρακάτω Σχήμα 28. Στην συνέχεια παρουσιάζουμε και τις δυνάμεις των ράβδων αρχίζοντας από την δύναμη  $S_1$  στην πρώτη ράβδο και συνεχίζοντας ως την τελευταία ράβδο με το  $S_{23}$  (βλέπε Σχ. 28). Κατόπιν εργαζόμαστε σε κάθε κόμβο ξεχωριστά για να υπολογίσουμε τις δυνάμεις. Οι αντιδράσεις στις στηρίξεις έχουν ήδη υπολογιστεί και έχουν τιμές:

$$F_3 = F_4 = 39.99 \text{ tn.}$$

Οι δυνάμεις  $P_1$  στους κόμβους του δικτυώματος έχουν ήδη υπολογιστεί και έχουν τιμές:

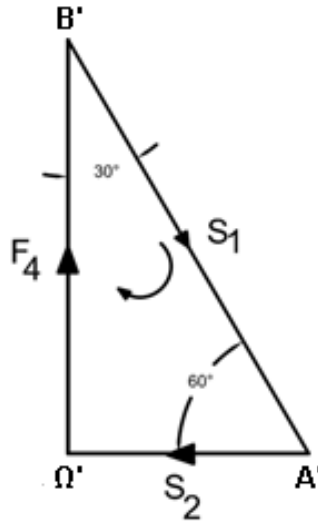
$$P_1 = 15.99 \text{ tn}$$



**Σχήμα 28:** Παρουσίαση του συνολικού δικτυώματος με τους κόμβους και τις δυνάμεις.

## 9.2 ΚΟΜΒΟΣ Α

Για τον υπολογισμό των δυνάμεων στον κόμβο Α αρχικά κατασκευάζουμε το δυναμοτρίγωνο  $A'B'\Omega'$ , (βλέπε Σχ.29):



Σχήμα 29: Δυναμοτρίγωνο του κόμβου Α.

Με την βοήθεια του παραπάνω Σχήματος  $AB\Omega$  και με την χρήση της μεθόδου των ομοίων τριγώνων  $AB\Omega$  και  $A'B'\Omega'$ , έχουμε:

$$\frac{F_4}{(B\Omega)} = \frac{S_2}{(A\Omega)} \Rightarrow S_2 = F_4 \cdot \frac{(A\Omega)}{(B\Omega)} = 39.99 \text{ tn} \cdot \frac{2\text{m}}{3.46\text{m}} \Rightarrow S_2 = 23.1 \text{ tn}$$

$$(AB)^2 = (A\Omega)^2 + (B\Omega)^2 \Rightarrow (B\Omega) = \sqrt{(AB)^2 - (A\Omega)^2} \Rightarrow (B\Omega) = \sqrt{4^2 - 2^2}$$

$$\Rightarrow (B\Omega) = 3.46 \text{ m}$$

Επιπροσθέτως λόγω του ότι το τρίγωνο είναι ισόπλευρο (δηλαδή  $(AB) = (A\Gamma) = 4\text{m}$ ) και από τα ίδια όμοια τρίγωνα, θα έχουμε:

$$\frac{F_4}{(B\Omega)} = \frac{S_1}{(AB)} \Rightarrow S_1 = F_4 \cdot \frac{(AB)}{(B\Omega)} = 39.99 \text{ tn} \cdot \frac{4\text{m}}{3.46\text{m}} \Rightarrow S_1 = 46.23 \text{ tn}$$

Άρα οι δυνάμεις των συγκεκριμένων ράβδων θα είναι αντίστοιχα:

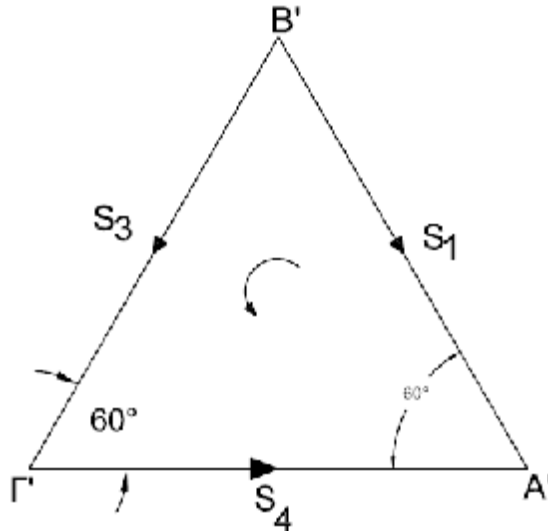
$$S_1 = 46.23 \text{ tn}$$

και

$$S_2 = 23.1 \text{ tn}$$

### 9.3 ΚΟΜΒΟΣ Β

Για τον υπολογισμό των δυνάμεων στον κόμβο Β κατασκευάζουμε το δυναμοτρίγωνο  $A'B'\Gamma'$ , (βλέπε Σχήμα 30). Στο σχήμα αυτό φαίνεται και η θετική φορά που θα έχουν οι δυνάμεις κατά την επίλυση.



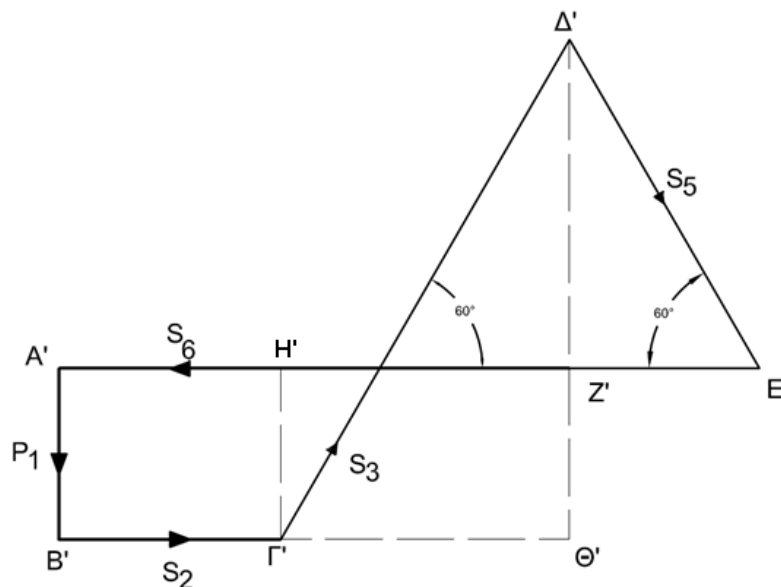
Σχήμα 30: Δυναμοτρίγωνο του κόμβου Β.

Λόγω του ισόπλευρου δυναμοτριγώνου (βλέπε Σχ.30) προκύπτει ότι:

$$S_3 = S_1 = 46.23 \text{ tn. Ομοίως } S_4 = S_1 = 46.23 \text{ tn.}$$

### 9.4 ΚΟΜΒΟΣ Γ

Για τον κόμβο Γ προκύπτει το παρακάτω δυναμοπολύγωνο  $\Delta'B'\Gamma'$ , (Σχ. 31):



Σχήμα 31: Δυναμοπολύγωνο του κόμβου Γ.

Με την βοήθεια του παραπάνω σχήματος έχουμε:

$$S_6 = (A'H') + (H'Z') + (Z'E') = S_2 + S_3 \cdot \cos 60^\circ + S_5 \cdot \cos 60^\circ$$

$$(\Delta'\theta') = (\Delta'Z') + (Z'\theta') \Rightarrow S_3 \cdot \sin 60^\circ = S_5 \cdot \sin 60^\circ + P_1 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow S_5 = \frac{S_3 \cdot \sin 60^\circ - P_1}{\sin 60^\circ} = \frac{46.23 \cdot \sin 60^\circ - 15.99}{\sin 60^\circ} \Rightarrow S_5 = 27.77 \text{ tn}$$

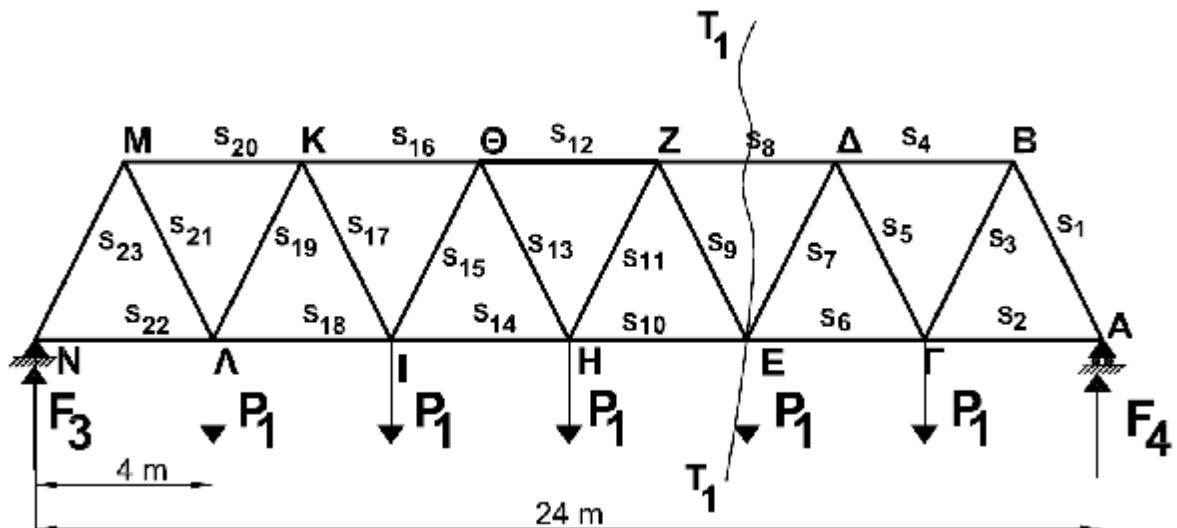
και

$$S_3 \cdot \cos 60^\circ + S_5 \cdot \cos 60^\circ + S_2 = S_6 \Rightarrow S_6 = 46.23 \cdot \cos 60^\circ + 27.77 \cdot \cos 60^\circ + 23.1 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow S_6 = 60.1 \text{ tn}$$

## 9.5 ΤΟΜΗ RITTER T<sub>1</sub>-T<sub>1</sub>

Ο υπολογισμός της δύναμης S<sub>8</sub> μπορεί να γίνει ευκολότερα με χρήση της τομής Ritter.



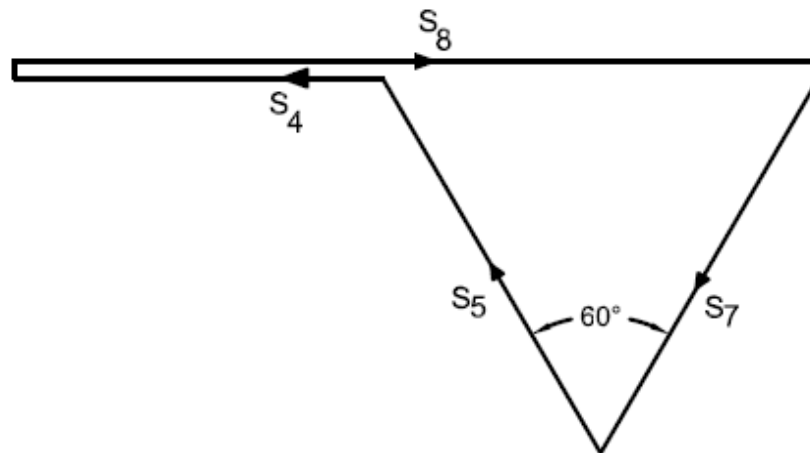
Σχήμα 32: Παρουσίαση της τομής κατά Ritter στο συνολικό δικτύωμα.

Για την χρήση της μεθόδου αυτής κάνουμε τομή στην περιοχή T<sub>1</sub>E όπως φαίνεται στο Σχήμα 32. Στην συνέχεια κρατάμε το δεξιό τμήμα της τομής και παίρνουμε ροπές ως προς E. Οπότε έχουμε:

$$\begin{aligned} \Sigma M_E = 0 &\Rightarrow S_8 \cdot 3.46 \text{ m} - P_1 \cdot 4 \text{ m} + F_4 \cdot 8 \text{ m} = 0 \Rightarrow S_8 = \frac{P_1 \cdot 4 \text{ m} - F_4 \cdot 8 \text{ m}}{3.46} \Rightarrow \\ &\Rightarrow S_8 = \frac{15.99 \text{ tn} \cdot 4 \text{ m} - 39.99 \text{ tn} \cdot 8 \text{ m}}{3.46} \Rightarrow S_8 = -73.99 \text{ tn} \end{aligned}$$

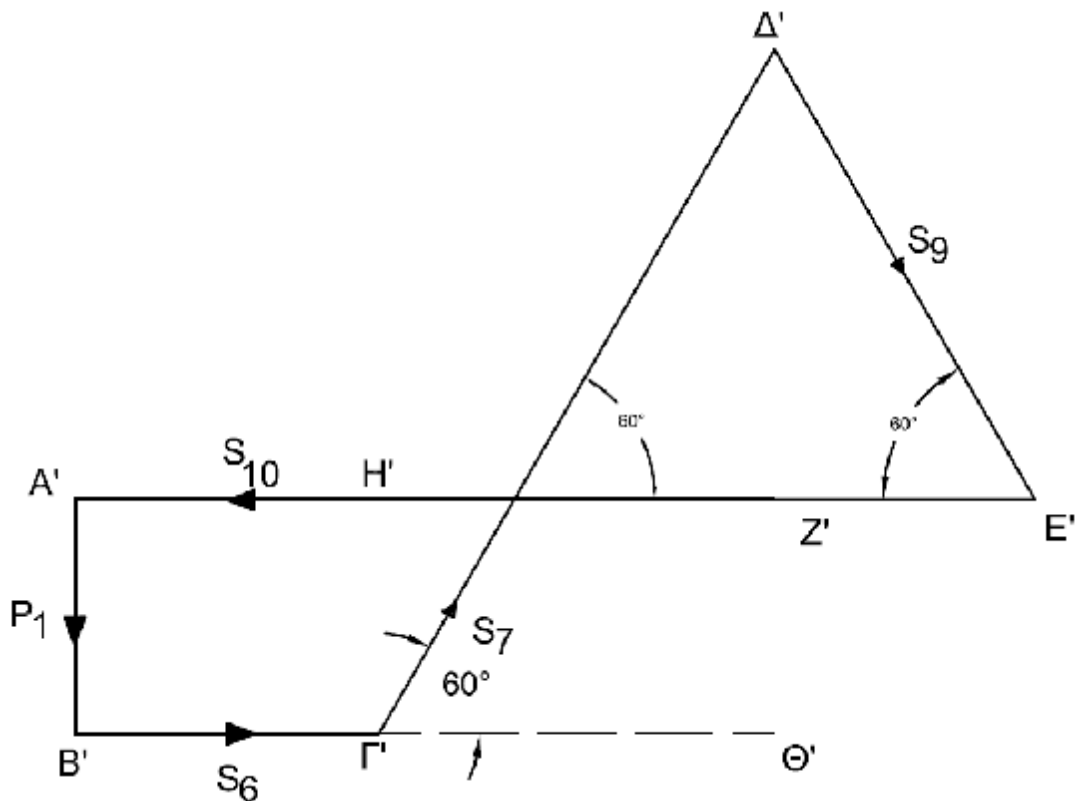
## 9.6 ΚΟΜΒΟΣ Δ

Όπως φαίνεται και στο παραπάνω Σχήμα 32, αλλά και στο δυναμοπολύγωνο στο Σχήμα 33, έχουμε:  $S_5 = S_7 = 27.77 \text{ tn}$ .



Σχήμα 33: Δυναμοπολύγωνο του κόμβου Δ.

## 9.7 ΚΟΜΒΟΣ Ε



Σχήμα 34: Δυναμοπολύγωνο του κόμβου Ε.

Με την βοήθεια του παραπάνω σχήματος έχουμε:

$$(A'E') = (A'H') + (H'Z') + (Z'E') \Rightarrow S_{10} = S_6 + S_9 \cdot \cos 60^\circ + S_7 \cdot \cos 60^\circ$$

$$(\Delta'\Theta') = (\Theta'Z') + (Z'\Delta') \Rightarrow S_7 \cdot \sin 60^\circ = S_9 \cdot \sin 60^\circ + P_1 \Rightarrow$$

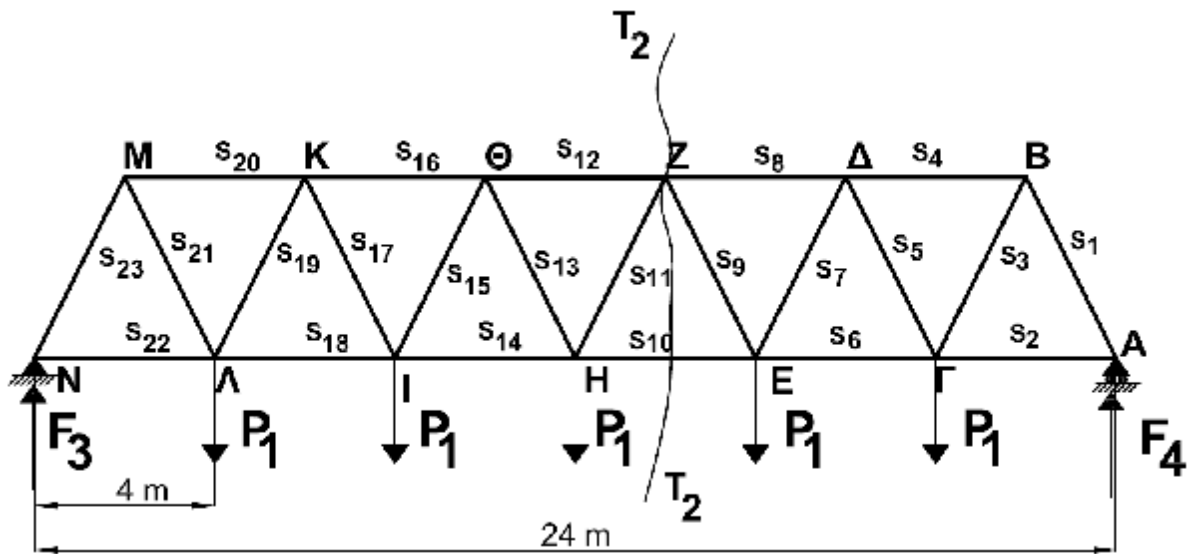
$$\Rightarrow S_9 = \frac{S_7 \cdot \sin 60^\circ - P_1}{\sin 60^\circ} = \frac{27.77 \cdot \sin 60^\circ - 15.99}{\sin 60^\circ} \Rightarrow S_9 = 9.31 \text{ tn}$$

και

$$S_9 \cdot \cos 60 + S_7 \cdot \cos 60 + S_6 = S_{10} \Rightarrow S_{10} = 9.31 \cdot \cos 60 + 27.77 \cdot \cos 60 + 60,1 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow S_{10} = 78.64 \text{ tn}$$

### 9.8 ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΤΟΥ $S_{10}$ ΜΕ ΤΟΜΗ RITTER $T_2-T_2$



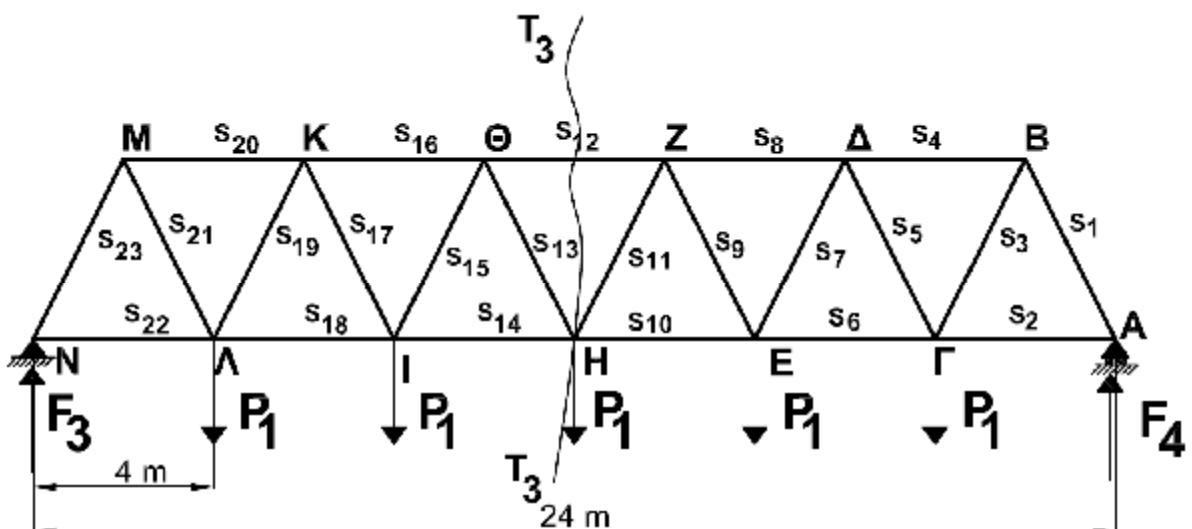
Σχήμα 35: Παρουσίαση της τομής κατά Ritter  $T_2-T_2$  στο συνολικό δικτύωμα.

Με βάση το Σχήμα 35 παίρνουμε ροπές ως προς το Z και έχουμε:

$$S_{10} \cdot 3.46 \text{ m} + P_1 \cdot 2 \text{ m} + P_1 \cdot 6 \text{ m} - F_4 \cdot 10 \text{ m} = 0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow S_{10} = \frac{39.99 \cdot 10 - 15.99 \cdot 8}{3.46} \Rightarrow S_{10} = 78,6 \text{ tn}$$

### 9.9 ΤΟΜΗ RITTER $T_3-T_3$



Σχήμα 36: Παρουσίαση της τομής κατά Ritter  $T_3-T_3$  στο συνολικό δικτύωμα.

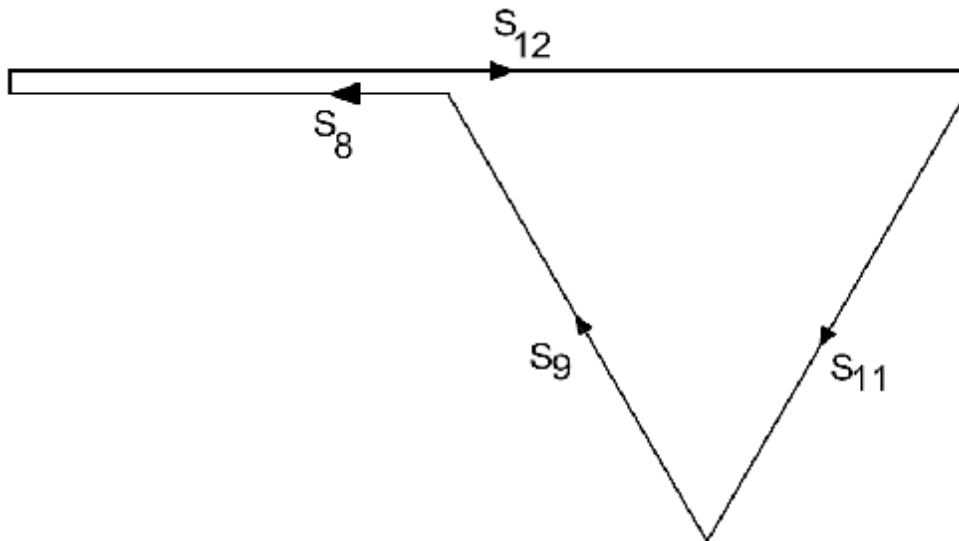
Με βάση το Σχήμα 36 παίρνουμε ροπές ως προς το Η και έχουμε:

$$-S_{12} \cdot 3.46 \text{ m} + P_1 \cdot 4 \text{ m} + P_1 \cdot 8 \text{ m} - F_4 \cdot 12 \text{ m} = 0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow S_{12} = -\frac{39.99 \cdot 12 - 15.99 \cdot 12}{3.46} \Rightarrow S_{12} = -83.24 \text{ tn}$$

## 9.10 ΚΟΜΒΟΣ Ζ

Με βάση το Σχήμα 35 ή και το Σχήμα 37 που είναι το δυναμοπολύγωνο του κόμβου, και επειδή έχουμε ισόπλευρο τρίγωνο προκύπτει:



Σχήμα 37: Δυναμοπολύγωνο του κόμβου Ζ.

$$S_{11} = S_9 = 9.31 \text{ tn}$$

Οι υπόλοιπες δυνάμεις του δικτυώματος έχουν τιμές ίσες με τις αντίστοιχες συμμετρικές. Κάνοντας ένα συγκεντρωτικό πίνακα με τα αποτελέσματα όλων των ράβδων του συνολικού δικτυώματος προκύπτει ο παρακάτω Πίνακας 8.1.

**Πίνακας 9.1:** Συγκεντρωτικός Πίνακας με τα εφελκυστικά και θλιπτικά φορτία των ράβδων που προέκυψαν από τους υπολογισμούς.

Εφελκυσόμενες Ράβδοι			Θλιβόμενες Ράβδοι		
Ράβδος	Δύναμη Ράβδου [tn]		Ράβδος	Δύναμη Ράβδου [tn]	
ΑΓ	S <sub>2</sub>	23.1	ΑΒ	S <sub>1</sub>	46.23
ΒΓ	S <sub>3</sub>	46.23	ΒΔ	S <sub>4</sub>	46.23
ΓΕ	S <sub>6</sub>	60.1	ΓΔ	S <sub>5</sub>	27.77



<b>ΔΕ</b>	<b>S<sub>7</sub></b>	27.77	<b>ΔΖ</b>	<b>S<sub>8</sub></b>	73.99
<b>ΕΗ</b>	<b>S<sub>10</sub></b>	78.64	<b>ΕΖ</b>	<b>S<sub>9</sub></b>	9.31
<b>ΖΗ</b>	<b>S<sub>11</sub></b>	9.31	<b>ΖΘ</b>	<b>S<sub>12</sub></b>	83.24
<b>ΝΛ</b>	<b>S<sub>22</sub></b>	23.1	<b>ΜΝ</b>	<b>S<sub>23</sub></b>	46.23
<b>ΜΛ</b>	<b>S<sub>21</sub></b>	46.23	<b>ΜΚ</b>	<b>S<sub>20</sub></b>	46.23
<b>ΛΙ</b>	<b>S<sub>18</sub></b>	60.1	<b>ΚΙ</b>	<b>S<sub>17</sub></b>	27.77
<b>ΚΛ</b>	<b>S<sub>19</sub></b>	27.77	<b>ΚΘ</b>	<b>S<sub>16</sub></b>	73.99
<b>ΙΗ</b>	<b>S<sub>14</sub></b>	78.64	<b>ΘΙ</b>	<b>S<sub>15</sub></b>	9.31
<b>ΘΗ</b>	<b>S<sub>13</sub></b>	9.31			

### 9.11 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ – ΛΥΓΙΣΜΟ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ

Ο βαθμός λυγηρότητας της ράβδου υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\lambda = \frac{s_k}{i_{min}} \quad (9.2)$$

όπου

$s_k$  είναι το ελεύθερο μήκος λυγισμού της ράβδου σε cm και  $i_{min}$  είναι η ελάχιστη ακτίνα αδράνειας της διατομής σε cm.

Η ελάχιστη ακτίνα αδράνειας της διατομής  $i_{min}$  υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F}} \quad (9.3)$$

όπου

$I_{min}$  είναι η ελάχιστη ροπή αδράνειας πλήρους διατομής σε  $cm^4$  και  $F$  είναι η επιφάνεια πλήρους διατομής της ράβδου (δηλαδή η διατομή χωρίς την αφαίρεση οπών).

Το ελεύθερο μήκος λυγισμού  $s_k$  (ιδεατό μήκος) εξαρτάται από το πραγματικό μήκος  $l$  και από τον τρόπο στηρίξεως και στα δυο άκρα της ράβδου. Για τον υπολογισμό του  $s_k$  χρησιμοποιείται η εξίσωση:

$$s_k = \beta \cdot l \quad (9.4)$$

όπου

$\beta$  είναι συντελεστής για διάφορες περιπτώσεις στηρίξεως. Για αμφιαρθρωτή ράβδο  $\beta = 1$ .

$l$  είναι το πραγματικό μήκος της ράβδου.

Για τον υπολογισμό των θλιβόμενων ράβδων σε λυγισμό έχει αναπτυχθεί η μέθοδος «ω». Ο συντελεστής ω ορίζεται ως ο λόγος:

$$\omega = \frac{\sigma_{d,επ}}{\sigma_{b,επ}} \quad (9.5)$$

όπου

$\sigma_{d,επ}$  είναι η επιτρεπόμενη τάση σε θλίψη και

$\sigma_{b,επ}$  είναι η επιτρεπόμενη τάση σε λυγισμό.

Η διαδικασία υπολογισμού των ράβδων σε λυγισμό σύμφωνα με την μέθοδο ω είναι η εξής:

1. Επιλογή μιας τυποποιημένης διατομή της ράβδου.
2. Από κατάλληλους πίνακες διατομών λαμβάνεται η επιφάνεια F της πλήρους διατομής χωρίς την αφαίρεση οπών και η ελάχιστη ροπή αδράνειας  $I_{min}$  της πλήρους διατομής.
3. Υπολογίζεται η ελάχιστη ακτίνα αδράνειας της διατομής  $i_{min}$  και του ελεύθερου μήκους λυγισμού  $s_k$  της ράβδου.
4. Υπολογίζεται ο βαθμός λυγηρότητας λ της ράβδου και στην συνέχεια μέσω κατάλληλων πινάκων, (στην περίπτωση της μελέτης μας για το δομικό υλικό St 52 που έχει επιλεγεί, θα χρησιμοποιήσουμε τον παρακάτω Πίνακα 9.2). Λαμβάνεται ο συντελεστής λυγισμού ω. Αν το λ δεν είναι ακέραιος αριθμός τότε στρογγυλοποιείται προς την αμέσως μεγαλύτερη ακέραιη τιμή.
5. Έλεγχος της υπάρχουσας τάσης ώστε να είναι μικρότερη από την επιτρεπόμενη σε θλίψη. Η εξίσωση που χρησιμοποιείται είναι:

$$\sigma_{υπ} = \frac{\omega \cdot P}{F} < \sigma_{επ.θλίψη} \quad (9.6)$$

**Πίνακας 9.2:** Συντελεστής λυγισμού ω για ράβδους από δομικό χάλυβα **St 52**.

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
<b>20</b>	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	<b>20</b>
<b>30</b>	1,11	1,12	1,12	1,13	1,14	1,15	1,15	1,16	1,17	1,18	<b>30</b>
<b>40</b>	1,19	1,19	1,20	1,21	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	<b>40</b>
<b>50</b>	1,28	1,30	1,31	1,32	1,33	1,35	1,36	1,37	1,39	1,40	<b>50</b>
<b>60</b>	1,41	1,43	1,44	1,46	1,48	1,49	1,51	1,53	1,54	1,56	<b>60</b>
<b>70</b>	1,58	1,60	1,62	1,64	1,66	1,68	1,70	1,72	1,74	1,77	<b>70</b>
<b>80</b>	1,79	1,81	1,83	1,86	1,88	1,911	1,93	1,95	1,98	2,01	<b>80</b>
<b>90</b>	2,05	2,10	2,14	2,19	2,24	2,29	2,33	2,38	2,43	2,48	<b>90</b>
<b>100</b>	2,53	2,58	2,64	2,69	2,74	2,79	2,85	2,90	2,95	3,01	<b>100</b>
<b>110</b>	3,06	3,12	3,18	3,23	3,29	3,35	3,41	3,47	3,53	3,59	<b>110</b>

120	3,65	3,71	3,77	3,83	3,89	3,96	4,02	4,09	4,15	432	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	13,45	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

## 9.12 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ – ΛΥΓΙΣΜΟ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>12</sub>

Όλες οι επάνω οριζόντιες ράβδοι του δικτυώματος υφίστανται θλίψη και θα έχουν την ίδια διατομή από έλασμα **IPB<sub>1</sub> 300**, και ίδιο μήκος ( $l = 4 \text{ m}$ ). Ο έλεγχος σε λυγισμό θα γίνει για την ράβδο S<sub>12</sub> η οποία φέρει την μεγαλύτερη θλιπτική δύναμη, ήτοι 83.24 kN και έχει μήκος 4 m, άρα  $s_k = l = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$ . Το έλασμα **IPB<sub>1</sub> 300** που επιλέξαμε, έχει τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

$$I_{\min} = 6310 \text{ cm}^4$$

$$W_{\min} = 421 \text{ cm}^3$$

$$i_{\min} = 7.49 \text{ cm}$$

$$F = 113 \text{ cm}^2$$

Ο βαθμός λυγηρότητας της ράβδου υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\lambda = \frac{s_k}{i_{\min}} = \frac{400 \text{ cm}}{7.49 \text{ cm}} \Rightarrow \lambda = 53.4 \approx 54$$

Από τον Πίνακα 9.2 για συντελεστή λυγισμού  $\omega$  για ράβδους από δομικό χάλυβα **St 52** και για  $\lambda = 54$  προκύπτει ότι  $\omega = 1.33$ .

Ελέγχουμε την υπάρχουσα τάση έτσι ώστε να είναι μικρότερη από την επιτρεπόμενη σε θλίψη με τον τύπο:

$$\sigma_{\text{υπ}} = \frac{\omega \cdot P}{F} < \sigma_{\text{επ.θλίψη}} = \frac{1.33 \cdot S_{12}}{113 \text{ cm}^2} = \frac{1.33 \cdot 83.24 \text{ tn}}{113 \text{ cm}^2} \Rightarrow \sigma_{\text{υπ}} = 0.98 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2} < 2.1 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2}$$

Παρατηρούμε ότι η ράβδος με **IPB<sub>1</sub> 300** θα αντέξει στην υπάρχουσα θλίψη.

### 9.13 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ – ΛΥΓΙΣΜΟ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>1</sub>

Όλες οι διαγώνιες ράβδοι του δικτυώματος θα έχουν την ίδια διατομή από έλασμα **IPB<sub>1</sub> 220** και θα υφίστανται είτε θλίψη είτε εφελκυσμό ανάλογα με την ανάλυση που έχει γίνει. Από τις θλιβόμενες ράβδους θα εξεταστεί η S<sub>1</sub> η οποία υφίσταται την μεγαλύτερη θλιπτική δύναμη, ήτοι: S<sub>1</sub> = 46.23 tn και έχει μήκος l = 4 m. Οπότε s<sub>k</sub> = 400 cm. Τα βασικά χαρακτηριστικά του ελάσματος **IPB<sub>1</sub> 220** με βάση τον Πίνακα Π1 του παραρτήματος Ι είναι:

$$\begin{aligned} I_{\min} &= 1950 \text{ cm}^4 \\ W_{\min} &= 178 \text{ cm}^3 \\ i_{\min} &= 5.51 \text{ cm} \\ F &= 64.3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Ο βαθμός λυγηρότητας της ράβδου είναι:

$$\lambda = \frac{s_k}{i_{\min}} = \frac{400 \text{ cm}}{5.51 \text{ cm}} \Rightarrow \lambda = 72.5 \cong 73$$

Από τον Πίνακα 11 για συντελεστή λυγισμού ω για ράβδους από δομικό χάλυβα **St 52** και για λ = 73 προκύπτει ότι ω = 1.64.

Ελέγχουμε την υπάρχουσα τάση έτσι ώστε να είναι μικρότερη από την επιτρεπόμενη σε θλίψη με τον τύπο:

$$\sigma_{\text{υπ}} = \frac{\omega \cdot P}{F} < \sigma_{\text{επ.θλίψη}} = \frac{1.64 \cdot S_1}{64.3 \text{ cm}^2} = \frac{1.64 \cdot 46.23 \text{ tn}}{64.3 \text{ cm}^2} \Rightarrow \sigma_{\text{υπ}} = 1.18 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2} < 2.1 \frac{\text{tn}}{\text{cm}^2}$$

Παρατηρούμε ότι η ράβδος με **IPB<sub>1</sub> 220** θα αντέξει στην υπάρχουσα θλίψη.

### 9.14 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>10</sub>

Όλες οι κάτω οριζόντιες ράβδοι του δικτυώματος υφίστανται εφελκυσμό και θα έχουν όλες την ίδια διατομή. Επιλέγουμε την διατομή **IPB<sub>1</sub> 220** για να είναι δυνατή η σύνδεση των στους κόμβους μαζί με τις διαγώνιες ράβδους. Ο έλεγχος σε εφελκυσμό θα γίνει μόνο για την ράβδο S<sub>10</sub>, η οποία έχει την μεγαλύτερη εφελκυστική δύναμη, ήτοι S<sub>10</sub> = 78.64 tn. Η χρήσιμη διατομή της ράβδου F<sub>n</sub> υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$\sigma_{\text{υπ}} = \frac{S_{10}}{F_n} \leq \sigma_{\text{επ.εφελκ.}} \quad (9.7)$$

Οπότε έχουμε:

$$\sigma_{υπ} = \frac{S_{10}}{F_n} \leq \sigma_{επ.εφελκ.} = 2.4 \frac{tn}{cm^2} \Rightarrow F_n \geq \frac{S_{10}}{\sigma_{επ.εφελκ.}} = \frac{78.64 tn}{2.4 cm^2} \Rightarrow F_n = 32.76 cm^2$$

Η επιφάνεια της ράβδου θα είναι  $F=64.3cm^2$  (βάση του Πίνακα Π1 στο παράρτημα Ι).

$$F_n = F - (n^* \cdot d \cdot t) = 64.3cm^2 - (4 \cdot 2.0 \cdot 1.1)cm^2 \Rightarrow F_n = 55.5cm^2$$

Στην παραπάνω εξίσωση το d είναι η διάμετρος του κοχλίου **M20** και  $n^*= 4$  ο αριθμός κοχλιών στην κρίσιμη τομή θραύσης .

Άρα αντέχει αφού είναι:

$$F_n = 32.76cm^2 < 55.5cm^2.$$

Παρατηρούμε ότι η ράβδος με διατομή **IPE 220** θα αντέξει στον υπάρχοντα εφελκυσμό.

### 9.15 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ $S_3$

Από τις διαγώνιες ράβδους που εφελκύνονται θα ελεγχθεί η  $S_3$ , η οποία έχει την μεγαλύτερη δύναμη εφελκυσμού, ήτοι  $S_3 = 46.23 tn$ . Επιλέγουμε το προφίλ **IPB<sub>i</sub> 220** οπότε η επιφάνεια θα είναι  $F = 64.3cm^2$  και το πάχος  $t = 1.1cm$  (βάση του Πίνακα Π1 παράρτημα Ι). Άρα η χρήσιμη διατομή αυτής είναι:

$$F_n = F - (n^* \cdot d \cdot t) = 64.3cm^2 - (4 \cdot 2 \cdot 1.1)cm^2 \Rightarrow F_n = 55.5 cm^2$$

και

$$\sigma_{υπ} = \frac{S_3}{F_n} \leq \sigma_{επ.εφελκ.} = 2.4 \frac{tn}{cm^2} \Rightarrow \sigma_{υπ} = \frac{46.23}{55.5} \leq 2.4 \Rightarrow 0.83 \leq 2.4$$

Άρα η διατομή **IPB<sub>i</sub> 220** αντέχει τον εφελκυσμό.

## 9.16 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΣΕΩΝ

### A. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΑΜΕΤΡΟΥ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>4</sub> ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ B

Επιλέγοντας **IPB<sub>i</sub> 300** για τη ράβδο και για το κομβόελασμα με πάχος  $t = 26$  mm. η διάμετρος των κοχλιών θα είναι:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{\min}} - 2 \text{ mm}$$

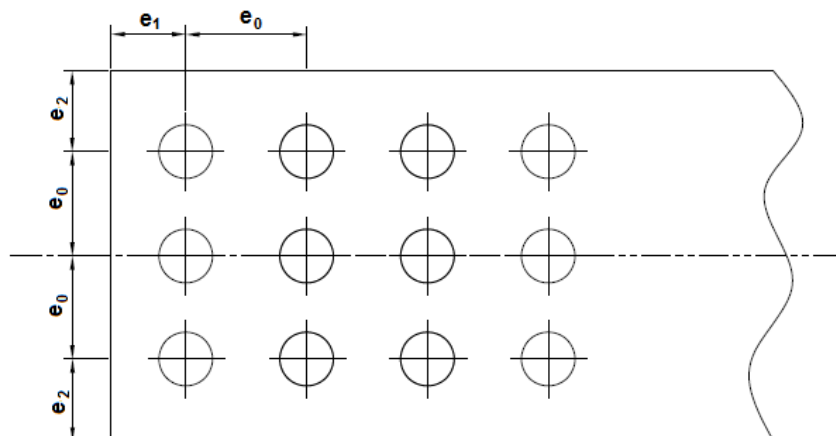
Όπου  $t_{\min} = \min \{14, 26\} = 14 \text{ mm}$ .

Άρα:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{\min}} - 2 \text{ mm} = \sqrt{50 \cdot 14} - 2 \Rightarrow d_1 = 24.4 \text{ mm} \cong 25 \text{ mm}$$

Οπότε θα τοποθετήσουμε εφαρμοσμένους κοχλίες **M24** με  $d=25 \text{ mm}$ .

Στην συνέχεια υπολογίζουμε τις αποστάσεις των κοχλιών. Σε κάθε διάταξη κοχλιών διακρίνουμε τις αποστάσεις  $e_0$ ,  $e_1$ ,  $e_2$ , όπως φαίνονται στο Σχήμα 38.



**Σχήμα 38:** Αποστάσεις κοχλιών.

όπου

$e_0$  είναι η απόσταση μεταξύ γειτονικών κοχλιών, mm

$e_1$  είναι η απόσταση των κοχλιών από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της μεταβιβαζόμενης δύναμης.

$e_2$  είναι η απόσταση των κοχλιών από το άκρο του ελάσματος κάθετα προς την διεύθυνση της μεταβιβαζόμενης δύναμης.

Οι εξισώσεις υπολογισμού των αποστάσεων είναι:

$$e_0 = 3.5d \text{ έως } 8d \text{ ή έως } 15t \quad (9.8a)$$

$$e_1 = 2 \cdot d \text{ έως } 3 \cdot d \text{ ή έως } 6 \cdot t \quad (9.8\beta)$$

$$e_2 = 1.5 \cdot d \text{ έως } 3 \cdot d \text{ ή έως } 6 \cdot t \quad (9.8\gamma)$$

όπου

$d$  είναι η διάμετρος οπής κοχλίας,  
 $t$  είναι το πάχος του λεπτότερου ελάσματος. Για πολύτμητες κοχλιώσεις  
το πάχος  $t$  είναι το μικρότερο συνολικό πάχος κατά την διεύθυνση της  
μεταβιβαζόμενης δύναμης.

οπότε

$$\begin{aligned} e_0 &= 3.5 \cdot d \text{ έως } 8 \cdot d \text{ ή έως } 15 \cdot t \\ e_0 &= 3.5 \cdot 25 \text{ mm έως } 8 \cdot 25 \text{ mm έως } 15 \cdot 14 \text{ mm} \\ e_0 &= 87.5 \text{ mm έως } 200 \text{ mm ή έως } 210 \text{ mm, θέτουμε } e_0 = 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_1 &= 2 \cdot d \text{ έως } 3 \cdot d \text{ ή έως } 6 \cdot t \\ e_1 &= 2 \cdot 25 \text{ mm έως } 3 \cdot 25 \text{ mm ή έως } 6 \cdot 14 \text{ mm} \\ e_1 &= 50 \text{ mm έως } 75 \text{ mm ή έως } 84 \text{ mm, θέτουμε } e_1 = 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_2 &= 1.5 \cdot d \text{ έως } 3 \cdot d \text{ ή έως } 6 \cdot t \\ e_2 &= 1.5 \cdot 25 \text{ mm έως } 3 \cdot 25 \text{ mm ή έως } 6 \cdot 14 \text{ mm} \\ e_2 &= 37.5 \text{ mm έως } 75 \text{ mm ή έως } 84 \text{ mm, θέτουμε } e_2 = 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

## B. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΑΡΙΘΜΟΥ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>4</sub> ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ Β

Για τον υπολογισμό του αριθμού των κοχλιών θα πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους σε διάτμηση στον κορμό τους και σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Όπως φαίνεται και στο παρακάτω Σχήμα 39, οι κοχλίες θα πρέπει να είναι μονότμητοι αφού οι διαγώνιες δοκοί θα πρέπει να βιδώνονται σε δυο κομβοελάσματα, ένα σε κάθε πέλμα της δοκού. Με βάση τον Πίνακα Π4 στο Παράρτημα II για κοχλίες **M24** και για ελάσματα **St 52** και ποιότητα κοχλία 5D έχουμε:

$$\begin{aligned} \text{Στήλη «Η» } N'_t &= 10.31 \text{ tn και} \\ N_1 &= 14.70 \text{ tn για } t = 14 \text{ mm} \end{aligned}$$

όπου

$$t_{\min} = \{ 14 \text{ mm}, 26 \text{ mm} \} = 14 \text{ mm}$$

Όπου τα 26 mm είναι για το κομβοέλασμα και τα 14 mm αναφέρονται στο πάχος  $t$  για το **IPB 300**. Οι κόμβοι όπως φαίνονται στο Σχήμα 35 και είναι οι εξής: **M, K, Θ, Z, Δ, Β** θα έχουν πάχος κομβοελάσματος  $t = 26 \text{ mm}$ . Η ελάχιστη φόρτιση των κοχλιών  $N$  θα είναι:

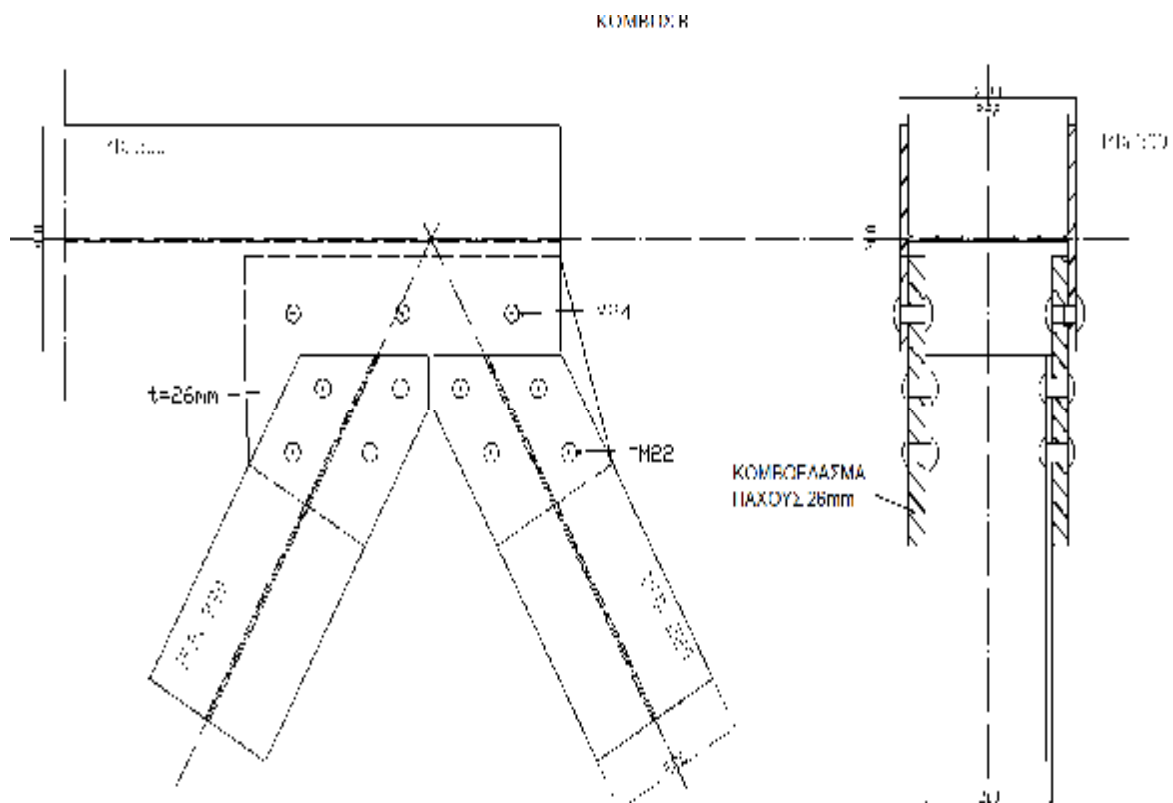
Η ελάχιστη φόρτιση των κοχλιών N θα είναι:

$$N = \min\{N'_t, N_l\} = \min\{10.31tn, 14.70tn\} = 10.31 tn$$

Οπότε ο αριθμός των κοχλιών θα δίνεται από την εξίσωση:

$$n = \frac{S}{N} = \frac{S_4}{10.31tn} = \frac{46.23tn}{10.31tn} \Rightarrow n = 4. = 6$$

Για λόγους συμμετρίας όμως θα τοποθετήσουμε **6 κοχλίες**.



**Σχήμα 39:** Πρόσψη και τομή του κόμβου Β.



### C. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΑΜΕΤΡΟΥ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>3</sub> ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ Β

Για **IPB<sub>1</sub> 220** το έλασμα έχει πάχος  $t = 11$  mm, η διάμετρος θα είναι:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{\min}} - 2 \text{ mm}$$

Όπου  $t_{\min} = \min \{11, 26\} = 11$  mm.

Άρα:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{\min}} - 2 \text{ mm} = \sqrt{50 \cdot 11} - 2 \Rightarrow d_1 = 21.45 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

Οπότε θα τοποθετήσουμε εφαρμοσμένους κοχλίες **M22** με  $d=23$  mm.

Από τις εξισώσεις υπολογισμού των αποστάσεων των κοχλιών έχουμε:

$$e_0 = 3.5 \cdot d \text{ έως } 8 \cdot d \text{ ή έως } 15 \cdot t$$

$$e_0 = 3.5 \cdot 23 \text{ mm} \text{ έως } 8 \cdot 23 \text{ mm} \text{ έως } 15 \cdot 11 \text{ mm}$$

$$e_0 = 80.5 \text{ mm} \text{ έως } 184 \text{ mm} \text{ ή έως } 165 \text{ mm}, \text{ θέτουμε } e_0 = 100 \text{ mm}$$

$$e_1 = 2 \cdot d \text{ έως } 3 \cdot d \text{ ή έως } 6 \cdot t$$

$$e_1 = 2 \cdot 23 \text{ mm} \text{ έως } 3 \cdot 23 \text{ mm} \text{ ή έως } 6 \cdot 11 \text{ mm}$$

$$e_1 = 46 \text{ mm} \text{ έως } 69 \text{ mm} \text{ ή έως } 66 \text{ mm}, \text{ θέτουμε } e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1.5 \cdot d \text{ έως } 3 \cdot d \text{ ή έως } 6 \cdot t \Rightarrow$$

$$e_2 = 1.5 \cdot 23 \text{ mm} \text{ έως } 3 \cdot 23 \text{ mm} \text{ ή έως } 6 \cdot 11 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$e_2 = 34.5 \text{ mm} \text{ έως } 69 \text{ mm} \text{ ή έως } 66 \text{ mm}, \text{ θέτουμε } e_2 = 50 \text{ mm}$$

### D. ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>3</sub> ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ Β

Για τον υπολογισμό του αριθμού των κοχλιών θα πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους σε διάτμηση στον κορμό τους και σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 39, οι κοχλίες θα πρέπει να είναι μονοτμητοί. Βασισμένοι στον Πίνακα Π4 στο παράρτημα II για κοχλίες **M22** και για ελάσματα **St 52** και ποιότητα κοχλία 5D έχουμε:

Στήλη «H»

$$N'_T = 8.72 \text{ tn} \quad \text{και}$$

$$N_1 = 10.63 \text{ tn} \quad \text{για } t = 11 \text{ mm}$$

όπου

$$t_{\min} = \{11 \text{ mm}, 26 \text{ mm}\} = 11 \text{ mm}.$$

Όπου τα 26 mm είναι για το κομβοέλασμα και τα 11 mm αναφέρονται στο πάχος  $t$  για το **IPB<sub>1</sub> 220**. Η ελάχιστη φόρτιση των κοχλιών  $N$  θα είναι:

$$N = \min\{N'_t, N_t\} = \min\{8.72tn, 10.63tn\} = 8.72 tn$$

Οπότε ο αριθμός των κοχλιών θα δίνεται από την εξίσωση:

$$n = \frac{S}{N} = \frac{S_3}{8.72 tn} = \frac{46.23tn}{8.72tn} \Rightarrow n = 5.3 = 6$$

Για λόγους συμμετρίας θα τοποθετηθούν **8 κοχλίες**.

### E. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ $S_1$ ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ B

Στην  $S_1$  ασκείται η ίδια δύναμη που ασκείται και στην  $S_3$ , έχουμε επιλέξει **IPB<sub>1</sub> 220** οπότε θα βρούμε τον ίδιο αριθμό κοχλιών  $n = 5.3 = 6$ , όμως για λόγους συμμετρίας θα τοποθετήσουμε **8 κοχλίες**.

### F. ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ $S_2$ ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ A

Η διάμετρος των κοχλιών της ράβδου  $S_2$  έχει υπολογιστεί στην παράγραφο **C** και θα τοποθετήσουμε εφαρμοσμένους κοχλίες **M22** με  $d=23$  mm.

Για τον υπολογισμό του αριθμού των κοχλιών θα πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους ως σε διάτμηση στον κορμό τους και σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Με βάση τον Πίνακα Π4 στο Παράρτημα II για κοχλίες **M22** και για ελάσματα **St 52** και ποιότητα κοχλία 5D καθώς και με την βοήθεια του Σχήματος 40, έχουμε:

$$\begin{aligned} \text{Στήλη «H» } N'_t &= 8.72tn \text{ και} \\ N_t &= 10.63 tn \text{ για } t = 11 \text{ mm} \end{aligned}$$

όπου

$$t_{\min} = \{ 11 \text{ mm}, 15 \text{ mm} \} = 11 \text{ mm}$$

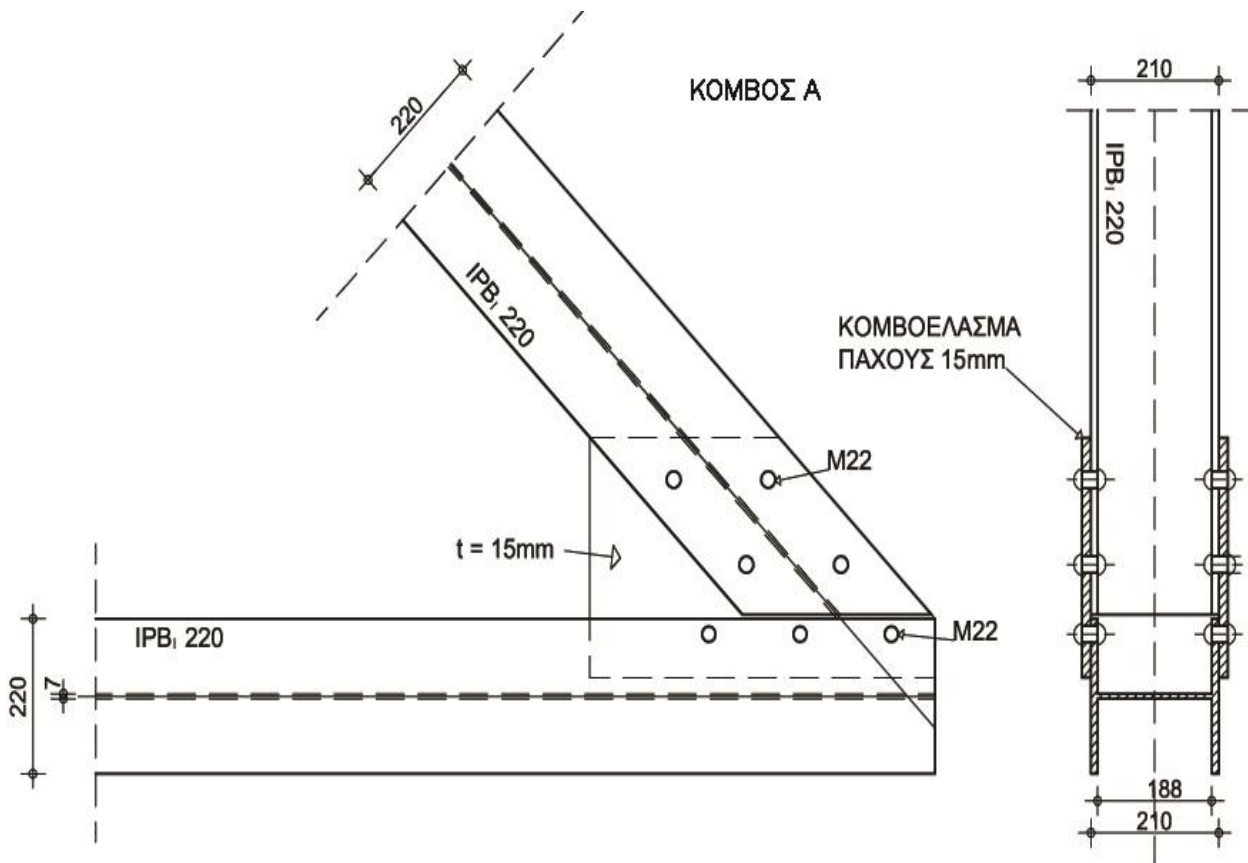
Όπου τα 15 mm είναι για το κομβοέλασμα και τα 11 mm αναφέρονται στο πάχος  $t$  για το **IPB<sub>1</sub> 220**. Οι κόμβοι όπως φαίνονται στο Σχήμα 35 και είναι οι εξής: **N, Λ, Ι, Η, Ε, Γ, Α** θα έχουν πάχος κομβοελάσματος  $t = 15$ mm. Η ελάχιστη φόρτιση των κοχλιών  $N$  θα είναι:

$$N = \min\{N'_t, N_t\} = \min\{8.72tn, 10.63tn\} = 8.72 tn$$

Οπότε ο αριθμός των κοχλιών θα δίνεται από την εξίσωση:

$$n = \frac{S}{N} = \frac{S_2}{8.72tn} = \frac{23.1tn}{8.72tn} \Rightarrow n = 2.65 = 3$$

Για λόγους συμμετρίας όμως τοποθετούμε **6 κοχλίες**.



**Σχήμα 40:** Πρόσψη και τομή του κόμβου Α

### **G. ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>5</sub> ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ Γ**

Όπως προκύπτει από τους υπολογισμούς της παραγράφου **C**, η διάμετρος των κοχλιών της ράβδου S<sub>5</sub> ισούται με d<sub>1</sub> = 22 mm. Άρα θα τοποθετήσουμε εφαρμοσμένους κοχλίες **M22** με d=23 mm.

Για τον υπολογισμό του αριθμού των κοχλιών θα πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους ως σε διάτμηση στον κορμό τους και σε σύνθλιψη της άντυγας των

οπών. Με βάση τον Πίνακα Π4 στο Παράρτημα II για κοχλίες **M22** και για ελάσματα **St 52** και ποιότητα κοχλία 5D έχουμε:

$$\begin{aligned} \text{Στήλη «Η» } N'_t &= 8.72 \text{tn} \text{ και} \\ N_1 &= 10.63 \text{tn} \text{ για } t = 11 \text{ mm} \end{aligned}$$

όπου

$$t_{\min} = \{ 11\text{mm}, 15\text{mm} \} = 11 \text{ mm}$$

Όπου τα 15 mm είναι για το κομβοέλασμα και τα 11 mm αναφέρονται στο πάχος  $t$  για το **IPB<sub>1</sub> 220**. Η ελάχιστη φόρτιση των κοχλίων  $N$  θα είναι:

$$N = \min\{N'_t, N_1\} = \min\{8.72\text{tn}, 10.63\text{tn}\} = 8.72 \text{tn}$$

Οπότε ο αριθμός των κοχλίων θα δίνεται από την εξίσωση:

$$n = \frac{S}{N} = \frac{S_5}{8.72\text{tn}} = \frac{27.8 \text{tn}}{8.72 \text{tn}} \Rightarrow n = 3.19 = 4$$

Άρα θα τοποθετηθούν **4 κοχλίες**.

## Η. ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ $S_6$ ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ Γ

Η διάμετρος των κοχλίων της ράβδου  $S_6$  έχει υπολογιστεί στην παράγραφο **C** και θα τοποθετήσουμε εφαρμοσμένους κοχλίες **M22** με  $d=23$  mm.

Για τον υπολογισμό του αριθμού των κοχλίων θα πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους ως σε διάτμηση στον κορμό τους και σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Οπότε και με βάση τον Πίνακα Π4 στο Παράρτημα II για κοχλίες **M22** και για ελάσματα **St 52** και ποιότητα κοχλία 5D έχουμε:

$$\begin{aligned} \text{Στήλη «Η» } N'_t &= 8.72 \text{tn} \text{ και} \\ N_1 &= 10.63 \text{tn} \text{ για } t = 11 \text{ mm} \end{aligned}$$

όπου

$$t_{\min} = \{ 11\text{mm}, 15\text{mm} \} = 11 \text{ mm}$$

Όπου τα 15 mm είναι για το κομβοέλασμα και τα 11 mm αναφέρονται στο πάχος  $t$  για το **IPB<sub>1</sub> 220**. Οπότε η ελάχιστη φόρτιση των κοχλιών  $N$  θα είναι:

$$N = \min\{N'_t, N_l\} = \min\{8.72 \text{ tn}, 10.63 \text{ tn}\} = 8.72 \text{ tn}$$

Οπότε ο αριθμός των κοχλιών θα δίνεται από την εξίσωση:

$$n = \frac{S}{N} = \frac{S_6}{8.72 \text{ tn}} = \frac{60.1 \text{ tn}}{8.72 \text{ tn}} \Rightarrow n = 6.89 = 7$$

Άρα θα τοποθετηθούν **8 κοχλίες** για λόγους συμμετρίας.

### I. ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ $S_7$ ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ Δ

Η διάμετρος των κοχλιών της ράβδου  $S_7$  έχει υπολογιστεί στην παράγραφο **C** και θα τοποθετήσουμε εφαρμοσμένους κοχλίες **M22** με  $d=23$  mm.

Για τον υπολογισμό του αριθμού των κοχλιών θα πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους ως σε διάτμηση στον κορμό τους και σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Με βάση τον Πίνακα Π4 στο Παράρτημα II για κοχλίες **M22** και για ελάσματα **St 52** και ποιότητα κοχλία 5D έχουμε:

$$\begin{aligned} \text{Στήλη «H» } N'_t &= 8.72 \text{ tn} \text{ και} \\ N_l &= 10.63 \text{ tn} \text{ για } t = 11 \text{ mm} \end{aligned}$$

όπου

$$t_{min} = \{11 \text{ mm}, 26 \text{ mm}\} = 11 \text{ mm}$$

Όπου τα 26 mm είναι για το κομβοέλασμα και τα 11 mm αναφέρονται στο πάχος  $t$  για το **IPB<sub>1</sub> 220**. Η ελάχιστη φόρτιση των κοχλιών  $N$  θα είναι:

$$N = \min\{N'_t, N_l\} = \min\{8.72 \text{ tn}, 10.63 \text{ tn}\} = 8.72 \text{ tn}$$

Οπότε ο αριθμός των κοχλιών θα δίνεται από την εξίσωση:

$$n = \frac{S}{N} = \frac{S_7}{8.72 \text{ tn}} = \frac{27.8 \text{ tn}}{8.72 \text{ tn}} \Rightarrow n = 3.19 = 4$$

Άρα θα τοποθετηθούν **4 κοχλίες** για λόγους συμμετρίας.

## J. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΙΑΜΕΤΡΟΥ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>8</sub> ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ Δ

Όπως έγινε και στους προηγούμενους υπολογισμούς των κοχλιών και επιλέγοντας **IPB<sub>1</sub> 300** για τη ράβδο και πάχος  $t = 26$  mm για το κομβοέλασμα, έχουμε:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{\min}} - 2 \text{ mm}$$

Όπου  $t_{\min} = \min \{14, 26\} = 14$  mm.

Άρα:

$$D_1 = \sqrt{50 \cdot t_{\min}} - 2 \text{ mm} = \sqrt{50 \cdot 14} - 2 \Rightarrow d_1 = 24.45 \text{ mm} \cong 25 \text{ mm}$$

Οπότε θα τοποθετήσουμε εφαρμοσμένους κοχλίες **M24** με  $d = 25$  mm. Από τις εξισώσεις υπολογισμού των αποστάσεων των κοχλιών έχουμε:

$$e_o = 3.5 \cdot d \text{ έως } 8 \cdot d \text{ ή έως } 15 \cdot t$$

$$e_o = 3.5 \cdot 25 \text{ mm έως } 8 \cdot 25 \text{ mm έως } 15 \cdot 14 \text{ mm}$$

$$e_o = 87.5 \text{ mm έως } 200 \text{ mm ή έως } 210 \text{ mm, θέτουμε } e_o = 180 \text{ mm}$$

$$e_1 = 2 \cdot d \text{ έως } 3 \cdot d \text{ ή έως } 6 \cdot t$$

$$e_1 = 2 \cdot 25 \text{ mm έως } 3 \cdot 25 \text{ mm ή έως } 6 \cdot 14 \text{ mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm έως } 75 \text{ mm ή έως } 84 \text{ mm, θέτουμε } e_1 = 80 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1.5 \cdot d \text{ έως } 3 \cdot d \text{ ή έως } 6 \cdot t$$

$$e_2 = 1.5 \cdot 25 \text{ mm έως } 3 \cdot 25 \text{ mm ή έως } 6 \cdot 14 \text{ mm}$$

$$e_2 = 37.5 \text{ mm έως } 75 \text{ mm ή έως } 84 \text{ mm, θέτουμε } e_2 = 50 \text{ mm}$$

## K. ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>8</sub> ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ Δ

Για τον υπολογισμό του αριθμού των κοχλιών θα πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους ως σε διάτμηση στον κορμό τους και σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Με βάση τον Πίνακα Π4 στο Παράρτημα II για κοχλίες **M24** και για ελάσματα **St 52** και ποιότητα κοχλία 5D έχουμε:

$$\text{Στήλη «H» } N'_t = 10.31 \text{ tn και}$$

$$N_1 = 14.70 \text{ tn για } t = 14 \text{ mm}$$

όπου

$$t_{\min} = \{26 \text{ mm}, 14 \text{ mm}\} = 14 \text{ mm}$$

Όπου τα 26 mm είναι για το κομβοέλασμα και τα 14 mm αναφέρονται στο πάχος  $t$  για το **IPB<sub>1</sub> 300**. Η ελάχιστη φόρτιση των κοχλιών  $N$  θα είναι:

$$N = \min\{N'_t, N_l\} = \min\{10.31 \text{ tn}, 14.70 \text{ tn}\} = 10.31 \text{ tn}$$

Οπότε ο αριθμός των κοχλιών θα δίνεται από την εξίσωση:

$$n = \frac{S}{N} = \frac{S_8}{10.31 \text{ tn}} = \frac{73.99 \text{ tn}}{10.31 \text{ tn}} \Rightarrow n = 7.17 = 8$$

Άρα θα τοποθετηθούν **10 κοχλίες** για λόγους συμμετρίας.

#### L. ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>9</sub> ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ E

Η διάμετρος των κοχλιών της ράβδου S<sub>9</sub> έχει υπολογιστεί στην παράγραφο C και θα τοποθετήσουμε εφαρμοσμένους κοχλίες **M22** με d=23 mm.

Για τον υπολογισμό του αριθμού των κοχλιών θα πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους ως σε διάτμηση στον κορμό τους και σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Με βάση τον Πίνακα Π4 στο Παράρτημα II για κοχλίες **M22** και για ελάσματα **St 52** και ποιότητα κοχλία 5D έχουμε:

$$\begin{aligned} \text{Στήλη «H» } N'_t &= 8.72 \text{ tn} \text{ και} \\ N_l &= 10.63 \text{ tn} \text{ για } t = 11 \text{ mm} \end{aligned}$$

όπου

$$t_{\min} = \{ 11 \text{ mm}, 15 \text{ mm} \} = 11 \text{ mm}$$

Όπου τα 15 mm είναι για το κομβοέλασμα και τα 11 mm αναφέρονται στο πάχος t για το **IPB<sub>1</sub> 220**. Η ελάχιστη φόρτιση των κοχλιών N θα είναι:

$$N = \min\{N'_t, N_l\} = \min\{8.72 \text{ tn}, 10.63 \text{ tn}\} = 8.72 \text{ tn}$$

Οπότε ο αριθμός των κοχλιών θα δίνεται από την εξίσωση:

$$n = \frac{S}{N} = \frac{S_9}{8.72 \text{ tn}} = \frac{9.31 \text{ tn}}{8.72 \text{ tn}} \Rightarrow n = 1.06 = 2$$

Άρα θα τοποθετηθούν **2 κοχλίες** για λόγους συμμετρίας.

#### **M. ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>10</sub> ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ Ε**

Η διάμετρος των κοχλιών της ράβδου S<sub>10</sub> έχει υπολογιστεί στην παράγραφο **C** και θα τοποθετήσουμε εφαρμοσμένους κοχλίες **M22** με d=23 mm.

Για τον υπολογισμό του αριθμού των κοχλιών θα πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους ως σε διάτμηση στον κορμό τους και σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Με βάση τον Πίνακα Π4 στο Παράρτημα II για κοχλίες **M22** και για ελάσματα **St 52** και ποιότητα κοχλία 5D έχουμε:

$$\begin{aligned} \text{Στήλη «H» } N'_t &= 8.72 \text{ tn και} \\ N_l &= 10.63 \text{ tn για } t = 11 \text{ mm} \end{aligned}$$

Όπου

$$t_{\min} = \{ 11 \text{ mm}, 15 \text{ mm} \} = 11 \text{ mm}$$

Όπου τα 15 mm είναι για το κομβοέλασμα και τα 11 mm αναφέρονται στο πάχος t για το **IPB<sub>1</sub> 220**. Η ελάχιστη φόρτιση των κοχλιών N θα είναι:

$$N = \min\{N'_t, N_l\} = \min\{8.72 \text{ tn}, 10.63 \text{ tn}\} = 8.72 \text{ tn}$$

Οπότε ο αριθμός των κοχλιών θα δίνεται από την εξίσωση:

$$n = \frac{S}{N} = \frac{S_{10}}{8.72 \text{ tn}} = \frac{79 \text{ tn}}{8.72 \text{ tn}} \Rightarrow n = 9.05 = 10$$

Άρα θα τοποθετηθούν **12 κοχλίες** για λόγους συμμετρίας.



## N. ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>11</sub> ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ Z

Η διάμετρος των κοχλιών της ράβδου S<sub>11</sub> έχει υπολογιστεί στην παράγραφο C και θα τοποθετήσουμε εφαρμοσμένους κοχλίες **M22** με d=23 mm.

Για τον υπολογισμό του αριθμού των κοχλιών θα πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους ως σε διάτμηση στον κορμό τους και σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Με βάση τον Πίνακα Π4 στο Παράρτημα II για κοχλίες **M22** και για ελάσματα **St 52** και ποιότητα κοχλία 5D έχουμε:

$$\begin{aligned} \text{Στήλη «H» } N'_t &= 8.72 \text{tn και} \\ N_1 &= 10.63 \text{tn για } t = 11 \text{mm} \end{aligned}$$

Όπου

$$t_{\min} = \{ 11 \text{mm}, 26 \text{mm} \} = 11 \text{mm}$$

Όπου τα 26 mm είναι για το κομβόελασμα και τα 11mm αναφέρονται στο πάχος t για το **IPB<sub>I</sub> 220**. Η ελάχιστη φόρτιση των κοχλιών N θα είναι:

$$N = \min\{N'_t, N_1\} = \min\{8.72 \text{tn}, 10.63 \text{tn}\} = 8.72 \text{tn}$$

Οπότε ο αριθμός των κοχλιών θα δίνεται από την εξίσωση:

$$n = \frac{S}{N} = \frac{S_{11}}{8.72 \text{tn}} = \frac{9.31 \text{tn}}{8.72 \text{tn}} \Rightarrow n = 1.06 = 2$$

Άρα θα τοποθετηθούν **2 κοχλίες** για λόγους συμμετρίας.

## O. ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΤΗΣ ΡΑΒΔΟΥ S<sub>12</sub> ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ Z

Η διάμετρος των κοχλιών της ράβδου S<sub>12</sub> για το **IPB<sub>I</sub> 300** έχει υπολογιστεί στην παράγραφο A και θα τοποθετήσουμε εφαρμοσμένους κοχλίες **M24** με d=25 mm.

Για τον υπολογισμό του αριθμού των κοχλιών θα πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους ως σε διάτμηση στον κορμό τους και σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Με βάση τον Πίνακα Π4 στο Παράρτημα II για κοχλίες **M24** και για ελάσματα **St 52** και ποιότητα κοχλία 5D έχουμε:

$$\text{Στήλη «H» } N'_t = 10.31 \text{tn και}$$

$$N_1 = 14.70 \text{ tn για } t = 14 \text{ mm}$$

Όπου

$$t_{\min} = \{ 26 \text{ mm}, 14 \text{ mm} \} = 14 \text{ mm}$$

Όπου τα 26 mm είναι για το κομβοέλασμα και τα 14 mm αναφέρονται στο πάχος  $t$  για το **IPB<sub>1</sub> 300**. Η ελάχιστη φόρτιση των κοχλιών  $N$  θα είναι:

$$N = \min\{N'_t, N_l\} = \min\{10.31 \text{ tn}, 14.70 \text{ tn}\} = 10.31 \text{ tn}$$

Οπότε ο αριθμός των κοχλιών θα δίνεται από την εξίσωση:

$$n = \frac{S}{N} = \frac{S_{12}}{10.31 \text{ tn}} = \frac{83.24 \text{ tn}}{10.31 \text{ tn}} \Rightarrow n = 8$$

Άρα θα τοποθετηθούν **10 κοχλίες** για λόγους συμμετρίας.

## 10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αντικείμενο της παρούσας πτυχιακής εργασίας ήταν η μελέτη και ο σχεδιασμός μιας μεταλλικής γέφυρας ανοίγματος 24m. Η μεθοδολογία που επιλέγει είναι η ανάλυση των κόμβων που αποτελούν και τα σημεία ένωσης των μεταλλικών δοκών που στο σύνολο τους απαρτίζουν την μεταλλική γέφυρα. Στης εργασία αυτή έγινε πλήρης ανάλυση των μεταλλικών μερών που απαρτίζουν μια τυπική μεταλλική γέφυρα και κατόπιν υπολογισμών έγινε η επιλογή των σωστών υλικών που θα την απαρτίζουν. Με αυτό τον τρόπο καταφέρνουμε να έχουμε όχι μόνο το επιθυμητό αποτέλεσμα από την πλευρά της αντοχής (που είναι το βασικό ζητούμενο από τον μηχανικό) αλλά και από την πλευρά της οικονομίας και από την πλευρά της αισθητικής (που πάντα πρέπει να απασχολούν τον μηχανικό). Αυτοί είναι και οι βασικοί παράγοντες που θα πρέπει να συνυπολογίζονται και ειδικότερα στις μέρες μας γίνονται ακόμα πιο σημαντικοί.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Γιαννόπουλος Α., «Μεταλλικές Κατασκευές», εκδόσεις ΙΩΝ, Αθήνα, 2005.
2. Ερμόπουλος Ι., «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες», εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα, 2000.
3. Ερμόπουλος Ι., «Ευρωκώδικας 1, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα, 2005.
4. Βάγιας Ι., «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2η έκδοση 2006.
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., «Σιδηρές κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3», Τόμος ΙΙ, εκδόσεις Κλειδάριθμος.
6. Παπαδρακάκης Μ., «Ανάλυση φορέων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων» εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα 2001.
7. Κατσικαδέλης Ι. (2002). «Δυναμική των κατασκευών, Τόμος Ι». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα, 2002.
8. Κατσικαδέλης Ι., «Δυναμική των κατασκευών, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα, 2002.
9. The Steel Construction Institute, "Design Guide for Composite Box Gilder Bridges".
10. Ζαχαράκη Βασιλική, "Σχεδιασμός χαλύβδινης γέφυρας", Διπλωματική Εργασία Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικών, 2010.
11. Ε39/99, Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών, Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ.
12. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1 - EN 1990, Βάσεις σχεδιασμού.
13. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3 - EN 1993, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα.
14. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 4 - EN 1994-2, Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα - Γέφυρες.
15. 2013 Magazine Building Green website. [online]. Available <http://buildinggreen.gr/articles/>
16. EN 1991-1-4-2005, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions, 2005.
17. Μαλακάτας Ν., Τρέζος Κ., "Εκπαιδευτικές σημειώσεις για την χρήση των Ευρωκωδίκων, EN 1991-1-4: Γενικές δράσεις ανέμου", Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος 2009.

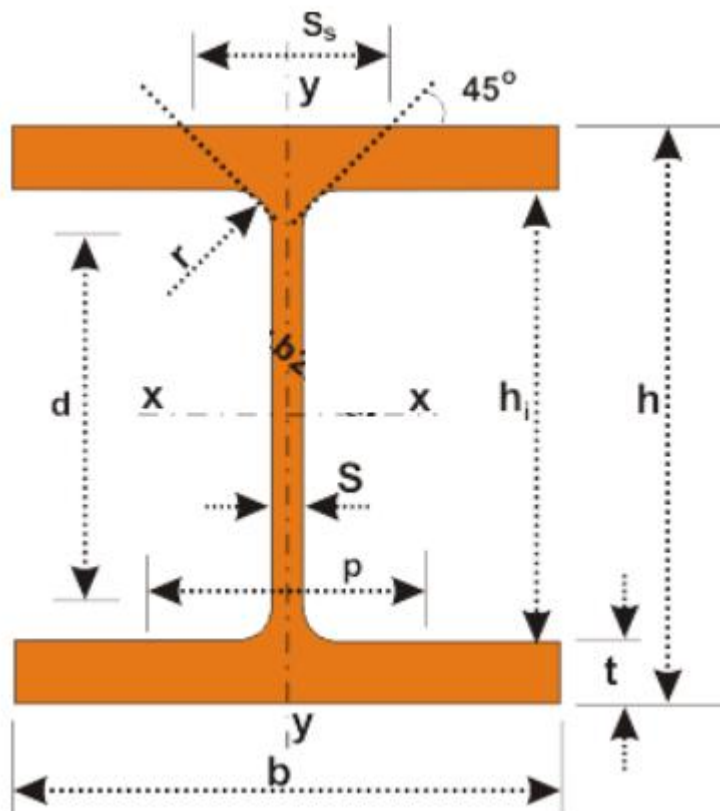
18. EN 1991-1-5-2003, Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions –Thermal actions, 2003.
19. EN 1998-1-2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι

### HEA (IPBL) beams, European standard wide flange H beams, dimensions, specifications. HE A beams in accordance with former standard Euronorm 53-62

Table represent European standard wide flange H steel beams, type HEA (IPB<sub>i</sub>), HEA section specifications, properties, dimensions. Manufactured according to standards:

- DIN 1025
- Euronorm 53-62 (Dimension)
- EN 10034: 1993 (Tolerance)
- EN 10163-3, C (Surface)
- STN 42 5550
- ČSN 42 5550
- TDP: STN 42 0135



**ΠΙΝΑΚΑΣ Π1:** Πίνακας των Ευρωπαϊκών προτύπων δοκών τύπου Η, ΗΕΑ (IPB).

Identification	Nominalweight 1m	Nominaldimensions					Cross-section	Dimensionsfordetailing					Surface	
		b	h	s	t	r		A	h1	d	Ø	emin	emax	AL
HEA	kg/m	mm					cm <sup>2</sup>	mm	mm		mm		m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /m
HEA 100	16,7	100	96	5	8	12	21,2	80	56	M10	54	58	0,561	33,68
HEA 120	19,9	120	114	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HEA 140	24,7	140	133	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21
HEA 160	30,4	160	152	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78
HEA 180	35,5	180	171	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83
HEA 200	42,3	200	190	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89
HEA 220	50,5	220	210	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HEA 240	60,3	240	230	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HEA 260	68,2	260	250	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HEA 280	76,4	280	270	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HEA 300	88,3	300	290	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HEA 320	97,6	300	310	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HEA 340	105	300	330	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HEA 360	112	300	350	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36

HEA 400	125	300	390	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HEA 450	140	300	440	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HEA 500	155	300	490	12	23	27	197,5	444	390	M 27	122	198	2,110	13,60
HEA 550	166	300	540	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	122	198	2,209	13,29
HEA 600	178	300	590	13	25	27	226,5	540	486	M 27	122	198	2,308	12,98
HEA 650	190	300	640	13,5	26	27	241,6	588	534	M 27	124	198	2,407	12,69
HEA 700	204	300	690	14,5	27	27	260,5	636	582	M 27	124	198	2,505	12,25
HEA 800	224	300	790	15	28	30	285,8	734	674	M 27	130	198	2,698	12,03
HEA 900	252	300	890	16	30	30	320,5	830	770	M 27	132	198	2,896	11,51
HEA 1000	272	300	990	16,5	31	30	346,8	928	868	M 27	132	198	3,095	11,37

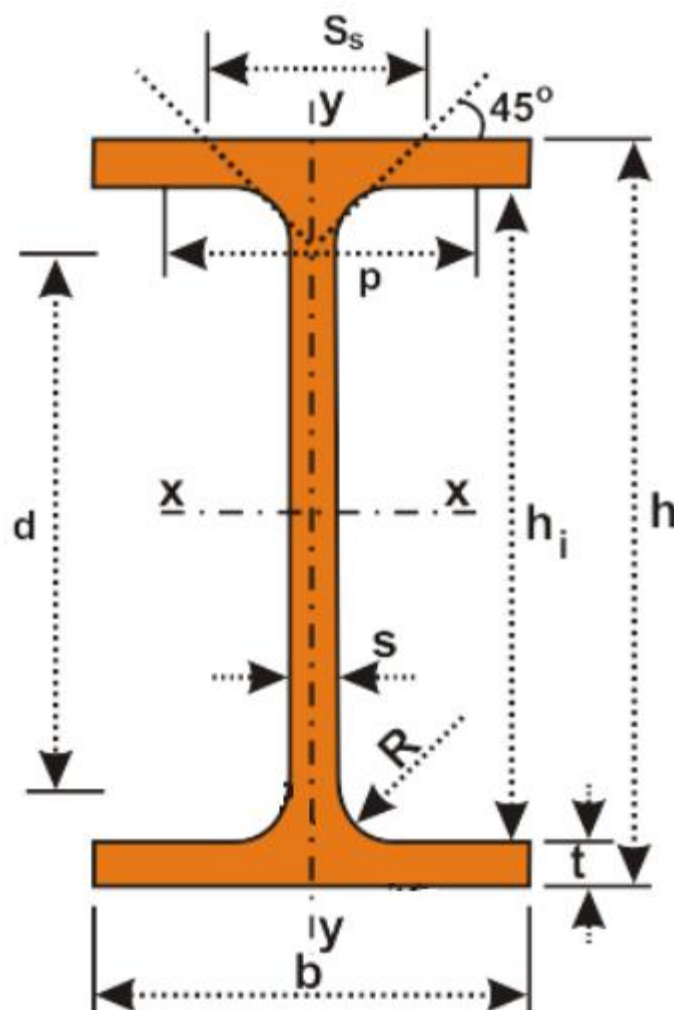
Identification	Staticdata												
	strongaxis x-x						weakaxis y-y						
	ix	Wel.x	Wpl.x	ix	Avy	Sx	ly	Wel.y	Wpl.y	iy	Ss	It	Iw
	cm4	cm3	cm3	cm	cm2	cm3	cm4	cm3	cm3	cm	mm	cm4	cm
HEA 100	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	41,5	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58
HEA 120	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	59,7	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47
HEA 140	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	86,7	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06
HEA 160	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	123	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41
HEA 180	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	162	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21
HEA 200	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	215	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0
HEA 220	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	284	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3
HEA 240	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	372	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5
HEA 260	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	460	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4

HEA 280	13670	1013	1112	11,86	31,74	556	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4
HEA 300	18260	1260	1383	12,74	37,28	692	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200
HEA 320	22930	1479	1628	13,58	41,13	814	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512
HEA 340	27690	1678	1850	14,40	44,95	925	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824
HEA 360	33090	1891	2088	15,22	48,96	1040	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177
HEA 400	45070	2311	2562	16,84	57,33	1280	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942
HEA 450	63720	2896	3216	18,92	65,78	1610	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148
HEA 500	86970	3550	3949	20,98	74,72	1970	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643
HEA 550	111900	4146	4622	22,99	83,72	2310	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189
HEA 600	141200	4787	5350	24,97	93,21	2680	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978
HEA 650	175200	5474	6136	26,93	103,2	3070	11720	781,6	1205	6,97	97,13	448,3	11030
HEA 700	215300	6241	7032	28,75	117,0	3520	12180	811,9	1257	6,84	100,1	513,9	13350
HEA 800	303400	7682	8699	32,58	138,8	4350	12640	842,6	1312	6,65	106,1	596,9	18290
HEA 900	422100	9485	10810	36,29	163,3	5410	13550	903,2	1414	6,50	111,1	736,8	24960
HEA 1000	553800	11190	12820	39,96	184,6	6410	14000	933,6	1470	6,35	113,6	822,4	32070



## IPE beams. European standard universal I beams (I section) with parallel flanges. Dimensions, specifications, accordance with former standard EU 19-57

- DIN 1025
- Euronorm 19-57 (Dimension)
- EN 10034: 1993 (Tolerances)
- EN 10163-3, C (Surfaceconditions)
- STN 42 5550
- ČSN 42 5550
- TDP: STN 42 0135



**ΠΙΝΑΚΑΣ Π2:** Πίνακας των Ευρωπαϊκών προτύπων δοκών τύπου IPE.

Identification	Nominalweight 1m kg/m	Nominaldimensions mm					Cross- section A cm <sup>2</sup>	Dimensionsfordetailing					Surface	
		b	h	t1	t2	R1		h1 mm	d mm	Ø	pmin mm	pmax mm	AL m <sup>2</sup> /m	AG m <sup>2</sup> /m
IPE 80	6,0	46	80	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE 100	8,1	55	100	4,1	5,7	7,0	10,30	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE 120	10,4	64	120	4,4	6,3	7,0	13,20	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE 140	12,9	73	140	4,7	6,9	7,0	16,40	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE 160	15,8	82	160	5,0	7,4	9,0	20,10	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE 180	18,8	91	180	5,3	8,0	9,0	23,90	164,0	146,0	M10	48	48	0,698	37,13
IPE 200	22,4	100	200	5,6	8,5	12,0	28,50	183,0	159,0	M10	54	58	0,768	34,36
IPE 220	26,2	110	220	5,9	9,2	12,0	33,40	201,6	177,6	M12	60	62	0,848	32,36
IPE 240	30,7	120	240	6,2	9,8	15,0	39,10	220,4	190,4	M12	66	68	0,922	30,02
IPE 270	36,1	135	270	6,6	10,2	15,0	45,90	249,6	219,6	M16	72	72	1,041	28,86
IPE 300	42,2	150	300	7,1	10,7	15,0	53,80	278,6	248,6	M16	72	86	1,160	27,46
IPE 330	49,1	160	330	7,5	11,5	18,0	62,60	307,0	271,0	M16	78	96	1,254	25,52
IPE 360	57,1	170	360	8,0	12,7	18,0	72,70	334,6	298,6	M22	88	88	1,353	23,70
IPE 400	66,3	180	400	8,6	13,5	21,0	84,50	373,0	331,0	M22	96	98	1,467	22,12
IPE 450	77,6	190	450	9,4	14,6	21,0	98,82	420,8	378,8	M24	100	102	1,605	20,69
IPE 500	90,7	200	500	10,2	16,0	21,0	115,50	468,0	426,0	M24	102	112	1,744	19,23
IPE 550	106,0	210	550	11,1	17,2	24,0	134,40	515,6	467,6	M24	110	122	1,877	17,78
IPE 600	122,0	220	600	12,0	19,0	24,0	156,00	562,0	514,0	M27	116	118	2,015	16,45

Identification	Sectionproperties, Staticdata												
	strongaxis x-x						weakaxis y-y						
	ix	Wel.x	Wpl.x	ix	Avy	Sx	Iy	Wel.y	Wpl.y	iy	Ss	It	Iw
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	mm	cm <sup>4</sup>	
IPE 80	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	12	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12
IPE 100	171	34,2	39,4	4,07	5,08	20	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35
IPE 120	318	53,0	60,7	4,90	6,31	30	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89
IPE 140	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98

IPE 160	869	109,0	124,0	6,58	9,66	62	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96
IPE 180	1317	146,0	166,0	7,42	11,30	83	101,0	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43
IPE 200	1943	194,0	221,0	8,26	14,00	110	142,0	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,00
IPE 220	2772	252,0	285,0	9,11	15,90	143	205,0	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,70
IPE 240	3892	324,0	367,0	9,97	19,10	183	284,0	47,3	73,9	2,69	43,4	12,90	37,40
IPE 270	5790	429,0	484,0	11,20	22,10	242	420,0	62,2	97,0	3,02	44,6	15,90	70,60
IPE 300	8356	557,0	628,0	12,50	25,70	314	604,0	80,5	125,0	3,35	46,1	20,10	126,00
IPE 330	11770	713,0	804,0	13,70	30,80	402	788,0	98,5	154,0	3,55	51,6	28,20	199,00
IPE 360	16270	904,0	1019,0	15,00	35,10	510	1043,0	123,0	191,0	3,79	54,5	37,30	314,00
IPE 400	23130	1160,0	1307,0	16,60	42,70	654	1318,0	146,0	229,0	3,95	60,2	51,10	490,00
IPE 450	33740	1500,0	1702,0	18,48	50,90		1676,0	176,4	276,0	4,12	63,2	66,90	791,00
IPE 500	48200	1930,0	2194,0	20,43	59,90		2142,0	214,2	336,0	4,31	66,8	89,30	1249,00
IPE 550	67120	2440,0	2787,0	22,40	72,30		2668,0	254,1	401,0	4,45	73,6	123,00	1884,00
IPE 600	92080	3070,0	3512,0	24,30	83,8		3387,0	307,9	486,0	4,66	78,1	165,00	2846,00

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ ΙΙ

**Πίνακας Π3:** Επιτρεπόμενες τάσεις τεμαχίων κατασκευής σε Kp/cm<sup>2</sup>.

Α/Α	Είδος Τάσης	Υλικό Τεμαχίων					
		St 33		St 37		St 52	
		Περίπτωση φορτίσεως					
		Η	ΗΖ	Η	ΗΖ	Η	ΗΖ
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>	<b>1100</b>	<b>1250</b>	<b>1400</b>	<b>1600</b>	<b>2100</b>	<b>2400</b>
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 πλάγια παρέκκλιση των θλιβόμενων πελμάτων.</li> </ul>	<b>1230</b>	<b>1400</b>	<b>1600</b>	<b>1800</b>	<b>2400</b>	<b>2700</b>
3	Διάτμηση κατά τον έλεγχο της μέσης τάσης της διατομής.	<b>700</b>	<b>800</b>	<b>900</b>	<b>1050</b>	<b>1350</b>	<b>1550</b>
4	Διάτμηση κατά τον έλεγχο της ισοδύναμης τάσης της διατομής σε πολυαξονική εντατική κατάσταση.	<b>1425</b>	<b>1520</b>	<b>1800</b>	<b>1920</b>	<b>2700</b>	<b>2880</b>
5	Σύνθλιψη άντυνας(*) οπών κατά την ένωση ελασμάτων με συνήθεις κοχλίες	<b>2200</b>	<b>2500</b>	<b>2400</b>	<b>2700</b>	-	-
6	Σύνθλιψη άντυνας οπών κατά την ένωση ελασμάτων με ήλους ή εφαρμοσμένους κοχλίες.	<b>2200</b>	<b>2500</b>	<b>2800</b>	<b>3200</b>	<b>4200</b>	<b>4800</b>

**Πίνακας Π4:** Αναλαμβανόμενη δύναμη από έναν εφαρμοσμένο κοχλία για δομικά έργα από St 52. Ποιότητα κοχλία 5D.

Συμβολισμός	M12		M16		M20		M22		M24		M27		
d mm	13		17		21		23		25		28		
F <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	1.33		2.27		3.46		4.15		4.91		6.16		
Φόρτιση	H	HZ	H	HZ	H	HZ	H	HZ	H	HZ	H	HZ	
τ <sub>α,επ.</sub> t/cm <sup>2</sup>	2.1	2.4	2.1	2.4	2.1	2.4	2.1	2.4	2.1	2.4	2.1	2.4	
N' <sub>t</sub> tns	2.79	3.19	4.77	5.45	7.27	8.30	8.72	9.96	10.31	11.78	12.94	14.78	
N'' <sub>t</sub> tns	5.59	6.38	9.53	10.90	14.53	16.61	17.43	19.92	20.62	23.57	25.87	29.57	
σ <sub>l,επ.</sub> t/cm <sup>2</sup>	4.2	4.8	4.2	4.8	4.2	4.8	4.2	4.8	4.2	4.8	4.2	4.8	
N <sub>t</sub> [tons] για πάχος t [mm]	4	2.18	2.50	2.86	3.26	3.53	4.03	3.86	4.42	4.20	4.80	4.70	5.38
	5	2.73	3.12	3.57	4.08	4.41	5.04	4.83	5.52	5.25	6.00	5.88	6.72
	6	3.28	3.74	4.28	4.90	5.29	6.05	5.80	6.62	6.30	7.20	7.06	8.06
	7	3.82	4.37	5.00	5.71	6.17	7.06	6.76	7.73	7.35	8.40	8.23	9.41
	8	4.37	4.99	5.71	6.53	7.06	8.06	7.73	8.83	8.40	9.60	9.41	10.75
	9	4.91	5.62	6.43	7.34	7.94	9.06	8.69	9.94	9.45	10.80	10.58	12.10
	10	5.46	6.24	7.14	8.16	8.82	10.08	9.66	11.04	10.50	12.00	11.76	13.44
	11	6.01	6.86	7.85	8.98	9.70	11.09	10.63	12.14	11.55	13.20	12.94	14.78
	12	6.55	7.49	8.57	9.79	10.58	12.10	11.59	13.25	12.60	14.40	14.11	16.13
	13	7.10	8.11	9.28	10.61	11.47	13.10	12.56	14.35	13.65	15.60	15.29	17.47
	14	7.64	8.74	10.00	11.42	12.35	14.11	13.52	15.46	14.70	16.80	16.46	18.82
	15	8.19	9.36	10.71	12.24	13.23	15.12	14.49	16.56	15.75	18.00	17.64	20.16
	16	8.74	9.98	11.42	13.06	14.11	16.13	15.46	17.66	16.80	19.20	18.82	21.50
	17	9.28	10.61	12.14	13.87	14.99	17.14	16.42	18.77	17.85	20.40	19.99	22.85
	18	9.83	11.23	12.85	14.69	15.88	18.14	17.39	19.87	18.90	21.60	21.17	24.19
	19	10.37	11.86	13.57	15.50	16.76	19.15	18.35	20.98	19.95	22.80	22.34	25.54
	20	10.92	12.48	14.28	16.32	17.64	20.16	19.32	22.08	21.00	24.00	23.52	26.88
σ <sub>z,επ.</sub> t/cm <sup>2</sup>	1.50		1.50		1.50		1.50		1.50		1.50		
N <sub>z</sub> tn	1.115		2.115		3.305		4.142		4.760		6.286		