



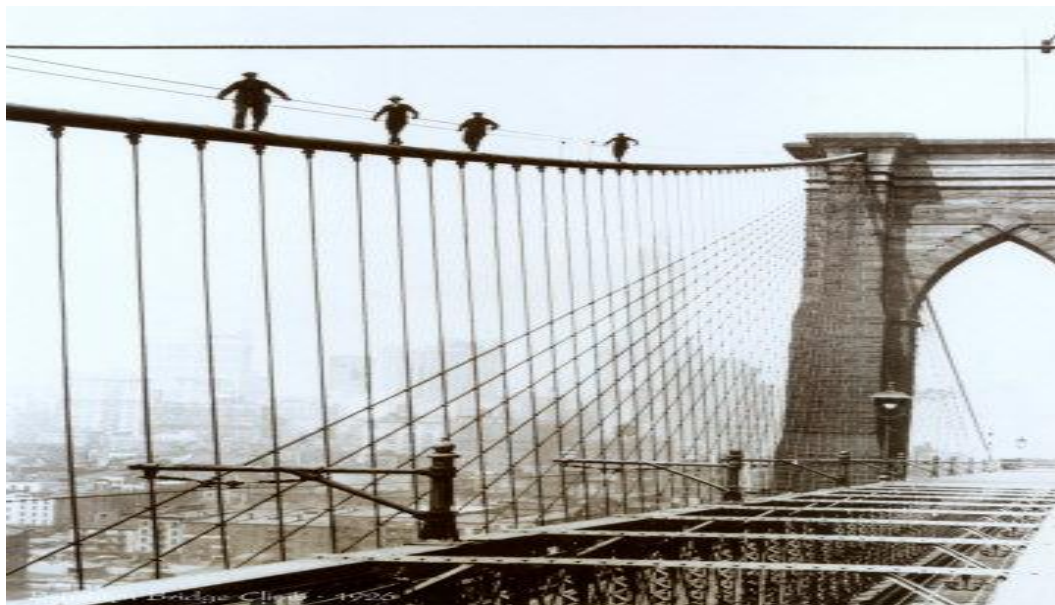
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΑΤΡΑΣ

ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΟΔΙΚΗΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ 50 m



ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ:

ΜΕΜΟΥ ΠΑΝΑΓΙΩΤΑ

ΣΑΒΒΟΠΟΥΛΟΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ

Επιβλέπων καθηγητής: Γιαννόπουλος Ανδρέας

Αναπληρωτής Καθηγητής

ΠΑΤΡΑ 2012

*Περηφανεύομαι
για τούτο δω
το χαλύβδινο μίλι
Ολοζώντανο,
να,
τ' όραμά μου προβάλλει.
Πάλη για την κατασκευή
αντίς για ρυθμούς και στυλ
Υπολογισμός αυστηρός
για μπουλόνια
κι ατσάλι **

** “Η γέφυρα του Μπρούκλιν”, Βλαντιμίρ Μαγιακόφσκι, μετάφραση Πέτρος Ανταίος
Βλαντιμίρ Μαγιακόφσκι, Ποίηση, Εκδόσεις Οδυσσέα*

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Το παρόν τεύχος αποτελεί την Πτυχιακή Εργασία που εκπονήθηκε στο Τμήμα Μηχανολογίας του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Πάτρας και αναφέρεται στην μελέτη και σχεδίαση χαλύβδινης γέφυρας που ανήκει στην κατηγορία μεταλλικών κατασκευών.

Είναι ευρέως γνωστό ότι οι μεταλλικές κατασκευές εξελίσσονται ανά τους αιώνες φτάνοντας στις μέρες μας να έχουν απεριόριστες δυνατότητες εφαρμογής, κατατάσσοντας τη χρήση τους απαραίτητη σε καθημερινή βάση. Μία από αυτές τις εφαρμογές αφορά τον τομέα της γεφυροποιίας, όπου βασίζεται η μελέτη μας.

Στην αρχή υπολογίζονται τα μόνιμα και κινητά φορτία της γέφυρας και γίνεται η στατική μελέτη. Στη συνέχεια διαστασιολογούνται τα μέρη που απαρτίζουν την κατασκευή και τέλος γίνεται η συναρμολόγηση.

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον Καθηγητή μας κ. Ανδρέα Γιαννόπουλο, Αναπληρωτή Καθηγητή του Τμήματος Μηχανολογίας, για την υπομονή του, το χρόνο του αλλά και την πολύτιμη καθοδήγηση που μας προσέφερε για την πραγματοποίηση της Εργασίας.

Σαββόπουλος Αλέξανδρος
Μέμου Παναγιώτα
Σεπτέμβριος 2012

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία αναφέρεται στη μελέτη χαλύβδινης γέφυρας μήκους 50 m και πλάτους 10 m. Συγκεκριμένα πρόκειται για οδική γέφυρα δύο λωρίδων συμπεριλαμβανομένων δύο πεζοδρομίων εκατέρωθεν. Η στήριξη γίνεται με χρήση δικτυωμάτων στο κάτω μέρος της γέφυρας.

Η ανάπτυξη του θέματος υπολογίζεται σε έξι κεφάλαια. Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται ιστορική αναδρομή στην εξέλιξη των μεταλλικών κατασκευών καθώς και αξιολόγηση τους. Έπειτα αναφερομαστε στη δομή του χάλυβα και στη διασφάλιση ανθεκτικότητάς του.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρατίθεται ο Νέος Ευρωπαϊκός Κανονισμός (EC-3). Συγκεκριμένα προσδιορίζεται το κανονιστικό πλαίσιο των Ευρωκωδίκων, οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 3 για το σχεδιασμό των χαλύβδινων κατασκευών και οι οι νέες έννοιες και συμβολισμοί που εισάγονται με τον Κανονισμό.

Στο τρίτο κεφάλαιο πραγματοποιείται προγραμματισμός της μελέτης. Καταγράφονται τα τεχνικά χαρακτηριστικά της γέφυρας και του χάλυβα. Επίσης γίνεται αναφορά σε ορισμένες παραδοχές και συγκεκριμενοποιούμε τα βήματα που θα ακολουθήσουμε. Στο τέλος λαμβάνοντας υπόψιν τις ανωτέρω προβλέψεις για τον τρόπο κατασκευής της γέφυρας, γίνεται μια ποιοτική τρισδιάστατη απεικόνιση.

Στο τέταρτο κεφάλαιο αναπτύσσεται η μαθηματική ανάλυση της κατασκευής. Γίνεται εύρεση των μόνιμων και κινητών φορτίων. Στη συνέχεια πραγματοποιείται στατική επίλυση μηκίδων και διαδοκίδων, προσδιορίζοντας τα φορτία σε συνάρτηση με το μήκος και το εμβαδόν και εν τέλει διαστασιολογούμε τις δοκούς.

Στο πέμπτο κεφάλαιο μελετώνται τα χαρακτηριστικά και η εφαρμογή των δικτυωμάτων. Γίνεται εύρεση των φορτίων στους κόμβους και ανάλυση των δυνάμεων στις εφελκυσμένες και θλιβόμενες ράβδους. Για τις θλιβόμενες ράβδους πραγματοποιείται επίσης έλεγχος σε λυγισμό.

Στο έκτο κεφάλαιο αναλύεται ο τρόπος συνδεσμολογίας των δοκών έπειτα από έλεγχο σε καταπονήσεις όπως διάτμηση, σύνθλιψη άντυγας οπών και εφελκυσμός. Έπειτα υπολογίζεται η σύνδεση των μηκίδων με τις διαδοκίδες. Τέλος παρουσιάζεται τρισδιάστατη απεικόνιση της ανωτέρω σύνδεσης.

Εν κατακλείδι παρατίθενται τα σπουδαιότερα συμπεράσματά που προκύπτουν από την παρούσα Εργασία, ένα εκ των οποίων είναι η αλλαγή της γεωμετρίας του δικτυώματος για λόγους λειτουργικότητας στην κατασκευή.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Ιστορική εξέλιξη σιδήρου	8
1.2 Ανάπτυξη των μεταλλικών κατασκευών	9
1.3 Αξιολόγηση μεταλλικών κατασκευών	11
1.4 Δομή του χάλυβα.....	12
1.5 Διασφάλιση της ανθεκτικότητας στις χαλύβδινες κατασκευές	12

2. Ο ΝΕΟΣ ΕΥΡΩΠΑΪΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ (EC – 3)

2.1 Το κανονιστικό πλαίσιο των Ευρωκωδίκων	14
2.2 Οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 3 για τον σχεδιασμό των χαλύβδινων κατασκευών	17

3. ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΙΣΜΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

3.1 Τεχνικά χαρακτηριστικά γέφυρας.....	19
3.2 Χαρακτηριστικά χάλυβα	20
3.3 Παραδοχές.....	21
3.3.1 Άνεμος	21
3.3.2 Θερμοκρασιακές μεταβολές.....	22
3.3.3 Σεισμικά φορτία – Ιδιομορφές φορέα	22
3.4 Μεθοδολογία μελέτης της κατασκευής.....	23
3.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση γέφυρας	24

4 ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.1 Εύρεση ίδιου βάρους της γέφυρας.....	26
4.1.1 Μόνιμα φορτία	26
4.1.2 Κινητά φορτία.....	27
4.2 Στατική επίλυση μηκίδων	30
4.2.1 Υπολογισμός φορτίου ανά m^2 και ανά m μήκους μηκίδων.....	30
4.2.2 Διαστασιολόγηση μηκίδων.....	32
4.3 Στατική επίλυση διαδοκίδων	33
4.3.1 Υπολογισμός φορτίου ανά m^2 και ανά m μήκους διαδοκίδων.....	34
4.3.2 Διαστασιολόγηση διαδοκίδων	38

5. ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ

5.1 Ορισμός δικτυώματος.....	41
5.2 Ανάλυση δικτυωμάτων με τη μέθοδο των αρθρώσεων.....	43
5.3 Φορτία κόμβων.....	45
5.3.1 Δυνάμεις ράβδων δικτυώματος.....	46
5.3.2 Υπολογισμός εφελκυσόμενων ράβδων.....	48
5.3.3 Υπολογισμός ράβδων σε θλίψη.....	49
5.3.4 Υπολογισμός ράβδων σε λυγισμό.....	50

6. ΣΥΝΔΕΣΜΟΛΟΓΙΑ

6.1 Γενικά.....	56
6.2 Διάτμηση.....	58
6.3 Σύνθλιψη άντυγας οπών.....	59
6.4 Εφελκυσμός.....	59
6.5 Έλεγχος αντοχής κοχλιώσεως.....	60
6.6 Σύνδεση μηκίδας - διαδοκίδας.....	61
6.7 Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης μηκίδας – διαδοκίδας.....	72

Παράρτημα 1 Πίνακες.....	73
Παράρτημα 2 Βιβλιογραφία.....	80

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

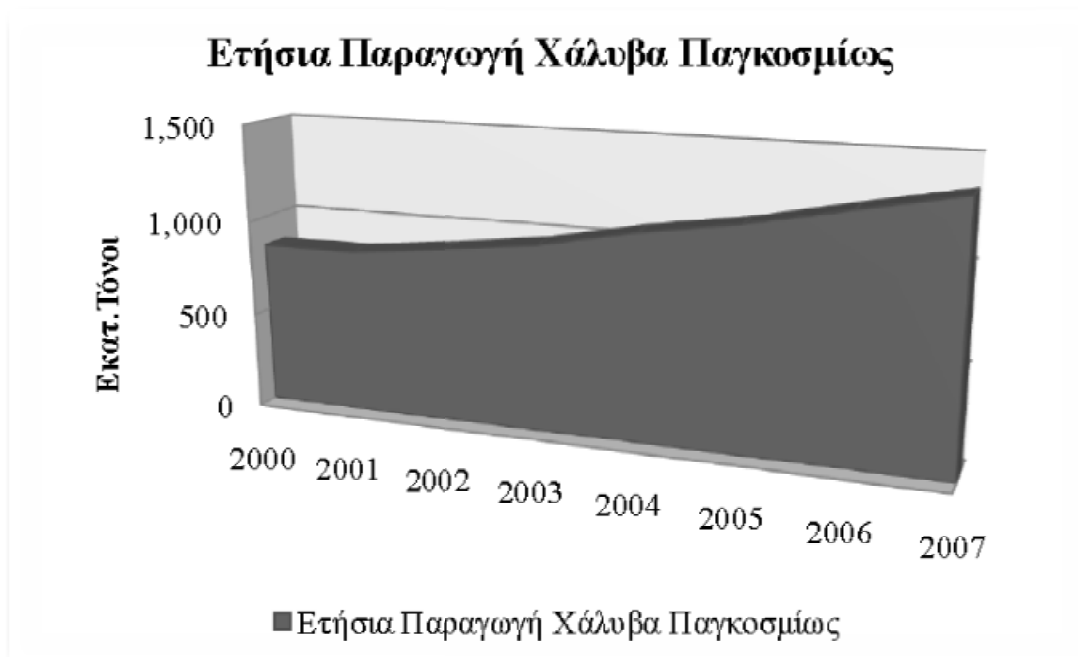
ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΤΟΥ ΣΙΔΗΡΟΥ

Ο σίδηρος από τα αρχαία χρόνια είχε εφαρμογή και εξέχουσα θέση στην καθημερινή ζωή των ανθρώπων. Η κατασκευή εργαλείων, όπλων και σκευών είναι παραδείγματα της εφαρμογής του σιδήρου στα πρώτα χρόνια της ανθρώπινης εξέλιξης. Η πρώτη παραγωγή τήγματος σιδήρου παρατηρείται περίπου το 1500π.Χ. στις περιοχές του Καυκάσου, και συγκεκριμένα στην Αρμενία. Στη Δύση, η φυλή Χάλυβες που άνηκαν στην αυτοκρατορία των Χιτιτών έκαναν χρήση του σιδήρου περίπου το 1400 π.Χ. Στην Ευρώπη ήρθε ο σίδηρος μέσω των αποικιών, μετά την πτώση της αυτοκρατορίας αυτής, περί το 1200 π.Χ.. Η χρήση και επεξεργασία του σιδήρου στην Ελλάδα καταγράφεται σε πολλές ιστορικές αναφορές αλλά και στα Ομηρικά έπη.

Η χρήση καθαρού C (κωκ) ή λιθάνθρακα αντί για ξυλάνθρακα ως υλικού καύσης της καμίνου πέτυχε μεγαλύτερες θερμοκρασίες τήξης και βοήθησε στην εξέλιξη της επεξεργασίας του σιδήρου κατά τον 17ο αιώνα. Στη συνέχεια η εξέλιξη των τεχνολογικών μέσων όπως κάμινων, μηχανών έγχυσης και ανάδευσης του τήγματος αλλά και της σταδιακής απομάκρυνσης του άνθρακα C από τη χημική δομή του σιδήρου οδήγησε στη παραγωγή χάλυβα με την ανάπτυξη και χρήση μεταλλικών Bessemer το 1850, στην Αγγλία. Ουσιαστικά όμως η ευρεία εφαρμογή και χρήση του χάλυβα στην ναυπηγική και στις κατασκευές ξεκινά με την τελειοποίηση του μεταλλικού Seimens - Martins από το 1880.

Σήμερα η ετήσια παραγωγή χάλυβα επιβεβαιώνει τη ευρεία εφαρμογή του στο σύγχρονο κόσμο και κυρίως στο χώρο των κατασκευών. Σύμφωνα με εκτιμήσεις του AME Mineral Economics και του International Iron & Steel Institute εκτιμάται ότι κατά το 2006 η παραγωγή αυξήθηκε κατά 104 εκατομμύρια τόνους, δηλαδή αύξηση της τάξεως του 6,71%. Η περιοχή με τη μεγαλύτερη παραγωγή ήταν η Ασία, ενώ για το 2006 το απόλυτο μέγεθος παραγωγής της Ασίας προσέγγισε τα 653 εκατ. τόνους οφειλόμενη κυρίως στην αυξημένη παραγωγή της Κίνας, της Ιαπωνίας και της Ινδίας. Για το 2007, η συνολική παραγωγή ήταν 1.339 εκατ. μετρικοί τόνοι, με συνολική αύξηση της τάξεως του 7,64%. Η σημαντικότερη αύξηση προήλθε εκ νέου από την περιοχή της Ασίας και για το 2007, καθώς η συνολική παραγωγή διαμορφώθηκε σε 730 εκατ. μετρικούς τόνους, αυξημένη κατά 11,79% σε σχέση με το έτος 2006. Η ανοδική πορεία συνεχίζεται και τα τελευταία 2 χρόνια ανταποκρινόμενη στη συνεχώς αυξανόμενη ζήτηση της αγοράς για αυτό το πολύτιμο υλικό.



Πηγή: word steel association

1.2 ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΤΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Τα τελευταία 200 χρόνια ο σίδηρος μετατράπηκε από υλικό δευτερεύουσας σημασίας σε ένα από τα πιο χρήσιμα δομικά υλικά. Ξεκινώντας σαν υποκατάστατο των παραδοσιακών δομικών υλικών, όπως η πέτρα και το ξύλο, ο σίδηρος και ο χάλυβας απέκτησαν σταδιακά τη δική τους κατασκευαστική και αρχιτεκτονική εφαρμογή. Η γρήγορη ανάπτυξη της τεχνολογίας του χάλυβα και οι διάφορες χρήσεις του στο χώρο των κατασκευών, αποτελούν τα πρώτα βήματα για το τεράστιο πεδίο εφαρμογής και περαιτέρω τελειοποίησης.

Ένα από τα πρώτα παραδείγματα χρήσης του σιδήρου στην αρχιτεκτονική βρίσκεται στην ανατολική πρόσοψη του Μουσείου του Λούβρου στο Παρίσι. Ο αρχιτέκτονας Claude Perrault (1613-1688) ανέγειρε αυτό το πλάγιο τμήμα το 1670 και χρησιμοποίησε σφυρήλατες σιδερένιες ράβδους σαν ενίσχυση στην τοιχοποιία. Ο μηχανικός Jean Rondolet (1734-1823) έκανε το ίδιο πράγμα όταν 100 χρόνια αργότερα σχεδίασε την κατασκευή για την εκκλησία Ste. Genevieve (1713-1780) για τον αρχιτέκτονα Germain Soufflot, που αργότερα ονομάστηκε Πάνθεον στο Παρίσι. Αυτά τα πρώτα δείγματα αποτέλεσαν την αρχή για τη χρησιμοποίηση του σιδήρου και την αλλαγή των διαστάσεων και της μορφής της κλασικής αρχιτεκτονικής. Μπορεί εκείνη την εποχή ο σίδηρος να μην χρησιμοποιούνταν σαν εμφανές δομικό στοιχείο, ωστόσο αδιαμφισβήτητα οι ιδιότητες του βρήκαν εφαρμογή του στην οικοδομική και πρόσθεσε μια νέα αντίληψη στην αρχιτεκτονική έκφραση. Η πρώτη χρήση αυτού ως κύριου δομικού υλικού, γίνεται αρχικά υπό τη μορφή του χυτοσίδηρου για την

κατασκευή της πρώτης στον κόσμο σιδηράς γέφυρας, ανοίγματος 33m, άνω του ποταμού Severn στην Coalbrookdale της Αγγλίας, το 1779 (**Εικ. 1.1**), η οποία εξακολουθεί να βρίσκεται ακόμα σε λειτουργία.



Εικ. 1.1: Coalbrookdale Bridge, Αγγλία 1779

Μεταξύ των ετών 1780-1820 μ.Χ. κατασκευάστηκαν από χυτοσίδηρο αρκετές γέφυρες κυρίως με αψιδωτή μορφή αλλά και άλλες δομικές κατασκευές. Η αστοχία όμως στα εφελκυστικά μέλη με ψαθυρά θραύση που είχε ως αποτέλεσμα την κατάρρευση γεφυρών από χυτοσίδηρο, με πάρα πολλά ανθρώπινα θύματα, περιορίσε τη χρήση του χυτοσιδήρου μόνο σε θλιβόμενα μέλη (π.χ. υποστυλώματα). Λογω της σημαντικής ιδιότητάς του πολτοπαγούς σιδήρου η βιομηχανική παραγωγή του άρχισε να αντικαθιστά το χυτοσίδηρο το 1840, κυρίως επειδή μπορεί υπόκειται σε μεγάλες εφελκυστικές παραμορφώσεις στην πλαστική περιοχή, χωρίς να θραύεται. Επιπλέον, ο πολτοπαγής σίδηρος μπορούσε να παίρνει τη μορφή λεπτών πλακών, οι οποίες μπορούσαν να καμφθούν και να συνδεθούν με ήλους με ελάχιστη μείωση της αντοχής τους. Η πρώτη γέφυρα από πολτοπαγή σίδηρο είναι η γέφυρα Britannia και κατασκευάστηκε το 1850 (**Εικ. 1.2**). Είναι η πρώτη σημαντική ολόσωμη σιδηροδρομική γέφυρα μέγιστου ανοίγματος 142m, στη ζεύξη Menai στην Αγγλία.



Εικ. 1.2: Britannia Bridge

1.3 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Οι αντοχές του χάλυβα αλλά και η ευκολία στην διαμόρφωσή του, έδωσαν τη δυνατότητα στους σύγχρονους μηχανικούς να συνδυάσουν την αισθητική με την στατική ευστάθεια και τον αντισεισμικό σχεδιασμό, κατασκευάζοντας αρχιτεκτονικά αριστουργήματα. Στην Ιαπωνία, λόγω της έντονης σεισμικής δραστηριότητας, το 65% των κτιρίων είναι μεταλλικά. Η συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων απέναντι σε ένα από τα μεγαλύτερα προβλήματα του πολιτικού μηχανικού, τον σεισμό, τα αναδεικνύει σε αξιόπιστες κατασκευαστικές λύσεις.

Οι κυριότεροι λόγοι ανάπτυξης των μεταλλικών κτιρίων διεθνώς είναι:

- Ταχύτητα κατασκευής
- Δυνατότητα ανάπτυξης μεγάλων ανοιγμάτων
- Σχεδιαστική ελευθερία
- Αντοχή στο σεισμό
- Αντοχή στο χρόνο

Σε σύγκριση με τα παραδοσιακά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα τα μεταλλικά κτίρια υπερτερούν σε πολλούς τομείς, οι κυριότεροι είναι:

- Ταχύτητα και ακρίβεια κατασκευής: λόγω του μεγάλου βαθμού προκατασκευασμένων μελών πολλές εργασίες μπορούν να πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και ανεξάρτητα από τις καιρικές συνθήκες
- Μεγάλα ανοίγματα που επιτρέπουν έξυπνη διαρρύθμιση των εσωτερικών χώρων

- Μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων που αυξάνουν τον ωφέλιμο χώρο
- Ευελιξία στη διαμόρφωση προσόψεων
- Ευελιξία χρήσης, μετατροπών, προσθηκών και προσαρμογής στις ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις
- Αντισεισμικότητα
- Δυνατότητα ενίσχυσης και επισκευής
- Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης
- Δυνατότητα ανακύκλωσης του χάλυβα

Τέλος πρέπει να αναφέρουμε ότι τα μεταλλικά κτίρια παρουσιάζουν και αρκετά μειονεκτήματα τα οποία όμως σε καμία περίπτωση δεν αντισταθμίζουν τα τόσο σημαντικά οφέλη. Οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων, η ευαισθησία στη διάβρωση και στην πυρκαγιά, η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού και το μεγάλο κόστος μελέτης αποτελούν τις βασικές τους αδυναμίες.

1.4 ΔΟΜΗ ΧΑΛΥΒΑ

Ο χάλυβας είναι ένα κράμα από σίδηρο (Fe) και πολλά άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία, το κυριότερο από τα οποία είναι ο άνθρακας (C). Ο συνήθης χάλυβας περιέχει λιγότερο από 2.06% κ.β. άνθρακα, λιγότερο από 1.0% κ.β. μαγγάνιο και πολύ μικρά ποσοστά πυριτίου, φωσφόρου, θείου και οξυγόνου. Οι κραματωμένοι χάλυβες, όπως για παράδειγμα οι ανοξειδωτοι χάλυβες και οι εργαλειοχάλυβες, αποτελούν μία ειδική κατηγορία κραμάτων που περιέχουν υψηλότερα ποσοστά άλλων μετάλλων. Ανάλογα με τις απαιτήσεις στη χρήση του χάλυβα, μπορούν να μεταβληθούν ορισμένες ιδιότητες κατά την παραγωγή του αλλάζοντας τη χημική του σύνθεση, τη μεταβολή της κρυσταλλικής του δομής αλλά και με άλλες μεθόδους όπως η θερμική κατεργασία (π.χ. ανόπτηση, εξομάλυνση, βαφή και επαναφορά κλπ.).

1.5 ΔΙΑΣΦΑΛΙΣΗ ΤΗΣ ΑΝΘΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΤΙΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Για τη διασφάλιση της ανθεκτικότητας (*durability*) μιας χαλύβδινης κατασκευής στον χρόνο, πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψιν στο σχεδιασμό της διάφοροι παράγοντες όπως:

- Η χρήση η οποία προβλέπεται για την κατασκευή
- Τα κριτήρια συμπεριφοράς
- Οι αναμενόμενες συνθήκες περιβάλλοντος
- Η σύνθεση, οι ιδιότητες και η συμπεριφορά του υλικού, οι τύποι των διατομών στα δομικά στοιχεία και οι τύποι συνδέσεων
- Η ποιότητα κατασκευής και ο ποιοτικός έλεγχος κατά την παράδοση της κατασκευής
- Τα μέτρα προστασίας (π.χ. σε διάβρωση)

καθώς επίσης και

- Η αλληλεπίδραση όλων των προηγούμενων παραγόντων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Ο ΝΕΟΣ ΕΥΡΩΠΑΪΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ (EC – 3)

2.1 ΤΟ ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΤΩΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΩΝ

Ο Ευρωκώδικας 3 (*EN 1993-1-1 Eurocode 3 - Design of steel structures*) αφορά τις μεταλλικές κατασκευές και αποτελεί το κανονιστικό πλαίσιο σύμφωνα με το οποίο εφαρμόζεται ασφαλής σχεδιασμός στις κατασκευές από χάλυβα. Ισχύει για όλα τα Ευρωπαϊκά κράτη τα οποία συμμετέχουν στην Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης. Η Επιτροπή των Ευρωπαϊκών Κοινοτήτων, στα τέλη της δεκαετίας του '80, καθιέρωσε ένα σύνολο από κανόνες, γνωστοί ως Δομικοί Ευρωκώδικες (*Structural Eurocodes*), με εφαρμογή σε κάθε τεχνικό έργο. Οι Κανόνες αυτοί σε αρχικό στάδιο θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν εναλλακτικά των ήδη υφισταμένων εθνικών τεχνικών κανονισμών και σε τελικό στάδιο να αντικατασταθούν.

Το 1990 ανατέθηκε η σύνταξη, δοκιμαστική εφαρμογή και οριστικοποίηση των κανόνων αυτών στην Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (*CEN - Comite Europeen de Normalisation – European Committee for Standardization*). Μέσα λοιπόν, στην δεκαετία του '90 η Τεχνική Επιτροπή 250 της Ευρωπαϊκής Επιτροπής Τυποποίησης (*CEN/TC250*) δημοσιοποίησε τους εξής Δομικούς Ευρωκώδικες:

- EN 1990 Ευρωκώδικας 0 «Βασικές αρχές σχεδιασμού»
- EN 1991 Ευρωκώδικας 1 «Δράσεις στις κατασκευές»
- EN 1992 Ευρωκώδικας 2 «Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα»
- EN 1993 Ευρωκώδικας 3 «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»
- EN 1994 Ευρωκώδικας 4 «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα»
- EN 1995 Ευρωκώδικας 5 «Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών»
- EN 1996 Ευρωκώδικας 6 «Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία»
- EN 1997 Ευρωκώδικας 7 «Γεωτεχνικός σχεδιασμός»
- EN 1998 Ευρωκώδικας 8 «Σχεδιασμός αντισεισμικών κατασκευών»
- EN 1999 Ευρωκώδικας 9 «Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο»

Ο Ευρωκώδικας γενικότερα εισάγει νέες έννοιες και συμβολισμούς με τους οποίους ο μελετητής θα πρέπει να είναι καλά εξοικειωμένος, ώστε να έχει την ικανότητα της σωστής χρήσης και εφαρμογής των μεθόδων και των τύπων υπολογισμού κάθε μεταλλικής κατασκευής.

Θεμελιώδεις για τον σχεδιασμό των κατασκευών κατά τον EC-3 είναι οι παρακάτω έννοιες:

- Κάθε φορέας υποβάλλεται σε δράσεις (φορτία) και έναντι αυτών ασκεί κάποια αντίσταση. Τέτοιες δράσεις είναι: το βάρος, ο άνεμος, η θερμοκρασία, τα κινητά φορτία κ.τ.λ.
- Οι δράσεις έχουν σαν αποτέλεσμα την καταπόνηση του φορέα, η οποία περιγράφεται με διάφορα μεγέθη καταπόνησης, όπως: ροπή, τάση, βέλος, κάμψης κ.τ.λ.

- Η αντίσταση του φορέα στις δράσεις εξαρτάται από τα γεωμετρικά μεγέθη των μελών του, δηλαδή από το εμβαδόν της διατομής, τις ροπές αδράνειας και ακόμη από την αντοχή του χρησιμοποιούμενου υλικού. Επομένως η αντίσταση του φορέα στις δράσεις είναι περιορισμένη και εξαντλείται σε περίπτωση αρκετά μεγάλων καταπονήσεων. Η μέγιστη δυνατή αντίσταση (οριακή αντοχή) του φορέα καλείται *ικανότητα καταπόνησης*. Σύμφωνα με αυτόν τον ορισμό και ανάλογα με το είδος της καταπόνησης διακρίνουμε: οριακή ορθή δύναμη, οριακή ρόπη κάμψεως κ.λ.π.

Γενικά, οι Κανονισμοί αυτοί, εισήγαγαν μια καινούργια μεθοδολογία στον τρόπο μελέτης και σχεδιασμού διάφορων κατασκευών, εξετάζοντάς τις πλέον σε οριακές καταστάσεις (limit states) όσον αφορά στην συμπεριφορά και λειτουργικότητά τους και όχι στον έλεγχο της μέγιστης αναπτυσσόμενης τάσης στις πιο κρίσιμες διατομές τους από πλευράς αντοχής (admissible stresses). Ως οριακές καταστάσεις χαρακτηρίζονται οι καταστάσεις μετά την υπέρβαση των οποίων ο φορέας παύει να πληροί τις απαιτήσεις αντοχής και λειτουργικότητας. Κατ' αυτή την έννοια διακρίνουμε τις εξής δύο κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις της φέρουσας ικανότητας.
- Οριακές καταστάσεις της λειτουργικότητας.

Οριακές καταστάσεις της φέρουσας ικανότητας πολλές φορές αναφέρονται ως ULS (Ultimate Limit States), δηλαδή ως οριακές καταστάσεις αστοχίας και είναι συνδεδεμένες με διάφορες μορφές αστοχίας του φορέα ή των μελών του, όπως: θραύση, υπερβολικές παραμορφώσεις, απώλεια ελαστικής ευσταθείας κ.λ.π.

Οι οριακές καταστάσεις της λειτουργικότητας του φορέα συχνά αναφέρονται ως SLS (Serviceability Limit States) και είναι συνδεδεμένες με την εξασφάλιση ορισμένων συνθηκών σχετικά με τη λειτουργικότητα του φορέα. Αυτές οι συνθήκες καθορίζονται ανάλογα με το είδος χρήσεως του δομικού έργου και περιλαμβάνουν:

- Παραμορφώσεις των μελών του φορέα, όπως βέλη κάμψεως, που επηρεάζουν αρνητικά τη χρήση ή την αισθητική εμφάνιση του φορέα.
- Παραμορφώσεις των μελών του φορέα που προκαλούν βλάβες στις επιφάνειες των τελειωμάτων ή σε μη φέροντα δομικά στοιχεία.
- Κραδασμοί και ταλαντώσεις του δομικού έργου που προκαλούν είτε αίσθημα ανασφάλειας στους ανθρώπους είτε βλάβες στα μέλη του φορέα ή στα επί αυτού υπάρχοντα μηχανήματα και εγκαταστάσεις.
- Το τελικό συμπέρασμα, σύμφωνα με τα παραπάνω, είναι ότι για να γίνει σωστή διαστασιολόγηση ενός φορέα πρέπει να ελεγχθεί αυτός όχι μόνο ως προς την αντοχή του, αλλά και ως προς τη λειτουργικότητα.

Με την θεμελιώδη αυτή αλλαγή, εισήχθησαν οι λεγόμενοι συντελεστές ασφαλείας (*partial safety factors*) γεγονός που οδηγεί σε πολυπλοκότερους υπολογισμούς, αφενός, αλλά σε ορθολογικότερη και ασφαλέστερη διαστασιολόγηση, αφετέρου. Οι επιμέρους αυτοί συντελεστές ασφαλείας, είναι αριθμοί μεγαλύτεροι ή ίσοι της μονάδας με τους οποίους είτε πολλαπλασιάζονται οι δράσεις οι οποίες εφαρμόζονται στην κατασκευή, είτε διαιρούνται οι αντιστάσεις (δηλαδή η φέρουσα ικανότητα και οι σταθερές υλικού) των μελών της κατασκευής.

Για την αποφυγή χρήσης μεγάλου αριθμού επιμέρους συντελεστών ασφαλείας χρησιμοποιούνται μόνο οι εξής δύο κατηγορίες:

- α) οι τιμές $\gamma_{M1} = 1.0$ οι οποίες αφορούν στις αντιστάσεις οι οποίες συσχετίζονται με την τάση διαρροής του χάλυβα f_y (π.χ. για όλα τα φαινόμενα πλαστικοποίησης / αστάθειας) και

- β) οι τιμές $\gamma_{M2} = 1.25$ οι οποίες αφορούν στις αντιστάσεις οι οποίες συσχετίζονται με την οριακή εφελκυστική αντοχή f_u (π.χ. για την καθαρή διατομή μέλους υπό εφελκυσμό ή για αντιστάσεις συγκολλήσεων ή κοχλιώσεων).

Για ειδικές περιπτώσεις χρησιμοποιούνται επίσης και

- γ) οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_{M0} = 1.0$. Για τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας στο σχεδιασμό κτιρίων, επιτρέπεται από τις Αρχές κάθε κράτους-μέλους να επιλεγεί διαφορετική αριθμητική τιμή από τις προηγούμενες συνιστώμενες τιμές (π.χ. η τιμή 1.1 αντί της τιμής 1.0).

Μια άλλη διαφοροποίηση στον Ευρωκώδικα σε σχέση με τους παλιούς Κανονισμούς είναι και η αλλαγή διεύθυνσης αξόνων στην εκάστοτε διατομή δηλαδή y, z αντί του x, z. Ακολουθούν κι άλλες διαφοροποιήσεις συμπεριλαμβανομένων της χρήσης μονάδων του συστήματος S.I., της υιοθέτησης μειωμένης αντοχής στα ελάσματα μεγάλου πάχους (άνω των 40 mm), της ταξινόμηση των διατομών σε κλάσεις με κριτήριο την πιθανότητα εμφάνισης σ' αυτές φαινομένων διαρροής ή τοπικού λυγισμού κ.ο.κ.

Συγκεκριμένα για θέματα ασφαλείας στις χαλύβδινες κατασκευές ο Ευρωκώδικας 3 καθορίζει ορισμένες ενδεικτικές τιμές (*indicative values*) οι οποίες στο κείμενο του Κανονισμού δίδονται εντός πλαισίου. Για τις τιμές αυτές προβλέπεται ότι οι Αρχές του κάθε κράτους – μέλους θα καθορίζουν τις αντίστοιχες οριστικές. Γενικότερα, η εφαρμογή του Κανονισμού γίνεται σε συνδυασμό με τα Εθνικά Κείμενα Εφαρμογής - EKE (*National Application Documents - NADs*). Στο σημείο αυτό σημειώνεται ότι οι κανόνες ορθών διαδικασιών οι οποίες πρέπει να τηρούνται κατά την εκτέλεση των εργασιών σε ένα τεχνικό έργο από χάλυβα παρέχονται από μια σειρά άλλων Ευρωπαϊκών Προτύπων (π.χ. το EN 1090-Εκτέλεση κατασκευών χάλυβα-Τεχνικές απαιτήσεις (*Execution of steel structures-Technical requirements*)). Ο Ευρωκώδικας 3 (EN 1993-1-1:2004) αποτελείται από τα εξής τμήματα:

- EN 1993-1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
- EN 1993-2 Γέφυρες από χάλυβα
- EN 1993-3 Πύργοι, ιστοί και καπνοδόχοι
- EN 1993-4 Σιλό, δεξαμενές και σωληνώσεις
- EN 1993-5 Πάσσαλοι
- EN 1993-6 Κατασκευές που στηρίζουν γερανογέφυρες

Τα Τμήματα 3-2 έως 3-6 βασίζονται στους γενικούς κανόνες οι οποίοι παρουσιάζονται στο Τμήμα 3-1, ενώ ταυτόχρονα οι κανόνες οι οποίοι δίδονται στα Τμήματα αυτά συμπληρώνουν το εισαγωγικό Τμήμα 3-1. Το Τμήμα 3-1 (EN 1993-1 Γενικοί Κανόνες και κανόνες για κτίρια) αποτελείται από τα εξής επιμέρους κεφάλαια:

- EN 1993-1-1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
- EN 1993-1-2 Σχεδιασμός για φωτιά
- EN 1993-1-3 Λεπτότοιχα μέλη ψυχρής έλασης και χαλυβδόφυλλα
- EN 1993-1-4 Ανοξειδωτοι χάλυβες
- EN 1993-1-5 Μέλη από επίπεδα ελάσματα
- EN 1993-1-6 Αντοχή και ευστάθεια των κελυφωτών κατασκευών
- EN 1993-1-7 Αντοχή και ευστάθεια επίπεδων ελασμάτων με εγκάρσια φόρτιση
- EN 1993-1-8 Σχεδιασμός κόμβων
- EN 1993-1-9 Αντοχή των κατασκευών από χάλυβα σε κόπωση
- EN 1993-1-10 Επιλογή χάλυβα για αντοχή σε κρούση και ιδιότητες κατά το πάχος του υλικού
- EN 1993-1-11 Σχεδιασμός κατασκευών με εφελκυσόμενα στοιχεία από χάλυβα

Το βασικό κείμενο των Τμημάτων του Ευρωκώδικα 3 συμπληρώνεται από ορισμένα κανονιστικά (*normative*) ή πληροφοριακά (*informative*) Παραρτήματα (*Annexes*). Σημειώνεται ότι τα κανονιστικά παραρτήματα έχουν ισότιμη θέση με τα κεφάλαια του Ευρωκώδικα. Στα Παραρτήματα θίγονται ορισμένα ειδικά θέματα όπως είναι για παράδειγμα η στατική ανάλυση λαμβάνοντας υπ' όψιν τη μη γραμμικότητα του υλικού και οι απλοποιητικές διατάξεις για τον σχεδιασμό συνεχών δοκών δαπέδου (Τμήμα EN 1993-3-1).

Ο Κανονισμός συμπληρώνεται επίσης από ορισμένα Πρότυπα EN και EN ISO. Μεταξύ αυτών των προτύπων αναφοράς, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στο πρότυπο EN10025 το οποίο αφορά στις ιδιότητες τις οποίες παρουσιάζουν οι συγκολλησιμοι δομικοί χάλυβες (*weldable structural steels*) και ειδικά, οι χάλυβες S235(Fe360) , S275(Fe430) και S355(Fe510) οι οποίοι χρησιμοποιούνται σχεδόν κατ' αποκλειστικότητα στην κατασκευή των χαλύβδινων φορέων.

2.2 ΟΙ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΤΩΝ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Αφού εφαρμοστούν οι κατάλληλοι υπολογισμοί που αφορούν στις χαλύβδινες κατασκευές, θα πρέπει να ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια:

Στην Οριακή Κατάσταση η οποία αφορά στη στατική ισορροπία, στις μετατοπίσεις ή στις παραμορφώσεις της χαλύβδινης κατασκευής πρέπει να ικανοποιείται η ανισότητα:

- $E_{d,stab} \geq E_{d,dst}$

Όπου $E_{d,stab}$ το σύνολο των σταθεροποιητικών δράσεων (*stabilizing actions*) και $E_{d,dst}$, το σύνολο των αποσταθεροποιητικών δράσεων (*destabilizing actions*).

Στην Οριακή Κατάσταση η οποία αφορά σε θραύση ή σε υπερβολική παραμόρφωση διατομής, μέλους ή σύνδεσης πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

- $R_d \geq S_d$

Όπου R_d η αντίσταση σχεδιασμού διατομής, μέλους ή σύνδεσης και S_d η τιμή σχεδιασμού των αντίστοιχων εσωτερικών δυνάμεων και ροπών.

Στην Οριακή κατάσταση η οποία αφορά στην επίδραση των δράσεων πρέπει να ικανοποιείται η ανισότητα:

- $C_d \geq E_d$

Όπου C_d η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού της κατασκευής και E_d η τιμή σχεδιασμού των δράσεων .

Συμπερασματικά, για κάθε πιθανό συνδυασμό φόρτισης, η συνολική αντίσταση της χαλύβδινης κατασκευής επιβάλλεται να υπερτερεί της οποιασδήποτε πιθανής εντατικής κατάστασής της.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

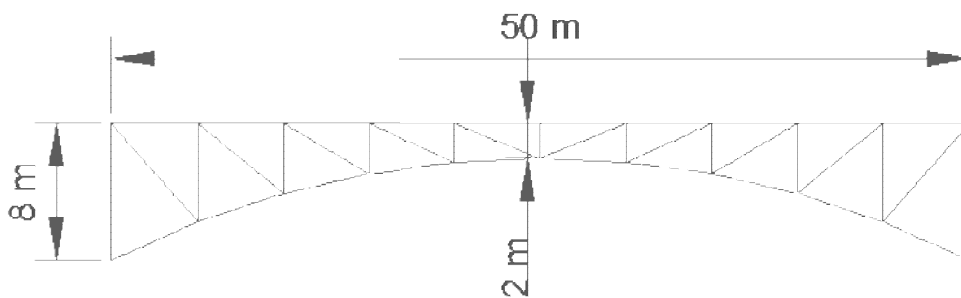
ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΙΣΜΟΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

3.1 ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΓΕΦΥΡΑΣ

Η γέφυρα που πρόκειται να κατασκευάσουμε είναι μεταλλική δικτυωτή με μήκος 50 m και πλάτος 10 m και θα περνά πάνω από ποταμό. Θεωρούμε πως βρίσκεται στην περιοχή της Πάτρας σε υψόμετρο 700 m. Η χρήση της γέφυρας γίνεται για τη διέλευση οχημάτων και πεζών. Αποτελείται από δύο λωρίδες στο κεντρικό οδόστρωμα συνολικού πλάτους 8 m και από δύο πεζοδρόμια εκατέρωθεν 1 m το καθένα. Πιο συγκεκριμένα τα φορτία που θα δέχεται η γέφυρα θα είναι τα εξής:

- Οδόστρωμα πάχους 20 cm, με ειδικό βάρος $2,5 \text{ t/m}^3$
- Αυτοκίνητα με μέγιστο φορτίο 120 t
- Το ίδιο βάρος του δικτυώματος
- Κάγκελα 100 Kg/m
- Το ίδιο διαδοκίδων
- Ίδιο βάρος λαμαρίνας 5 mm με ειδικό βάρος 8 Kg/m
- Ίδιο βάρος κομβοελασμάτων και κοχλιών
- Χιόνι

Σχήμα 2.1.α : Πρόσψη γέφυρας



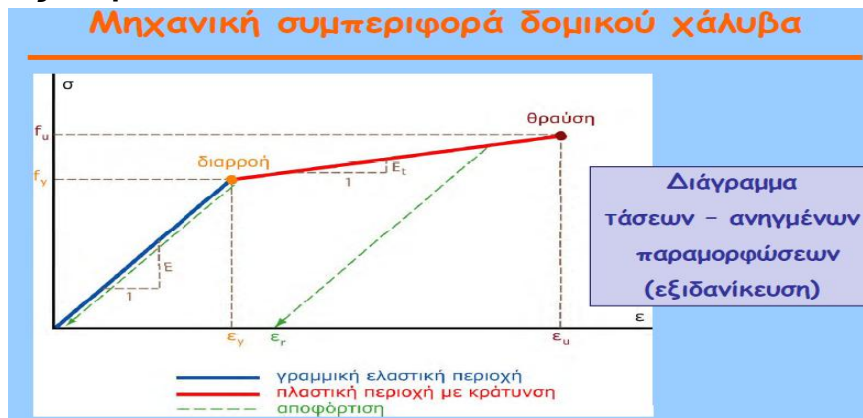
3.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΧΑΛΥΒΑ

Για να προκύψει κατά το δυνατόν ελαφρά κατασκευή επιλέγουμε χάλυβα υψηλής αντοχής, δηλαδή S355 (St52), για όλα τα φέροντα μεταλλικά στοιχεία της γέφυρας. Ο χάλυβας αυτός έχει τα εξής τεχνικά χαρακτηριστικά:

Πίνακας 3.2.α

Ποιότητες δομικού χάλυβα				
	E [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ϵ_u [%]
S235	210000	235	360	25
S275		275	430	23,5
S355		355	510	22
S420		420	520	
S460		460	540	

Πίνακας 3.2.β



Πίνακας 3.2.γ

Τιμές σχεδιασμού συντελεστών του υλικού	
• Μέτρο ελαστικότητας	$E=210000\text{MPa}$
• Μέτρο διάτμησης	$G=E/[2(1+\nu)]=81000\text{MPa}$
• Λόγος Poisson	$\nu=0,3$
• Συντ. θερμικής διαστολής	$\alpha=12 \times 10^{-6}$ (για $T < 1000^\circ\text{C}$)

3.3 ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

Στη μελέτη κατασκευής έχουμε περιορίσει τους υπολογισμούς μας στην περίπτωση φόρτισης όπου στη γέφυρα ασκούνται μόνο εγκάρσια φορτία. Για να ισχύει αυτό έχουμε κάνει ορισμένες παραδοχές αποκλείοντας τα εξής φορτία:

- Άνεμος
- Θερμοκρασιακές μεταβολές
- Σεισμός

3.3.1 Άνεμος

Οι δράσεις του ανέμου σε γέφυρες δημιουργούν δυνάμεις στις διευθύνσεις x, y και z όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.

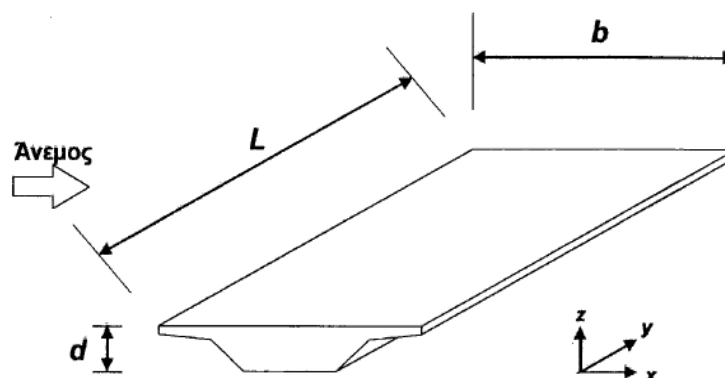
Όπου :

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

y - διεύθυνση, είναι η διεύθυνση παράλληλα με το άνοιγμα.

z - διεύθυνση, είναι η διεύθυνση κάθετα προς το κατάστρωμα.

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



Σχήμα 4.2 — Διευθύνσεις των δράσεων του ανέμου σε γέφυρες

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα στις εξωτερικές επιφάνειες της γέφυρας προκύπτει από τη σχέση:

$$W_e = q_{ref} \cdot C_e(z_e) \cdot C_{pe}$$

όπου :

q_{ref} = η πίεση αναφοράς που αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα αναφοράς του ανέμου.

$C_e(z_e)$ = ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την επιρροή της τραχύτητας του περιβάλλοντος εδάφους, της τοπογραφίας και του ύψους (z_e) πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, επί της μέσης ταχύτητας του ανέμου.

C_{pe} = ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης.

3.3.2 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Μία κατασκευή υποβάλλεται στη διάρκεια της ζωής της σε θερμοκρασιακές μεταβολές. Αυτές οι μεταβολές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές στην ύπαιθρο (π.χ. γέφυρες) από άλλες των οποίων τα φέροντα στοιχεία προστατεύονται από άλλα μη φέροντα στοιχεία (π.χ. κτίρια).

Επειδή οι θερμοκρασιακές μεταβολές έχουν μικρή διάρκεια, τα εντατικά μεγέθη λόγω των επιρροών τους δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και συνεπώς τα αδρανειακά στοιχεία της διατομής υπολογίζονται για βραχυχρόνια φόρτιση.

Οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον EC-1. Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, που οφείλεται στην ολική μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (π.χ. χειμώνας – καλοκαίρι) υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της αρνητικής και της θετικής ενεργού θερμοκρασίας.

3.3.3 Σεισμικά φορτία – Ιδιομορφές Φορέα

Στη δυναμική ανάλυση πρέπει να προσδιορίζονται οι ιδιομορφές του φορέα με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K].

Με βάση τον ΕΑΚ για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψιν ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0,03$ sec, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψιν προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M/\Sigma M_i$.

Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0,20$ sec λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες αφενός δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares

$$X = \pm (X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_k^2)^{1/2}$$

Όπου:

k = αριθμός ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη.

X_i = συμμετοχή της i ιδιομορφής στο μέγεθος X .

- CQC: Complete Quadratic Combination

3.4 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η διαστασιολόγηση των στοιχείων που αποτελούν τη γέφυρα μέσα από μια διαδικασία στατικής ανάλυσης των επιμέρους τμημάτων της, αρχίζοντας από το οδόστρωμα και καταλήγοντας στις ακραίες στηρίξεις της.

Αρχικά καταγράφουμε τα ίδια βάρη της γέφυρας, δηλαδή τα μόνιμα φορτία όπως οδόστρωμα, κάγκελα και λαμαρίνα και τα κινητά όπως οχήματα, πεζοί και χιόνι. Όσον αφορά στα υπόλοιπα στοιχεία της κατασκευής (μηκίδες, διαδοκίδες, ράβδοι δικτυώματος), αυτά θα βρεθούν κατ' επιλογήν συναρτήσεων των ανωτέρω. Στη συνέχεια ξεκινάμε τον έλεγχο για δύο περιπτώσεις. Στην πρώτη περίπτωση τα κινητά βάρη της γέφυρας αφορούν το βάρος των οχημάτων στο κεντρικό οδόστρωμα καθώς και των ανθρώπων σε κάθε πεζοδρόμιο ενώ στη δεύτερη, τα κινητά φορτία της κατασκευής είναι οι πεζοί στα πεζοδρόμια και το χιόνι σε όλη την επιφάνεια της, παίρνοντας ως δεδομένο πως κάτω από τη συνθήκη κατά την οποία όλη η γέφυρα είναι καλυμμένη με χιόνι, δεν περνούν φορτηγά. Από τις δύο αυτές περιπτώσεις διαλέγουμε τη δυσμενέστερη (αυτή με το μεγαλύτερο φορτίο) και την προσθέτουμε στα μόνιμα βάρη. Το φορτίο που προκύπτει φορτίζει ως κατανεμειμένο τις μηκίδες.

Ακολουθεί η στατική ανάλυση των μηκίδων με σκοπό την εύρεση της μέγιστης ροπής διαστασιολόγησης (M_{sd}). Με έλεγχο της τιμής αυτής διαστασιολογούμε επιλέγοντας δοκό από τους Πίνακες του παραρτήματος 1. Στη συνέχεια, εφόσον κάτω από τις μηκίδες και κατά πλάτος της γέφυρας στηρίζονται οι διαδοκίδες, αναλύουμε τις δυνάμεις που δέχονται από όλα τα ανωτέρω βάρη συν το ίδιο βάρος των μηκίδων. Κατά τον ίδιο τρόπο βρίσκουμε τη μέγιστη ροπή και διαστασιολογούμε. Και στις δύο περιπτώσεις τα αποτελέσματα επαληθεύονται μέσω του προγράμματος EngiLab.

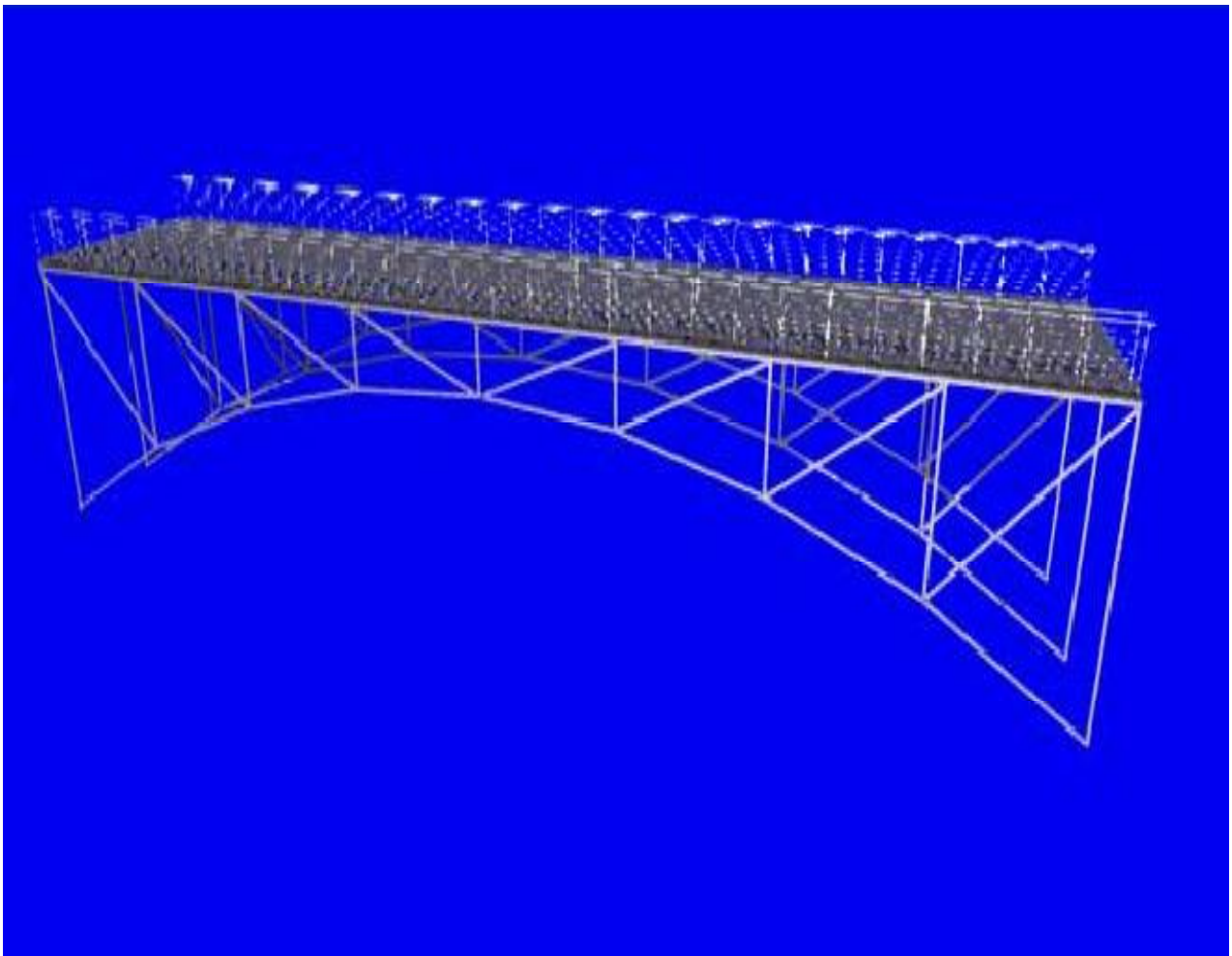
Όλα τα φορτία πλέον είναι γνωστά και μοιράζονται στους κόμβους του δικτυώματος. Η εύρεση των δυνάμεων που ασκούνται στις ράβδους γίνεται με τη μέθοδο κόμβων και στη συνέχεια επαληθεύεται με το πρόγραμμα SAP2000. Οι δοκοί που επιλέγησαν είναι τύπου I.

Τέλος υπολογίζονται οι συνδέσεις των μηκίδων με τις διαδοκίδες καθώς και των κόμβων του δικτυώματος. Στη συνδεσμολογία αυτή χρησιμοποιούμε το πρόγραμμα Robot Structural Analysis.

Όλοι οι υπολογισμοί έχουν γίνει με εφαρμογή του Ευρωπαϊκού κανονισμού για μεταλλικές κατασκευές EC-3.

3.5 ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΠΕΙΚΟΝΗΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

Λαμβάνοντας υπόψιν τις ανωτέρω προβλέψεις για τον τρόπο κατασκευής της γέφυρας, γίνεται μια ποιοτική τρισδιάστατη απεικόνιση. Η εν λόγω προσχέδιο πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα ArchiCad.



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.1 ΕΥΡΕΣΗ ΙΔΙΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Σκοπός του κεφαλαίου αυτού είναι ο υπολογισμός του ιδίου βάρους της γέφυρας συμπεριλαμβανομένων των μόνιμων και κινητών φορτίων. Στη συνέχεια συγκρίνοντας τις τιμές που προκύπτουν από τη στατική ανάλυση στις μηκίδες και τις διαδοκίδες, διαστασιολογούμε τους φορείς.

4.1.1 Μόνιμα φορτία

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν όλα τα σταθερά τμήματα της γέφυρας. Ξεκινάμε έχοντας δεδομένα το βάρος του οδοστρώματος, της λαμαρίνας επικάλυψης και των κάγκελων.

Στα πεζοδρόμια έχουμε:

Μπετόν:

$$2,5 \text{ t/m}^3 \cdot 50 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} = 25 \text{ t}$$

Λαμαρίνα :

$$40 \cdot 10^{-3} \text{ t/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 2 \text{ t}$$

Κάγκελα: (θεωρούμε πως από τις δύο σειρές κάγκελων που έχουμε, μόνο η εξωτερική θα συμπεριληφθεί στο φορτίο του κάθε πεζοδρομίου)

$$100 \cdot 10^{-3} \text{ t/m} \cdot 50 \text{ m} = 5 \text{ t}$$

Στο κεντρικό οδόστρωμα έχουμε:

Μπετόν:

$$2,5 \text{ t/m}^3 \cdot 50 \text{ m} \cdot 8 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m} = \underline{200 \text{ t}}$$

Λαμαρίνα :

$$40 \cdot 10^{-3} \text{ t/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 8 \text{ m} = \underline{16 \text{ t}}$$

Κάγκελα:

$$100 \cdot 10^{-3} \text{ t/m} \cdot 50 \text{ m} \cdot 2 = \underline{10 \text{ t}}$$

4.1.2 Κινητά φορτία






Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τα φορτηγά στο κεντρικό οδόστρωμα, οι άνθρωποι στα πεζοδρόμια και το χιόνι σε ολόκληρη την επιφάνεια της γέφυρας.

- Ο μέγιστος αριθμός φορτηγών στη γέφυρα είναι τέσσερα φορτηγά με βάρος 90+190 KN από **Πίνακα 4.1.2.α**:

$$(90+190)KN = \frac{180 KN}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 28,5 t \cdot 4 \text{ φορτηγά}$$

$$28,5 t \cdot 4 \text{ φορτηγά} = \underline{114 t}$$

Πίνακας 4.1.2.α: Σειρά «συχνών φορτηγών»

Σχήμα φορτηγού	Αξονική απόσταση (m)	Συχνό φορτίο άξονα (KN)
	4,5	90 190
	4,2 1,3	80 140 140
	3,2 5,2 1,3 1,3	90 180 120 120 120
	3,4 6,0 1,8	90 190 140 140
	4,8 3,6 4,4 1,3	90 180 120 110 110

- Ο μέγιστος αριθμός ανθρώπων σε κάθε πεζοδρόμιο είναι δύο άτομα ανά m² βάρους 100 kg.

$$2 \text{ άτομα/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 100 \text{ kg/άτομο} = \underline{10 t}$$

- Βάρος χιονιού σύμφωνα με τον EC1:

Όπως έχουμε προαναφέρει η γέφυρα βρίσκεται στην περιοχή της Πάτρας άρα ανήκει στη ζώνη 2 και σε υψόμετρο $A = 700 \text{ m}$ (Σχήμα 1). Άρα:

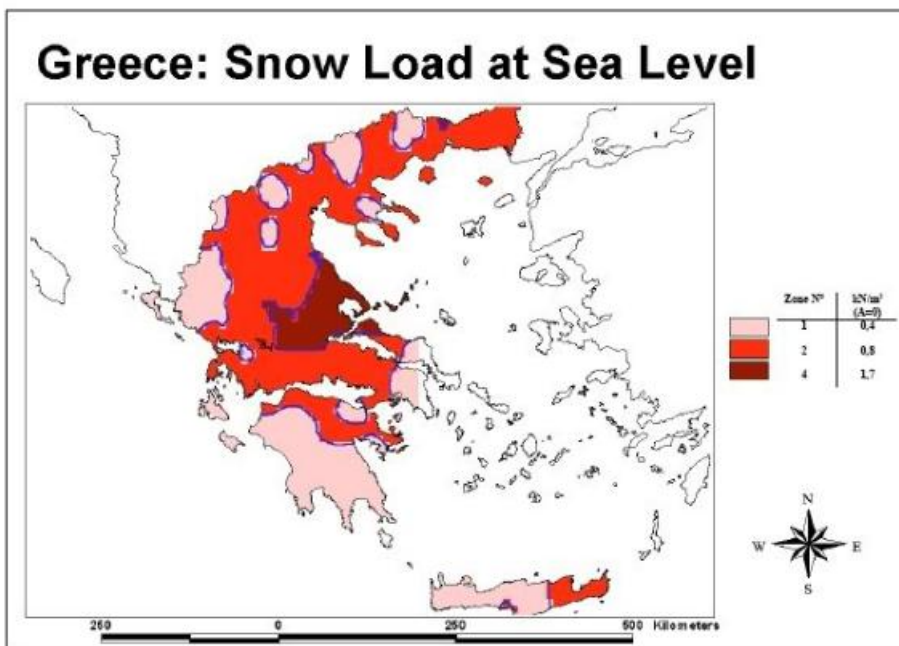
$$S_k = (0,427 \cdot z - 0,030) \cdot [1 + (A/917)^2]$$

Όπου:

z = ζώνη που λαμβάνεται από το χάρτη (Σχήμα 1)

A = υψόμετρο έργου

Σχήμα 1: Ζώνες χιονόπτωσης στην Ελλάδα.



Επομένως:

$$S_k = (0,427 \cdot 2 - 0,030) \cdot [1 + (700/917)^2] = 1,3 \text{ KN/m}^2$$

Δεδομένου ότι το χιόνι καλύπτει όλη τη γέφυρα έχουμε:

$$1,3 \text{ KN/m}^2 \cdot 50 \text{ m} \cdot 10 \text{ m} = 650 \text{ KN} = 66,26 \text{ t}$$

Σύμφωνα με τον EC3 οι παραπάνω τιμές θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν με κάποιους συντελεστές ασφαλείας. Αυτό γίνεται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα όπου συνοψίζονται οι συνδυασμοί δράσεων για τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων αντοχής του φορέα.

A/A	Είδος ελέγχου	Ίδιο βάρος + δυσμενέστερο μεταβλητό φορτίο	Ίδιο βάρος + όλα τα μεταβλητά φορτία
1	Έλεγχος αντοχής	$1,35 \cdot \Sigma_G + 1,50 \cdot Q_{\max}$	$1,35 \cdot \Sigma_G + 1,50 \cdot Q_{\max}$
<p>G = μόνιμη δράση π.χ. ίδιο βάρος. Q = μεταβλητή δράση π.χ. κινητό φορτίο, χιόνι.</p>			

Q_{max} = μεταβλητή δράση που ασκεί τη μέγιστη επίδραση.

Όλα τα ανωτέρω συνοψίζονται στους Πίνακες που ακολουθούν:

**α) Αριστερό πεζοδρόμιο
(πλάτους 1 m)**

A/A	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΒΑΡΟΣ [t]	ΒΑΡΟΣ·ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ [t]
1	ΜΠΕΤΟΝ	25	33,75
2	ΛΑΜΑΡΙΝΑ	2	2,7
3	ΚΑΓΚΕΛΑ	5	6,75
4	ΑΤΟΜΑ	10	13,5
	ΣΥΝΟΛΟ	42	56,7

β) Κεντρικό οδόστρωμα (πλάτους 8 m)

A/A	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΒΑΡΟΣ [t]	ΒΑΡΟΣ·1,35 [t]
1	ΜΠΕΤΟΝ	200	270
2	ΛΑΜΑΡΙΝΑ	16	21,6
3	ΚΑΓΚΕΛΑ	10	13,5
4	ΦΟΡΤΗΓΑ	114	153,9
	ΣΥΝΟΛΟ	340	459

γ) Δεξιό πεζοδρόμιο (πλάτους 1 m)

A/A	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΒΑΡΟΣ [t]	ΒΑΡΟΣ·1,35 [t]
1	ΜΠΕΤΟΝ	25	33,75
2	ΛΑΜΑΡΙΝΑ	2	2,7
3	ΚΑΓΚΕΛΑ	5	6,75
4	ΑΤΟΜΑ	10	13,5
	ΣΥΝΟΛΟ	42	56,7

δ) φόρτιση γέφυρας από χιονόπτωση

Στα παρακάτω φορτία συμπεριλαμβάνεται όλη η επιφάνεια της γέφυρας.

Α/Α	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ	ΒΑΡΟΣ [t]	ΒΑΡΟΣ·1,35 [t]
1	ΜΠΕΤΟΝ	250	337,5
2	ΛΑΜΑΡΙΝΑ	20	27
3	ΚΑΓΚΕΛΑ	20	27
4	ΑΤΟΜΑ	20	27
5	ΧΙΟΝΙ	66,26	89,451
	ΣΥΝΟΛΟ	366,26	507,95

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ:

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις:

α) Ίδιο βάρος + άτομα + φορτηγά = 572,4 t

β) Ίδιο βάρος + άτομα + χιόνι = 507,95 t

Όπως διαπιστώνουμε, τα φορτία που δέχεται η γέφυρα σε περίπτωση χιονόπτωσης (τα νούμερα εκφράζουν ολόκληρη την επιφάνεια της) είναι μικρότερα από την περίπτωση με τα φορτηγά και τους ανθρώπους επομένως θα ελέγξουμε τη δυσμενέστερη, εκ των δύο, περίπτωση

4.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΗΚΙΔΩΝ

Για λόγους συνδεσμολογίας, κάθε σειρά μηκίδων θα αποτελείται από δέκα μηκίδες των 5 m.

4.2.1 Υπολογισμός φορτίου ανά m^2 και ανά m μήκους μηκίδων

α) Πεζοδρόμια:

- Συνολικό φορτίο : $B_1 = 56,7 \text{ t}$
- Επιφάνεια πεζοδρομίου : $F_1 = 50 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 50 \text{ m}^2$

- Φορτίο ανά τετραγωνικό μέτρο: $W_1 = \frac{56,7 \text{ t}}{50 \text{ m}^2} = 1,134 \text{ t/m}^2$

β) Κεντρικό οδόστρωμα:

- Συνολικό φορτίο : $B_2 = 459 \text{ t}$
- Επιφάνεια κεντρικού οδοστρώματος : $F_2 = 50 \text{ m} \cdot 8 \text{ m} = 400 \text{ m}^2$
- Φορτίο ανά τετραγωνικό μέτρο : $W_2 = \frac{459 \text{ t}}{400 \text{ m}^2} = 1,1475 \text{ t/m}^2$

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ: Επειδή το φορτίο ανά m^2 στο κεντρικό οδόστρωμα είναι μεγαλύτερο από τον αντίστοιχο στα πεζοδρόμια ($1,1475 > 1,134 \text{ t/m}^2$) , η δυσμενέστερη περίπτωση για τον υπολογισμό των μηκίδων είναι αυτή του κεντρικού οδοστρώματος.

γ) Μηκίδες:

Οι μηκίδες θα τοποθετηθούν ανά 0,5 m κατά μήκος του 10 m ανοίγματος και θα είναι στο σύνολο 21 σειρές. Επομένως η επιλογή τους θα γίνει μετά από έλεγχο στην επιφάνεια $F_3 = 0,5 \text{ m} \cdot 5 \text{ m} = 2,5 \text{ m}^2$. Ο αριθμός 5 δικαιολογείται από την παρουσία των διαδοκίδων οι οποίες είναι τοποθετημένες ανά 5 m.

- Συνολικό βάρος ανοίγματος: $B_3 = W_2 \cdot F_3 = 1,1475 \text{ t/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m}^2 = 2,87 \text{ t}$
- Φορτίο ανά m μήκους μηκίδας: $q = \frac{B_3}{L\beta} = \frac{2,87 \text{ t}}{5 \text{ m}} = 0,574 \text{ t/m}$

Μέγιστη ροπή κάμψης:

Θεωρούμε ότι οι μηκίδες είναι αμφιέριστοι δοκοί μήκους 5 m στηριζόμενοι στα άκρα τους επί των διαδοκίδων. Επομένως η μέγιστη ροπή κάμψης για συνεχή φόρτιση εμφανίζεται στο μέσο των μηκίδων και έχει τιμή ως εξής:

- $M_{\max} = m \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,574 \cdot 5^2 = 1,79375 \text{ t}\cdot\text{m}$, ($m = \frac{1}{8}$)

Αναλυτικά η μηκίδα:



Από εξισώσεις ισορροπίας έχουμε:

$$\Sigma Y=0 \Rightarrow V_A + V_B = 0,574 \cdot 5$$

$$\Sigma M_{(A)}=0 \Rightarrow V_B \cdot 5 = 0,574 \cdot 5 \cdot 2,5 = 7,115 \Rightarrow V_B = 1,435 \text{ t}$$

$$V_A = 1,435 \text{ t}, \quad V_B = 1,435 \text{ t}$$

Εξίσωση τεμνουσών:

$$Q(x) = V_A - 0,574 \cdot x, 0 \leq x \leq 5$$

$$Q(0) = 1,435 \text{ t}$$

$$Q(5) = -1,435 \text{ t}$$

Εξίσωση ροπών:

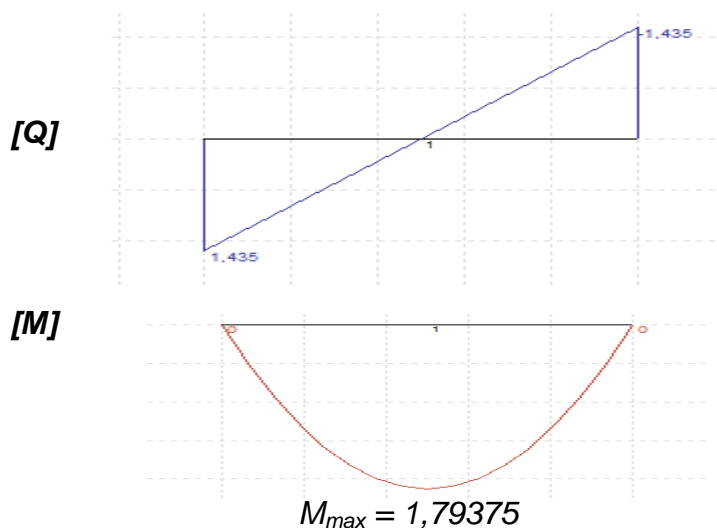
$$M(x) = V_A \cdot x - 0,574 \cdot x^2 / 2, 0 \leq x \leq 5$$

$$M(0) = 0$$

$$M(5) = 0$$

$$M(2,5) = M_{\max} = 1,79375 \text{ t} \cdot \text{m} \quad (Q(x)=0 \Rightarrow x=2,5 \text{ m})$$

Τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων Q και ροπών κάμψης M θα έχουν ως εξής:



4.2.2 Διαστασιολόγηση μηκίδων

Ο έλεγχος αντοχής της δοκού σε απλή κάμψη γίνεται συγκρίνοντας τη ροπή διαστασιολόγησης $M_{sd} = 1,79 \text{ t} \cdot \text{m} = 17,6 \text{ KN} \cdot \text{m}$ με την οριακή τιμή M_{Rd} της διατομής, δηλαδή:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

Για τις μηκίδες επιλέγουμε την διατομή IPE 140 και προβαίνουμε σε έλεγχο αυτής. Η οριακή ροπή M_{Rd} της διατομής, χωρίς οπές των μέσων σύνδεσης (ήλων ή κοχλιών), υπολογίζεται για κατηγορία διατομής 1 (Πίνακας 5.α του Παραρτήματος) ως εξής:

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{1000 \cdot \gamma_{M0}}, \text{ σε KN} \cdot \text{m}$$

Όπου:

$$f_y = 355, \text{ όριο διαρροής χάλυβα S355, N/mm}^2$$

$W_{pl} = 88,3$, πλαστική ροπή αντοχής διατομής (λαμβάνεται από **Πίνακα 4** του Παραρτήματος για IPE 140), cm^3
 $\gamma_{MO} = 1,1$ συντελεστής ασφαλείας έναντι του ορίου διαρροής

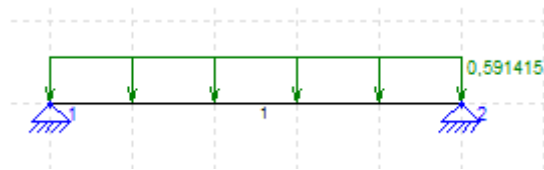
$$M_{Rd} = \frac{88,3 \cdot 355}{1000 \cdot 1,1} = 28,5 \text{ KN}\cdot\text{m} > 17,6 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Στον προηγούμενο υπολογισμό του φορτίου των μηκίδων δεν ελήφθη υπόψη το ίδιο βάρος αυτών διότι δεν ήταν γνωστή η διατομή τους. Μετά την επιλογή της διατομής μπορούμε να υπολογίσουμε το ίδιο βάρος της και να ελέγξουμε την αντοχή της. Από τον **Πίνακα 1** του Παραρτήματος βρίσκουμε το ίδιο βάρος της δοκού IPE 140 ως $G = 12,9 \text{ Kg/m}$. Προσαυξάνουμε το βάρος αυτό με τον συντελεστή που προτείνει ο Ευρωκώδικας και βρίσκουμε:

$$G' = G \cdot 1,35 = 12,9 \cdot 1,35 = 17,415 \text{ Kg/m} = 0,017 \text{ t/m}$$

Επανελέγχος:

Προσθέτουμε το βάρος της μηκίδας στο σύνολο των ιδίων βαρών (μόνιμα και κινητά) και λύνουμε πάλι το στατικό πρόβλημα. Το νέο φορτίο θα είναι: $q' = 0,574 + 0,017 = 0,591 \text{ t/m}$:



$$\sum Y=0 \Rightarrow V_A + V_B = 0,591415 \cdot 5$$

$$\sum M_{(A)}=0 \Rightarrow V_B \cdot 5 = 0,591415 \cdot 5 \cdot 2,5 = 7,39 \text{ t} \Rightarrow V_B = 1,478 \text{ t}$$

$$V_A = 1,478 \text{ t}, \quad V_B = 1,478 \text{ t}$$

- $M_{max} = m \cdot q' \cdot \ell^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,591415 \cdot 5^2 = 1,848 \text{ t}\cdot\text{m}$, άρα ισχύει η ανισότητα:

$$M_{Rd} = 28,5 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_{Sd} = 18,13 \text{ KN}\cdot\text{m}.$$

4.3 ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ

Οι διαδοκίδες αναλαμβάνουν το ίδιο βάρος της γέφυρας (μόνιμο και κινητό) και επιπλέον το βάρος των μηκίδων. Θεωρούμε ότι το φορτίο πάνω από τις μηκίδες μεταφέρεται στις διαδοκίδες ως κατανεμημένο φορτίο επειδή έχουμε μεγάλο αριθμό μηκίδων σε μικρή μεταξύ τους απόσταση.

Επιπλέον, ύστερα από ελέγχους, για την αποφυγή χρήσης πολύ μεγάλων διατομών θα βάλουμε στην κατασκευή μας τρία δικτυώματα κάτι που απαιτεί επίλυση υπερστατικού προβλήματος για τις διαδοκίδες. Αυτό θα γίνει με χρήση της μεθόδου των τριών ροπών.

4.3.1 Υπολογισμός φορτίου ανά m^2 και ανά m μήκους διαδοκίδων

Θεωρούμε ότι από το σύνολο των 21 διαδοκίδων, αντιστοιχούν 2+2 στα πεζοδρόμια και 17 στο κεντρικό οδόστρωμα.

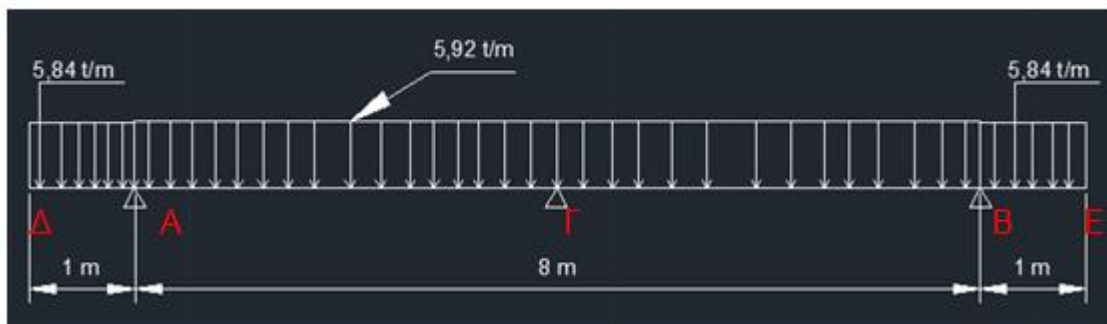
α) Πεζοδρόμια:

- Ίδιο βάρος + άτομα = $W_2 = 1,134 \text{ t/m}^2$
- Μηκίδες = $0,017 \text{ t/m} \cdot 5 \text{ m} \cdot 10 \text{ τεμ.} \cdot 2 = 1,7 \text{ t}/(50 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}) = 0,0348 \text{ t/m}^2$
- Συνολικό βάρος στην επιφάνεια F_4 : $B_4 = W_3 \times F_4 = (1,134 + 0,0348) \text{ t/m}^2 \cdot 5 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 5,84 \text{ t}$
- Φορτίο ανά m μήκους διαδοκίδας: $q_1 = \frac{B_4}{L} = \frac{5,84 \text{ t}}{1,00 \text{ m}} = 5,84 \text{ t/m}$

β) Κεντρικό οδόστρωμα:

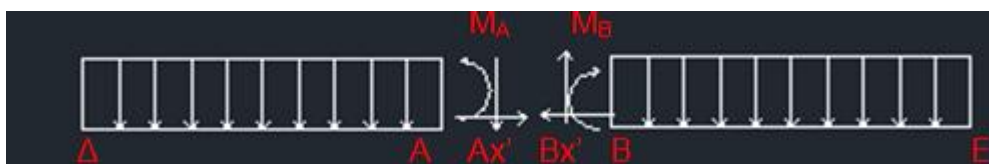
- Ίδιο βάρος + φορτηγά = $1,1475 \text{ t/m}^2$
- Μηκίδες = $0,017415 \text{ t/m} \cdot 5 \text{ m} \cdot 10 \text{ τεμ.} \cdot 17 = 14,8 \text{ t}/(50 \text{ m} \cdot 8 \text{ m}) = 0,037 \text{ t/m}^2$
- Συνολικό βάρος ανοίγματος: $B_5 = W_4 \times F_5 = (1,1475 + 0,037) \text{ t/m}^2 \cdot 5 \text{ m} \cdot 8 \text{ m} = 47,38 \text{ t}$
- Φορτίο ανά m μήκους διαδοκίδας: $q_2 = \frac{B_5}{L} = \frac{47,38 \text{ t}}{8 \text{ m}} = 5,92 \text{ t/m}$

Η φόρτιση της διαδοκίδας θα έχει ως εξής:



Μέθοδος Τριών Ροπών

Αρχικά θα αφαιρέσουμε τα μονοπροέχοντα τμήματα (πρόβολοι) ΔΑ και ΔΕ. Κόβουμε λίγο δεξιάτερα από το σημείο Β και λίγο αριστερά από το σημείο Α. Επειδή τα τμήματα αυτά θεωρούνται πακτωμένα στον υπόλοιπο φορέα, δέχονται δυνάμεις οριζόντιες, κατακόρυφες και ροπές, με τη ροπή M_Δ ωρολογιακή αφού εμφανίζεται στο αριστερό άκρο του τμήματος ενώ τη M_A ανθρωρολογιακή επειδή εμφανίζεται στο δεξί άκρο.

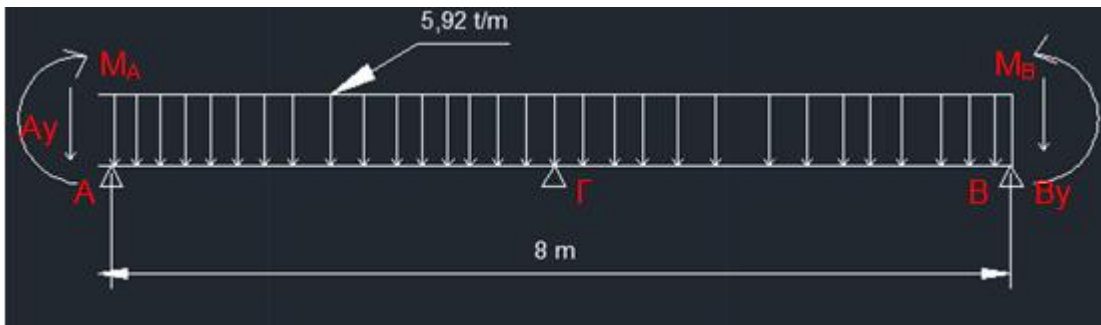


- $Ax'=0, Ay'= 5,84 \text{ t/m} \cdot 1 \text{ m} = 5,84 \text{ t}$
- $\Sigma M_A = 0 \Rightarrow 5,84 \text{ t/m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} + M_A = 0 \Rightarrow M_A = -2,92 \text{ t} \cdot \text{m}$

Λόγω συμμετρίας:

- $Ay' = By' = 5,84 \text{ t}$ και $M_A = M_B = -2,92 \text{ t} \cdot \text{m}$

Ο υπόλοιπος φορέας μετατρέπεται κατ αυτόν τον τρόπο:



Στον φορέα αυτόν θα εφαρμόσουμε τη μέθοδο τριών ροπών (Clapeyron). Θεωρούμε πρώτα τις αμφιέριστες δοκούς ΑΓ, ΓΒ που φορτίζονται μόνο με τα ενδιάμεσα φορτία του φορέα. Σχεδιάζουμε τα αντίστοιχα διαγράμματα ροπών, αφού υπολογίσουμε τις αντιδράσεις στήριξης σε καθένα από τα προβλήματα αυτά.

ΔΟΚΟΣ ΑΓ

$$\Sigma Fy = 0 \Rightarrow V_A + V_\Gamma = 5,92 \text{ t/m} \cdot 4 \text{ m}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow -V_\Gamma \cdot 4 + 5,92 \cdot 4 \cdot 2 = 0 \Rightarrow$$

$$V_\Gamma = 11,84 \text{ t}, V_A = 11,84 \text{ t}$$

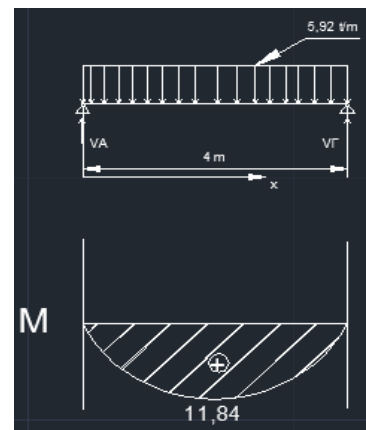
Η εξίσωση των ροπών που διέπει τη δοκό:

$$M_1(x) = 11,84 \cdot x - 5,92 \cdot x^2/2, 0 \leq x \leq 4$$

$$M_1(0) = 11,84 \cdot 0 - 5,92 \cdot 0^2/2 = 0$$

$$M_1(4) = 11,84 \cdot 4 - 5,92 \cdot 4^2/2 = 0$$

$$M_1(2) = 11,84 \cdot 2 - 5,92 \cdot 2^2/2 = 11,84 \text{ t} \cdot \text{m}$$

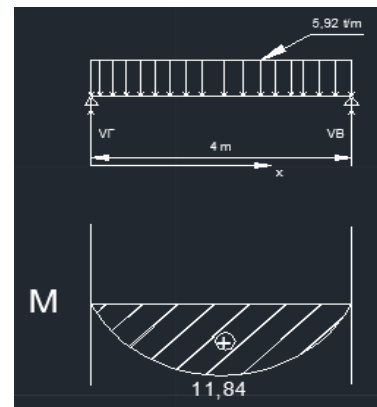


ΔΟΚΟΣ ΓΒ

Για τη δοκό ΓΒ ισχύει ότι και για την ΑΓ, επομένως:

$$V_{\Gamma} = V_B = 11,84 \text{ t}$$

$$M_2(x) = 11,84 \cdot x - 5,92 \cdot x^2/2, 0 \leq x \leq 4$$



Θεωρούμε το φορέα ΑΓΒ. Επειδή έχει δύο ανοίγματα θα γράψουμε μία εξίσωση τριών ροπών για τις τρεις διαδοχικές στηρίξεις Α, Γ, Β, δεδομένου ότι δεν έχουμε μετατοπίσεις στηρίξεων και το μέτρο ακαμψίας ΕΙ είναι κοινό.

Στην εξίσωση ισχύει ότι:

$$M_{r-1} = M_A = -2,92 \text{ t}\cdot\text{m}, M_r = M_{\Gamma}, M_{r+1} = M_B = -2,92 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$l_{r-1} = l_r = 4 \text{ m}$$

Επομένως με βάση το θεώρημα των τριών ροπών έχουμε:

$$l_{r-1} \cdot M_{r-1} + 2 \cdot (l_{r-1} + l_r) \cdot M_r + l_r \cdot M_{r+1} = -l_{r-1} \cdot R_{r-1} - l_r \cdot L_r$$
$$4 \cdot (-2,92) + 2 \cdot (4 + 4) \cdot M_r + 4 \cdot (-2,92) = -4 \cdot R_{r-1} - 4 \cdot L_r \quad (1)$$

Υπολογίζουμε τους συντελεστές R_{r-1} και L_r με απ' ευθείας ολοκλήρωση:

$$\bullet \quad R_{r-1} = \frac{6}{l_{r-1}^2} \cdot \int_0^{l_{r-1}} x \cdot M_{r-1}(x) dx = \frac{6}{16} \int_0^4 x \cdot (11,84 \cdot x - \frac{5,92 \cdot x^2}{2}) dx \Rightarrow$$

$$R_{r-1} = 23,68 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\bullet \quad L_r = \frac{6}{l_r^2} \cdot \int_0^{l_r} (l_r - x) \cdot M_r(x) dx = \frac{6}{16} \cdot \int_0^4 (4 - x) \cdot (11,84 \cdot x - \frac{5,92 \cdot x^2}{2}) dx \Rightarrow$$

$$L_r = 23,68 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Η σχέση (1) γράφεται:

$$4 \cdot (-2,92) + 2 \cdot (4 + 4) \cdot M_r + 4 \cdot (-2,92) = -4 \cdot 23,68 - 4 \cdot 23,68 \Rightarrow$$

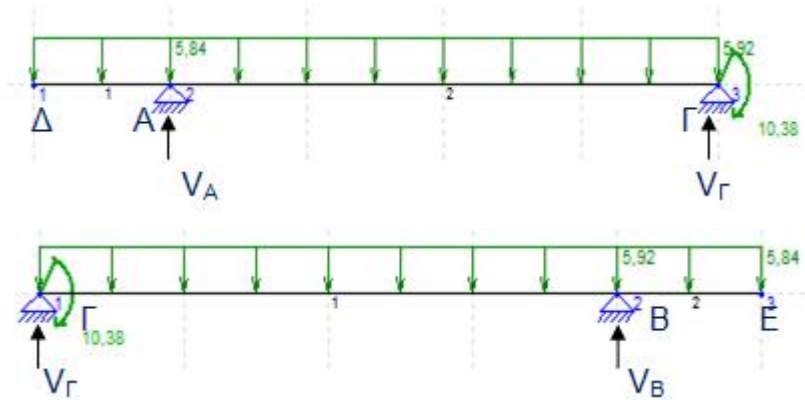
$$M_r = -10,38 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Με γνωστή τη ροπή M_r μπορούμε να υπολογίσουμε τις αντιδράσεις στήριξης θεωρώντας τομές λίγο δεξιά και λίγο αριστερά της στήριξης Γ του αρχικού φορέα και εφαρμόζοντας ισορροπία ροπών ως προς Γ.

ΔΟΚΟΣ ΔΑΓ

$$\Sigma M_{\Gamma} = 0 \Rightarrow -5,84 \cdot 1 \cdot 4,5 + V_A \cdot 4 - 5,92 \cdot 4 \cdot 2 - M_{\Gamma} = 0 \Rightarrow$$

$$V_A = 15,815 \text{ t}$$



Από την ισορροπία όλου του φορέα:

$$\Sigma F_Y = 0 \Rightarrow V_{\Gamma} = 5,84 \cdot 1 \cdot 2 + 5,92 \cdot 8 - V_A - V_B \Rightarrow V_{\Gamma} = 27,41 \text{ t}$$

Από τις εξισώσεις τεμνουσών και ροπών συναρτήσει της απόστασης x κατασκευάζουμε τα διαγράμματα Q , M .

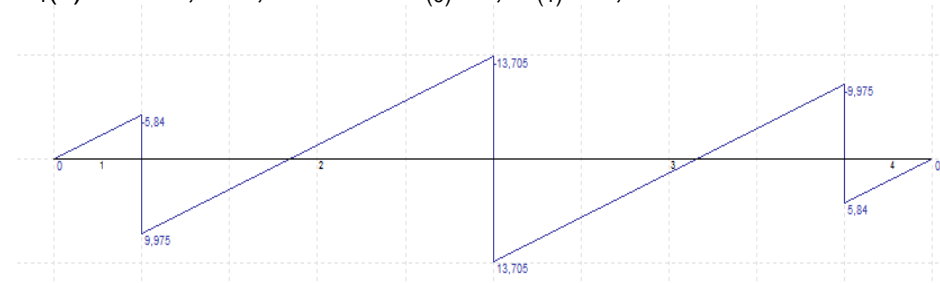
Τέμνουσες (Q)

$$Q_1(x) = -5,84 \cdot x, 0 \leq x \leq 1 \Rightarrow Q_{(0)} = 0, Q_{(1)} = -5,84 \text{ t}$$

$$Q_2(x) = -5,84 \cdot 1 + 15,815 - 5,92 \cdot (x-1), 1 \leq x \leq 5 \Rightarrow Q_{(1)} = 9,975 \text{ t}, Q_{(5)} = -13,705 \text{ t}$$

$$Q_3(x) = -5,84 \cdot 1 + 15,815 - 5,92 \cdot (x-1) + 27,41, 5 \leq x \leq 9 \Rightarrow Q_{(5)} = 13,705 \text{ t}, Q_{(9)} = -9,975 \text{ t}$$

$$Q_4(x) \text{ δεξιά} = 5,84 \cdot x, 0 \leq x \leq 1 \Rightarrow Q_{(0)} = 0, Q_{(1)} = 5,84 \text{ t}$$



Ροπές (M)

$$M_1(x) = -5,84 \cdot x^2/2, 0 \leq x \leq 1$$

$$\Rightarrow M_{(0)} = 0, M_{(1)} = -2,92 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_2(x) = -5,84 \cdot 1 \cdot (x-0,5) + 15,815 \cdot (x-1) - 5,92 \cdot (x-1)^2/2, 1 \leq x \leq 5$$

$$\Rightarrow M_{(1)} = -2,92 \text{ t}\cdot\text{m}, M_{(5)} = -10,38 \text{ t}\cdot\text{m}$$

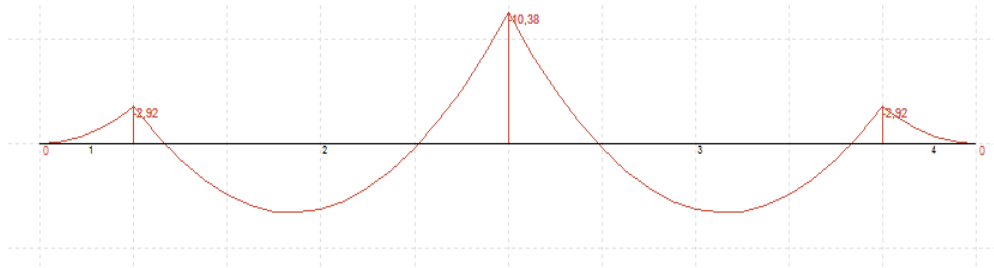
$$M_3(x) = -5,84 \cdot 1 \cdot (x-0,5) + 15,815 \cdot (x-1) - 5,92 \cdot (x-1)^2/2 + 27,41 \cdot (x-5), 5 \leq x \leq 9$$

$$\Rightarrow M_{(5)} = -10,38 \text{ t}\cdot\text{m}, M_{(9)} = -2,92 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_4(x) \text{ δεξιά} = -5,84 \cdot x^2/2, 0 \leq x \leq 1 \Rightarrow M_{(0)} = 0, M_{(1)} = -2,92 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$Q(x) = 0 \Rightarrow x = 2,68 \text{ m}$$

$M(2,68) = 5,48 \text{ t}$, τοπικό μέγιστο εκεί όπου μηδενίζεται το διάγραμμα τεμνουσών.



4.3.2 Διαστασιολόγηση διαδοκίδων

Για την διαστασιολόγηση των διαδοκίδων επαναλαμβάνεται η διαδικασία διαστασιολόγησης των μηκίδων. Από τους υπολογισμούς ισχύει ότι:

$$M_{Sd} = 10,38 \text{ t}\cdot\text{m} = 101,83 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl}\cdot f_y}{1000\cdot\gamma_{M0}} = \frac{481\cdot 355}{1000\cdot 1,1} = 155,23 \text{ KN}\cdot\text{m} > M_{Sd} = 101,83 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Επιλέγουμε δοκούς τύπου IPB (HE-B) 180, κλάσης 1 (Πίνακας 5.α του Παραρτήματος) με τα εξής χαρακτηριστικά:

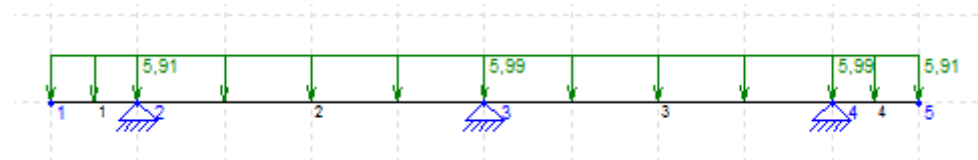
$$W_{pl} = 481 \text{ cm}^3, F = 65,3 \text{ cm}^2, G = 51,2 \text{ Kg/m} \text{ και } W_{pl} = 481 \text{ cm}^3$$

Το βάρος προσαυξάνεται:

$$G' = 0,0512 \text{ t/m} \cdot 1,35 = 0,06912 \text{ t/m}$$

Επαληθεύουμε την επιλογή μας επαναλαμβάνοντας τη διαδικασία έχοντας συμπεριλάβει το φορτίο των διαδοκίδων. Το νέο φορτίο στα πεζοδρόμια θα είναι: $q_1' = q_1 + G' = 5,91 \text{ t}$, $q_2' = q_2 + G' = 5,99 \text{ t}$

Άρα έχουμε:



Προκύπτει:

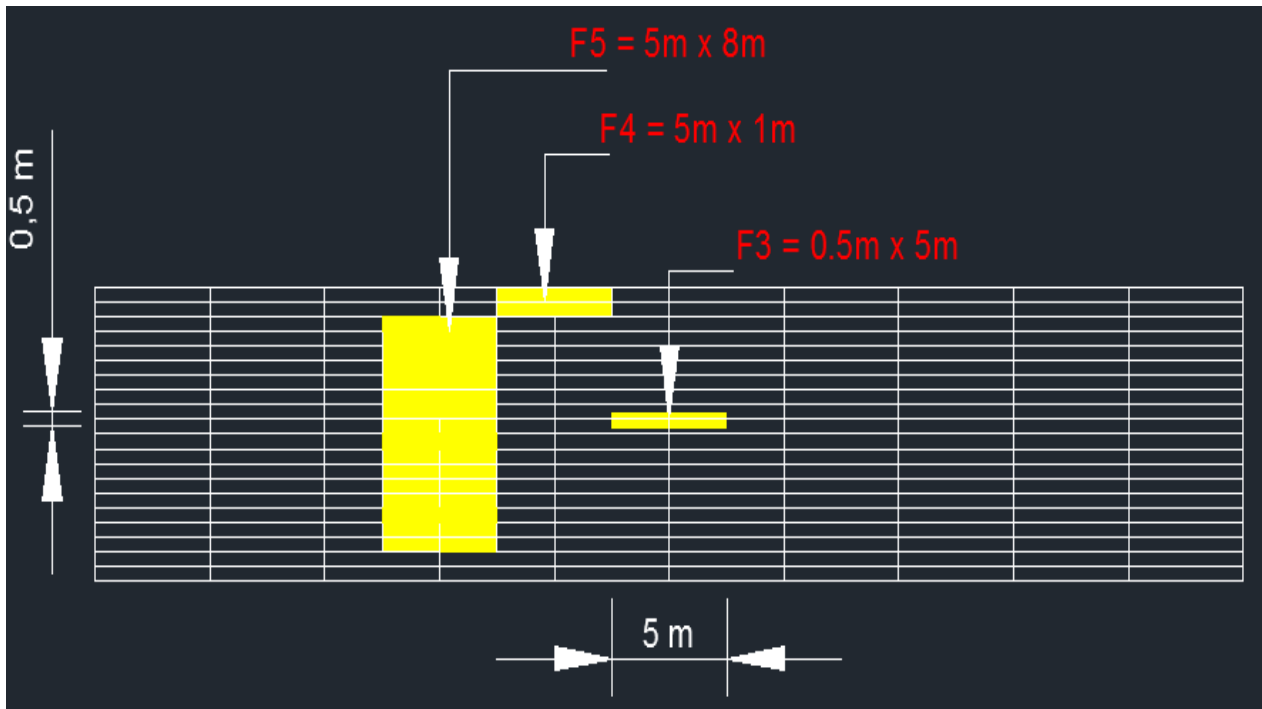
$$V_A = V_B = 16 \text{ t} \text{ και } V_{\Gamma} = 27,73 \text{ t}$$

$$M_{\max} = -10,502 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max} = 103,02 \text{ KN}\cdot\text{m} < 137,48 \text{ KN}\cdot\text{m} \text{ άρα επαληθεύεται.}$$

Στο παρακάτω σχήμα διαφαίνεται η διάταξη των μηκίδων – διαδοκίδων σε τομή στην κάτοψη της γέφυρας. Οι σημειωμένες με κίτρινο επιφάνειες F_3 , F_4 , F_5 , αντιπροσωπεύουν το εμβαδό πάνω στο οποίο υπολογίστηκαν τα φορτία ανά τετραγωνικό και ανά μέτρο μήκους. Όπως φαίνεται στο Σχήμα, η επιφάνεια F_3 βρίσκεται ανάμεσα σε δύο μηκίδες οι οποίες έχουν τοποθετηθεί ανά 0,5 m ενώ οι επιφάνειες F_4 και F_5 , βρίσκονται ανάμεσα σε δύο διαδοκίδες στο κεντρικό οδόστρωμα και στο πεζοδρόμιο αντίστοιχα τοποθετημένες ανά 5 m.

Σχήμα 4.3.2.α: Τομή κάτοψης γέφυρας.



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ

5.1 ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

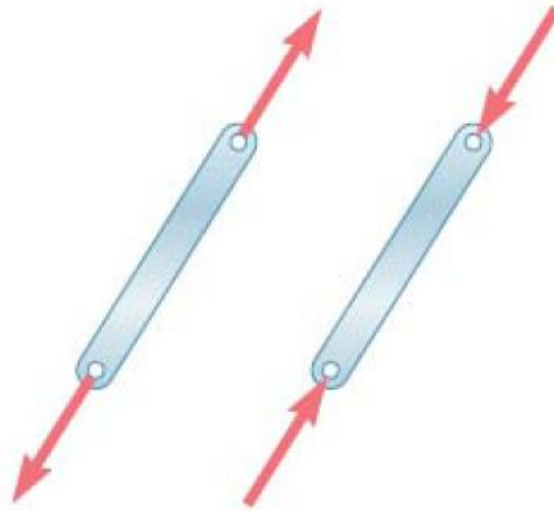
Το δικτύωμα είναι ένας από τους σημαντικότερους τύπους μηχανικών κατασκευών. Μας παρέχει μια πρακτική και οικονομική λύση σε πολλά μηχανικά προβλήματα, ειδικά για τον σχεδιασμό γεφυρών και κτιρίων.

Τα δικτύωματα αποτελούνται από ευθεία μέλη που συνδέονται στις αρθρώσεις. Τα μέλη του δικτυώματος συνδέονται στα άκρα τους και μόνο, επομένως η ανάλυση των δικτυωμάτων θεωρεί κάθε άρθρωση ως αρχή και τέλος ενός ή περισσότερων δοκών-μελών του δικτυώματος. Η μηχανική δομή σχηματίζεται από μερικά δικτύωματα που ενώνονται και χρησιμοποιούνται στις περισσότερες πραγματικές κατασκευές. Το κάθε δικτύωμα σχεδιάζεται με σκοπό να υποστηρίξει τα φορτία που ενεργούν στο επίπεδο του, άρα πρέπει να αντιμετωπίζεται ως μία δισδιάστατη δομή. Σε γενικές γραμμές, τα μέλη ενός δικτυώματος είναι λεπτά και υποστηρίζουν μικρή πλευρική φόρτιση. Ως εκ τούτου όλα τα φορτία, πρέπει να εφαρμόζονται στις αρθρώσεις, και όχι στα ίδια τα μέλη. Όταν ένα συγκεντρωμένο φορτίο πρέπει να εφαρμοστεί στο ενδιάμεσο μεταξύ δύο αρθρώσεων, ή όταν ένα κατανεμημένο φορτίο πρέπει να υποστηρίζεται από το δικτύωμα, όπως στην περίπτωση του δικτυώματος της γέφυρας, επιβάλλεται να σχεδιαστεί ένα δικτύωμα δαπέδου, το οποίο μέσω των δοκών stringers και floor, θα μεταδίδει το φορτίο στις αρθρώσεις.

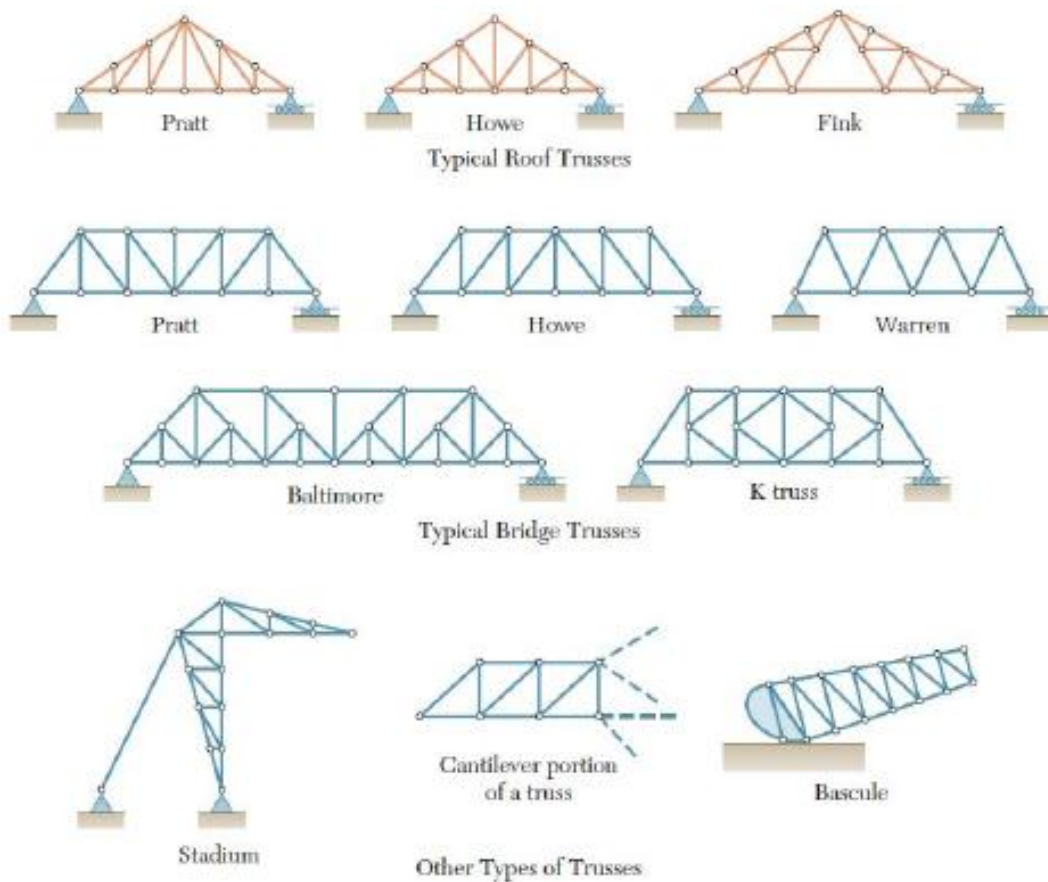
Το βάρος της κάθε δοκού του δικτυώματος, θεωρείται ότι πρέπει να εφαρμόζεται στις αρθρώσεις, με το ήμισυ του βάρους της κάθε δοκού, να εφαρμόζεται σε καθεμία από τις δύο αρθρώσεις στις οποίες συνδέεται αυτή. Αν και οι πραγματικοί δοκοί ενώνονται είτε με συγκόλληση, με κοχλίες, ή με άλλους μηχανισμούς σύνδεσης, συνήθως γίνεται η υπόθεση ότι οι δοκοί είναι μεταξύ τους καρφωμένοι και συμπερασματικά, οι δυνάμεις που ενεργούν σε κάθε απόληξη της δοκού καταλήγουν σε μία και μόνο δύναμη και όχι σε περισσότερες.

Επομένως κάθε δοκός θεωρείται ως ένα μέλος δύο δυνάμεων, και το σύνολο του δικτυώματος μπορεί να θεωρηθεί ως μία ομάδα συνδέσμων και δοκών δύο δυνάμεων. Στο **σχήμα 5.1.α** παρατηρούνται δύο δοκοί, με την πρώτη να υφίστανται δυνάμεις που προσπαθούν να την διαχωρίσουν, κατάσταση που την ονομάζουμε εφελκυσμό. Η δεύτερη υφίσταται δυνάμεις που τείνουν προς την συμπίεση της, κατάσταση που την ονομάζουμε θλίψη. Στο **σχήμα 5.1.β** απεικονίζονται επιπλέον διάφοροι τύποι δικτυωμάτων.

Σχήμα 5.1.α: Πρόκληση εφελκυσμού και θλίψης σε δύο δοκούς



Σχήμα 5.1.β: Κλασικοί τύποι δικτυωμάτων

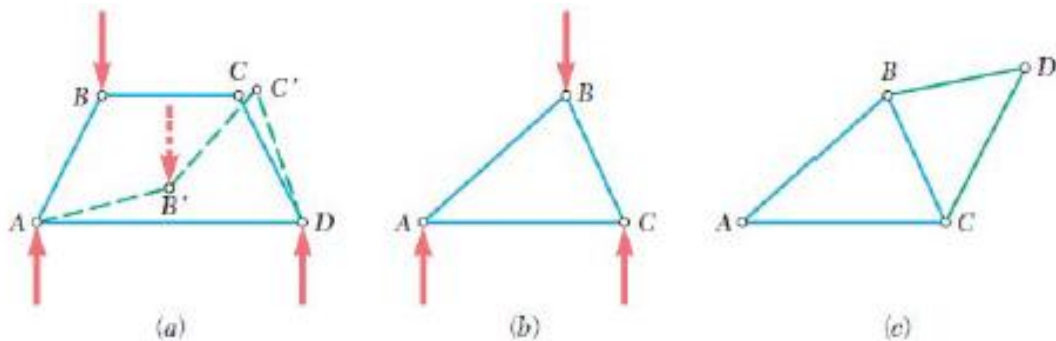


Στην περίπτωση που εφαρμόζεται φορτίο στο σημείο Β, το δικτύωμα θα υποστεί σημαντική παραμόρφωση, και θα χάσει την αρχική του μορφή. Αντίθετα, το

δικτύωμα του **Σχήματος 5.1.γ.(b)** το οποίο αποτελείται από τρεις συνδεδεμένες δοκούς στα σημεία A, B και Γ, θα παραμορφωθούν ελάχιστα λόγω του φορτίου που εφαρμόζεται στην άρθρωση B. Η μόνη παραμόρφωση που θα υποστεί το δικτύωμα είναι η μικρή αλλαγή του μήκους των δοκών λόγω θλίψεως. Το δικτύωμα του **Σχήματος 5.1.γ.(b)** ονομάζεται σταθερό δικτύωμα, εννοώντας ότι το δικτύωμα δεν καταρρέει κάτω από την επίδραση της δύναμης.

Όπως φαίνεται στο **Σχήμα. 5.1.(γ)**, με την προσθήκη των δύο δοκών BD και CD μπορεί να κατασκευαστεί ένα μεγαλύτερο σε σχέση με το προηγούμενο σταθερό δικτύωμα. Αυτή η διαδικασία μπορεί να επαναληφθεί αρκετές φορές, και το τελικό δικτύωμα θα είναι εξίσου σταθερό, εφόσον κάθε φορά τα δύο νέα μέλη που θα προστίθενται, θα συνδέονται σε δύο ήδη υπάρχουσες αρθρώσεις και θα σχηματίζουν μία νέα. Τα δικτυώματα που προκύπτουν με αυτήν την νέα διαδικασία ονομάζονται απλά δικτυώματα.

Σχήμα 5.1.γ: Απλό δικτύωμα



Παρατηρείται ότι το δικτύωμα του **Σχήματος 5.1.(b)** έχει τρεις δοκούς και τρεις αρθρώσεις. Αντίθετα το δικτύωμα του **Σχήματος 5.1.(c)** έχει δύο επιπλέον δοκούς και μία επιπλέον άρθρωση. Παρατηρώντας ότι κάθε φορά που προστίθενται δύο νέα μέλη, ο αριθμός των αρθρώσεων αυξάνεται κατά ένα, διαπιστώνεται ότι σε ένα απλό δικτύωμα ο συνολικός αριθμός των δοκών θα είναι $m = 2n - 3$, όπου n ο συνολικός αριθμός των αρθρώσεων.

5.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

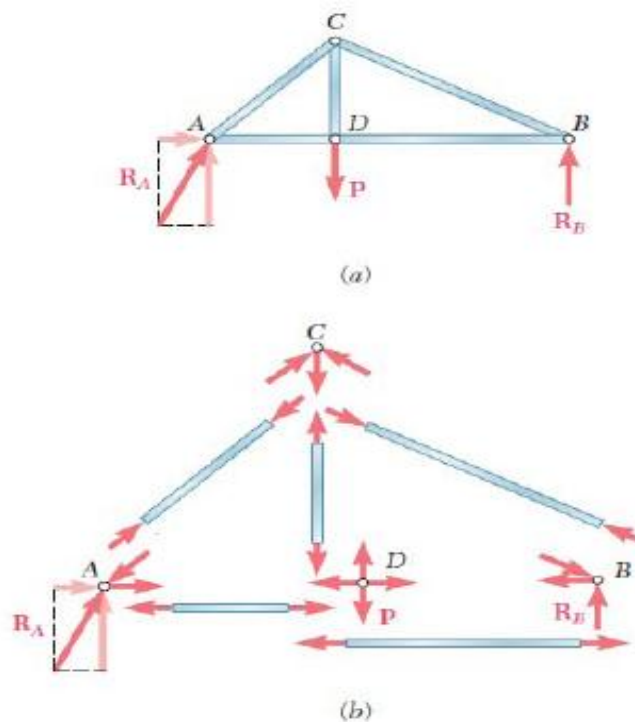
Όπως ήδη αναφέρθηκε ανωτέρω, το δικτύωμα μπορεί να θεωρηθεί ως ένα σύνολο από αρθρώσεις και δοκούς δύο δυνάμεων. Στο **Σχήμα 5.2.(α - a)** σχεδιάζεται το διάγραμμα ελευθέρου σώματος ενός δικτυώματος, το οποίο αναλύεται περαιτέρω για κάθε δοκό στο **Σχήμα 5.2.(α - b)** το οποίο δείχνει και τις εσωτερικές του δυνάμεις. Κάθε δοκός όπως φαίνεται υφίσταται σε δύο δυνάμεις, μία σε κάθε άκρο, οι οποίες είναι ίδιου μέτρου, άξονα, και αντίθετης κατεύθυνσης.

Επιπλέον, σύμφωνα με τον τρίτο νόμο του Νεύτωνα, οι δυνάμεις δράσης και αντίδρασης, σε μία δοκό και μία άρθρωση είναι ίσες και αντίθετες. Επομένως, οι δυνάμεις που ασκούνται από μία δοκό στις δύο της αρθρώσεις πρέπει να είναι ομοαξονικές με την ίδια την δοκό, και να είναι ίσες και αντίθετες. Δεδομένου ότι οι

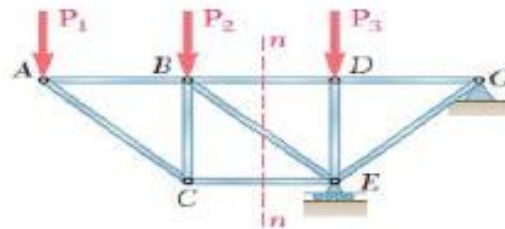
άξονες δράσης των εσωτερικών δυνάμεων είναι γνωστές για το δικτύωμα, η ανάλυση του δικτύωματος περιορίζεται στον υπολογισμό των δυνάμεων στις δοκούς, και στον καθορισμό της παραμόρφωσης που υφίστανται, εάν δηλαδή είναι εφελκυστική ή θλιπτική.

Γνωρίζοντας ότι το σύνολο του δικτύωματος βρίσκεται σε ισορροπία, η κάθε ξεχωριστή άρθρωση θα είναι εξίσου σε ισορροπία. Αν το δίκτυωμα επομένως έχει n αρθρώσεις, θα υπάρχουν, συνεπαγωγικά, $2n$ εξισώσεις, για την εύρεση $2n$ αγνώστων. Στην περίπτωση του απλού δικτύωματος, έχουμε $m = 2n - 3$ δηλαδή $2n = m + 3$ αρθρώσεις άρα και εξισώσεις, άρα ο αριθμός των αγνώστων που μπορούν να επιλυθούν θα είναι $m + 3$. Αυτό σημαίνει ότι οι δυνάμεις σε όλες τις δοκούς, επομένως για το παράδειγμα μας, οι συνιστώσες της αντίδρασης R_A , και η αντίδραση R_B , μπορούν να υπολογισθούν με τα διαγράμματα ελεύθερου σώματος των αρθρώσεων. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται, έως ότου να προσδιοριστούν όλες οι άγνωστες εσωτερικές δυνάμεις, και να έχουμε μία πλήρη προσέγγιση του στατικού προβλήματος του δικτύωματος.

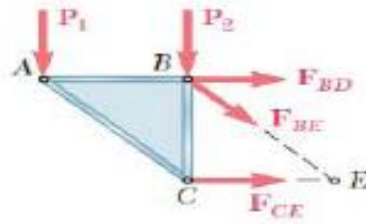
Σχήμα 5.2.α: Ανάλυση εσωτερικών δυνάμεων διαγράμματος ελεύθερου σώματος.



Σχήμα 5.2.β:



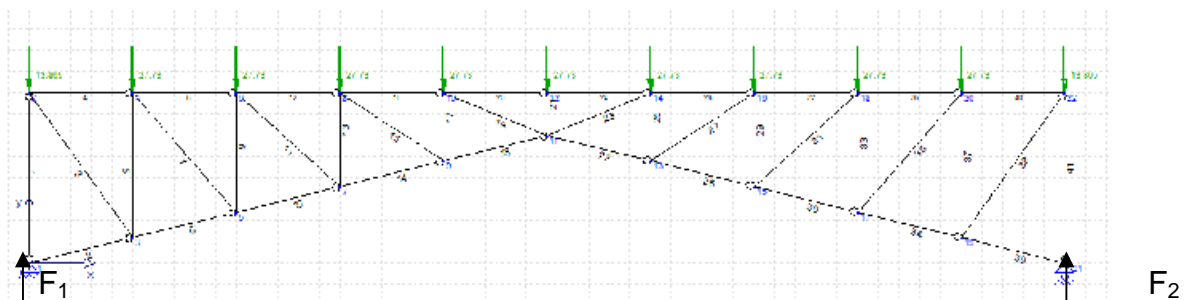
(a)



(b)

5.3 ΦΟΡΤΙΑ ΚΟΜΒΩΝ

Εξετάζουμε το κεντρικό δικτύωμα γιατί εκεί επιβάλλονται τα μεγαλύτερα φορτία. Κάθε κόμβος θα αναλαμβάνει εγκάρσιο φορτίο $P = 27,73 \text{ t}$ ενώ οι δύο ακραίοι, το μισό $P_\alpha = 13,865 \text{ t}$



$$\Sigma F_Y = 0 \Rightarrow F_1 + F_2 = 2 \cdot P_\alpha + 9 \cdot P = 277,3 \text{ t}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow F_1 \cdot 50 \text{ m} - P_\alpha \cdot 50 - P \cdot (45+40+35+30+25+20+15+10+5) = 0 \Rightarrow$$

$$F_1 = 138,65 \text{ t}$$

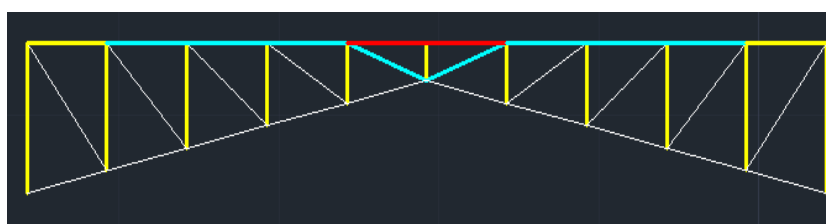
$$F_2 = 138,65 \text{ t}$$

5.3.1 Δυνάμεις ράβδων δικτυώματος

Τα παρακάτω αποτελέσματα έχουν ληφθεί βάσει του προγράμματος SAP2000.

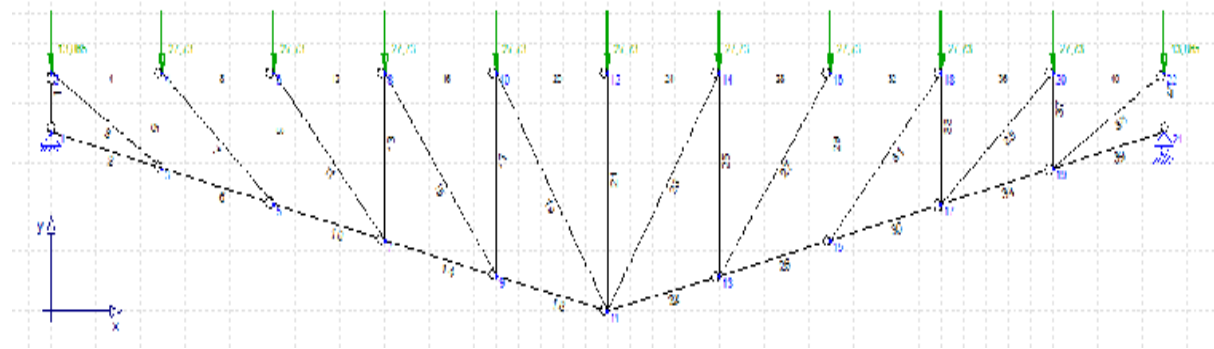
Αριθμός δοκού	Αξονική δύναμη [t]	Αριθμός δοκού	Αξονική δύναμη [t]
1	-138,65	22	535,93
2	0	23	360,26
3	154,72	24	-853,07
4	-91,81	25	-167,03
5	-146,32	26	340,54
6	94,73	27	222,59
7	158,85	28	-517,85
8	-197,95	29	-148,68
9	-144,21	30	204,02
10	204,02	31	176,05
11	176,05	32	-330,33
12	-330,33	33	-144,21
13	-148,68	34	94,73
14	340,54	35	158,85
15	222,59	36	-197,95
16	-517,85	37	-146,32
17	-167,03	38	154,72
18	535,93	39	0
19	360,26	40	-91,81
20	-853,07	41	-138,65
21	-24,84		

Στο σχήμα που ακολουθεί έχουν αποτυπωθεί οι ράβδοι ανάλογα με την ιδιότητα τους. Συγκεκριμένα το λευκό χρώμα στις ράβδους δείχνει τα μέλη του δικτυώματος που εφελκύνονται ενώ οι υπόλοιπες αποτελούν τα θλιβόμενα μέλη.



ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ:

Προτείνεται αλλαγή γεωμετρίας του δικτυώματος. Τα φορτία είναι πολύ μεγάλα και θα χρειαστούν μεγάλες διατομές για να ισορροπεί η κατασκευή. Για αυτό το λόγο, οι διατομές που υπόκεινται στα μέγιστα φορτία θα ενισχυθούν ενώ οι υπόλοιπες επιτρέπουν κάποια μείωση του μήκους τους. Με τον τρόπο αυτό χρησιμοποιούμε την ίδια ποσότητα υλικού απλώς με αλλαγμένη διάταξη στο χώρο. Η προτεινόμενη διάταξη είναι η ακόλουθη:



Νέες δυνάμεις ράβδων:

Αριθμός δοκού	Αξονική δύναμη [t]	Αριθμός δοκού	Αξονική δύναμη [t]
1	-138,65	22	250,96
2	0	23	-51,94
3	230,63	24	-216,63
4	-193,93	25	-16,26
5	-78,48	26	266,56
6	199,99	27	24,79
7	76,36	28	-244,52
8	-251,62	29	-7,76
9	-37,24	30	258,32
10	258,32	31	12,84
11	12,84	32	-259,73
12	-259,73	33	-37,24
13	-7,76	34	199,99
14	266,56	35	76,36
15	24,79	36	-251,62
16	-244,52	37	-78,48
17	-16,26	38	230,63
18	250,96	39	0
19	-51,94	40	-193,93
20	-216,63	41	-138,65
21	-27,91		

5.3.2 Υπολογισμός εφελκόμενων ράβδων

Ο υπολογισμός ραβδών σε εφελκισμό βασίζεται στον έλεγχο της ικανότητας κατανόησης της διατομής και αφορά την πλήρη και την εξασθενημένη διατομή. Τις περισσότερες φορές ο έλεγχος της πλήρους διατομής F είναι απλός, γιατί το εμβαδόν της διατομής δίνεται σε πίνακες ελασμάτων ή υπολογίζεται εύκολα. Ο έλεγχος με βάση την εξασθενημένη διατομή απαιτεί περισσότερη διαδικασία, εφόσον απαιτείται να προσδιοριστεί η επικίνδυνη τομή θράυσεως και στην συνέχεια να υπολογιστεί η εξασθένηση της διατομής λόγω οπών των μέσων σύνδεσης. Με αυτόν τον τρόπο προσδιορίζεται η χρήσιμη διατομή ή αλλιώς η καθαρή επιφάνεια F_n της διατομής, η οποία ορίζεται ως $F_n = F - \Delta F$, δηλαδή γίνεται αφαίρεση της επιφάνειας ΔF των οπών από την πλήρη διατομή F . Για την αφαιρούμενη επιφάνεια ΔF ισχύει:

Για οπές σε παράλληλη διάταξη, δηλαδή για οπές διατεταγμένες σε σειρές παράλληλες προς τον άξονα της ράβδου και στήλες κάθετες προς αυτόν, η συνολική επιφάνεια ΔF που αφαιρείται είναι το άθροισμα όλων των οπών που βρίσκονται στην κρίσιμη τομή θράυσεως η οποία λαμβάνεται επί της δυσμενέστερης στήλης κάθετα στον άξονα της ράβδου, δηλαδή:

$$\Delta F = n \cdot d \cdot t, \text{ σε mm}^2$$

Όπου:

$n = 16$, αριθμός οπών στην κρίσιμη τομή θράυσεως.

$d = 20$, διάμετρος οπής, mm

$t = 25$, πάχος ελάσματος, mm

$$\Delta F = 4 \cdot 20 \cdot 25 = 2000 \text{ mm}^2$$

Για τον υπολογισμό ραβδών σε εφελκισμό ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία. Κατ'αρχήν η υπάρχουσα δύναμη εφελκισμού N_{Sd} πρέπει να είναι μικρότερη από μια οριακή τιμή. Αυτό εκφράζεται με την σχέση:

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

Όπου:

N_{Sd} = εφελκυστική δύναμη ράβδου, KN.

N_{Rd} = οριακή εφελκυστική δύναμη διατομής, KN.

Η τιμή της υπάρχουσας εφελκυστικής δύναμης $N_{Sd} = 266,56 \text{ t} = 2614,95 \text{ KN}$, ενώ για τον προσδιορισμό εφελκυστικής δύναμης N_{Rd} εξετάζονται δύο περιπτώσεις και λαμβάνεται η μικρότερη τιμή, ως εξής:

i) Υπολογίζεται η πλαστική οριακή εφελκυστική δύναμη της πλήρους διατομής με βάση το όριο διαρροής του υλικού:

Χρησιμοποιήσαμε διατομή **HEM 200** με $F = 131 \text{ cm}^2$

$$N_{Rd} = \frac{F \cdot f_y}{1000 \cdot \gamma_{M0}}, \text{ σε KN.}$$

Όπου:

$F =$ πλήρης διατομή ράβδου, mm^2 .

$f_y =$ όριο διαρροής υλικού, N/mm^2 .

$\gamma_{M0} = 1,10$ συντελεστής ασφαλείας έναντι του ορίου διαρροής.

$$N_{Rd} = \frac{131 \cdot 100 \cdot 355}{1000 \cdot 1,1} = 4227,73 \text{ KN}$$

Η αξονική δύναμη N της ράβδου θα θεωρηθεί ως μια μόνιμη δράση, οπότε η δύναμη διαστασιολόγησης N_{Sd} με συντελεστή ασφαλείας $\gamma_Q = 1,35$ είναι:

$$N_{Sd} = 2614,95 \cdot 1,35 = 3530,18 \text{ KN} < N_{Rd} = 4227,73 \text{ KN}$$

ii) Υπολογίζεται η οριακή εφελκυστική δύναμη της χρήσιμης διατομής στην κρίσιμη τομή θραύσεως με τον τύπο.

$$N_{Rd} = 0,9 \cdot \frac{F_n \cdot f_u}{1000 \cdot \gamma_{M2}}, \text{ σε KN.}$$

Όπου:

$F_n = F - \Delta F$ χρήσιμη διατομή ράβδου, mm^2 .

$f_u =$ εφελκυστική αντοχή υλικού, N/mm^2 .

$\gamma_{M2} = 1,25$ συντελεστής ασφαλείας έναντι του ορίου θραύσεως.

$$N_{Rd} = 0,9 \cdot \frac{11100 \cdot 510}{1000 \cdot 1,25} = 4075,92 \text{ KN}$$

Είναι : $N_{Sd} = 3530,18 \text{ KN}$

$$N_{Rd} = 4075,92 \text{ KN}$$

$$\text{○ } N_{Sd} < N_{Rd}$$

5.3.3 Υπολογισμός ράβδων σε θλίψη.

Για τον υπολογισμό ράβδων σε θλίψη απαιτούνται περισσότεροι έλεγχοι σε σχέση με τον εφελκυσμό λόγω των φαινομένων ελαστικής ευστάθειας. Σημαντικό ρόλο στη αντοχή θλιβόμενης ράβδου παίζει η κατηγορία της διατομής, η οποία

προσδιορίζεται με βάση τον **Πίνακα 5.α** του Παραρτήματος. Ο έλεγχος της επάρκειας της διατομής γίνεται σε δυο στάδια.

i) Στο πρώτο στάδιο προσδιορίζεται η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής N_{Rd} και συγκρίνεται με την υπάρχουσα δύναμη θλίψεως, ή αλλιώς την δύναμη σχεδιασμού N_{Sd} , ώστε να ισχύει η σχέση:

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

Η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού N_{Rd} προσδιορίζεται, για κατηγορία διατομής 1, όπως παρακάτω:

$$N_{Rd} = \frac{F \cdot f_y}{1000 \cdot \gamma_{M0}}, \text{ σε KN.}$$

Όπου:

$F = 13100$, πλήρης διατομή ράβδου για HEM 200, mm^2 .

(Πίνακας 3, Παράρτημα 1)

$f_y = 355$, όριο διαρροής υλικού, N/mm^2 .

$\gamma_{M0} = 1,10$ συντελεστής ασφαλείας έναντι του ορίου διαρροής.

$$N_{Rd} = \frac{13100 \cdot 355}{1000 \cdot 1,1} = 4227,73 \text{ KN}$$

Η αξονική δύναμη N της ράβδου θα θεωρηθεί ως μια μόνιμη δράση, οπότε η δύναμη διαστασιολόγησης N_{Sd} με συντελεστή ασφαλείας $\gamma_Q = 1,35$ είναι:

$$N_{Sd} = 2547,95 \cdot 1,35 = 3439,7 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = 4227,73 \text{ KN}$$

$$\checkmark N_{Sd} < N_{Rd}$$

5.3.4 Υπολογισμός ράβδων σε λυγισμό

Κατά την θλίψη των ράβδων εμφανίζονται φαινόμενα λυγισμού τα οποία οδηγούν συνήθως σε κρισιμότερες καταστάσεις και γι αυτό οι θλιβόμενες ράβδοι πρέπει να ελέγχονται και σε λυγισμό. Η απώλεια της ελαστικής ευστάθειας μιας θλιβόμενης ράβδου μπορεί να εκδηλωθεί με τις παρακάτω μορφές:

- Ως καμπτικός λυγισμός, δηλαδή με κάμψη της ράβδου ως προς έναν κύριο άξονα αδρανείας της διατομής της.
- Ως στρεπτικός λυγισμός, δηλαδή με στροφή κορμού και πελμάτων ως προς τον άξονα θλίψεως.
- Ως στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, ο οποίος είναι συνδυασμός των δύο προηγούμενων περιπτώσεων.

Η καθοριστική περίπτωση για τις τυποποιημένες διατομές θερμής έλασης είναι ο καμπτικός λυγισμός και σύμφωνα με αυτόν θα εξετάσουμε τις θλιβόμενες ράβδος μας.

Για την διαπίστωση αντοχής μιας ράβδου έναντι λυγισμού εξετάζεται η τιμή διαστασιολόγησης της θλιπτικής δύναμης N_{Sd} , η οποία είναι η δρώσα θλιπτική δύναμη της ράβδου, ώστε αυτή να είναι μικρότερη της οριακής τιμής έναντι λυγισμού, δηλαδή να ισχύει η σχέση:

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

Η οριακή τιμή N_{Rd} για την περίπτωση λυγισμού υπολογίζεται με την σχέση:

$$N_{Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot F \cdot f_y}{1000 \cdot \gamma_{M1}}, \text{ σε KN.}$$

Όπου:

$\chi = 0,739$, μειωτικός συντελεστής εξαρτώμενος από τη λυγηρότητα της ράβδου.

$\beta_A = 1$, μειωτικός συντελεστής για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3.

$F = 13100$, πλήρης διατομή ράβδου HEM 200, mm^2 .

(από Πίνακα 3, Παράρτημα 1)

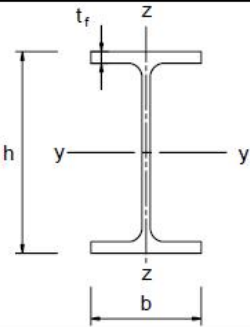
$f_y = 355$, όριο διαρροής το υλικού, N/mm^2 .

$\gamma_{M1} = 1,10$ συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού

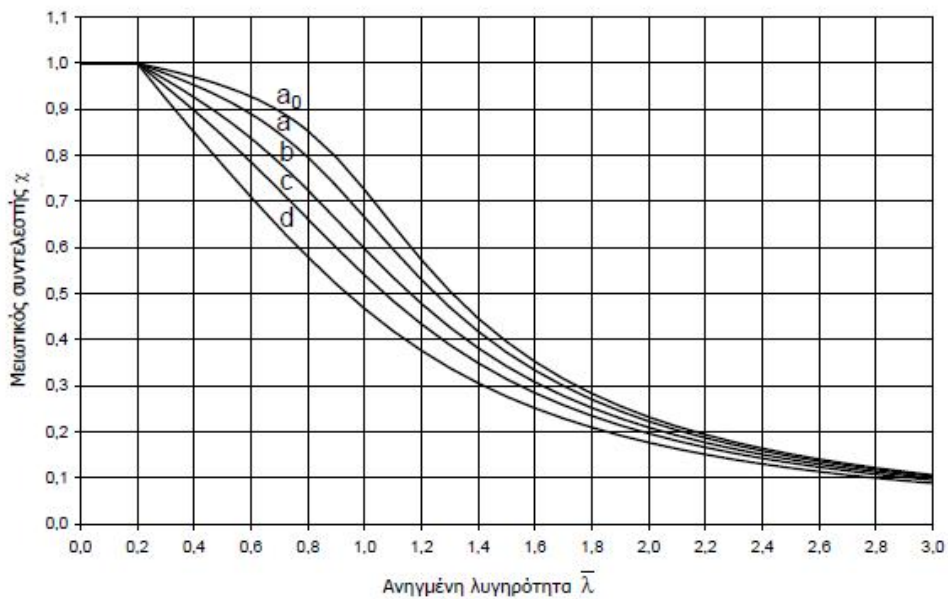
Ο μειωτικός συντελεστής χ για τα σδηρά δομικά έργα ισούται κατά προσέγγιση με το αντίστροφο του συντελεστή λυγισμού ω των Γερμανικών κανονισμών (DIN) και είναι πάντοτε μικρότερος της μονάδας. Συμφωνα με τον EC3 ο συντελεστής υπολογίζεται με την παρακάτω διαδικασία:

Πίνακας 5.3.4.α:

Επιλογή καμπύλης λυγισμού

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a a ₀	
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y z - z	b c	
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d	c c

Πίνακας 5.3.4.β:



Η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα δίνεται από τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \chi \leq 1$$

όπου:

$$\varphi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1}$$

L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού.

i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

α = συντελεστής ατελειών

Πίνακας 5.3.4.γ:

Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Επιλογή καμπύλης λυγισμού για HEM 200:

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{206} = 1,068 \leq 1,2 \text{ και } t_f = 25 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm.}$$

Με τα δεδομένα αυτά, εξετάζοντας τον άξονα z ο οποίος έχει τη μικρότερη ροπή αδράνειας ($I_z = 3650 \text{ cm}^4$) έχουμε καμπύλη λυγισμού τύπου c με συντελεστή ατελειών $\alpha = 0,49$.

Υπολογίζουμε το μήκος λυγισμού:

$$L_{cr} = \sqrt{\frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 365}{4 \cdot 2547,95}} = 2,72 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,8136$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot 0,8136 = 76,397$$

$$\bar{\lambda} = \frac{272}{5,27} \cdot \frac{1}{76,397} = 0,676$$

$$\varphi = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,676 - 0,2) + 0,676^2] = 0,8451$$

$$\chi = \frac{1}{0,8451 + \sqrt{0,8451^2 - 0,676^2}} = 0,739$$

Άρα:

$$N_{Rd} = \frac{0,739 \cdot 1 \cdot 13100 \cdot 355}{1000 \cdot 1,1} = 3124,29 \text{ KN.}$$

Επειδή όμως:

$N_{Sd} = 2547,95 \cdot 1,35 = 3439,7 \text{ KN} > N_{Rd} = 3124,29 \text{ KN}$ θα εξετάσουμε μεγαλύτερες διατομές.

Για διατομή **HEM 240** ισχύει:

$$L_{cr} = 4,06 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = 0,832$$

$$\varphi = 1$$

$$\chi = 0,64$$

$$N_{Rd} = \frac{0,64 \cdot 1 \cdot 20000 \cdot 355}{1000 \cdot 1,1} = 4130,91 \text{ KN, και ικανοποιεί τις απαιτήσεις της κατασκευής μας.}$$

Συμπέρασμα:

Εξετάσαμε τις δοκούς μας σε περιπτώσεις θλίψης και λυγισμού. Τα αποτελέσματα του λυγισμού απέδειξαν πως επιφέρει κρισιμότερες καταστάσεις σε σύγκριση με την επίδραση της καθαρής θλίψης. Για το λόγο αυτό, από τις δύο

διατομές που υπολογίστηκαν, θα επιλέξουμε τη μεγαλύτερη η οποία ικανοποιεί και τις δύο περιπτώσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΥΝΔΕΣΜΟΛΟΓΙΑ

6.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στις μεταλλικές κατασκευές η σύνδεση των μελών μεταξύ τους παίζει σπουδαίο ρόλο. Είναι σημαντικό να γίνει με ασφάλεια η μεταφορά εντατικών μεγεθών από μέλος σε μέλος, εξασφαλίζοντας πάντα την κατασκευασιμότητα και τη λειτουργικότητα της κατασκευής. Σε αντίθεση με το έγχυτο επιτόπου του έργου σκυρόδεμα, που εξασφαλίζει μονολιθικότητα, στα μεταλλικά έργα τόσο η μελέτη (υπολογισμοί και σχεδίαση) των συνδέσεων, όσο και η κατασκευή τους απαιτούν ιδιαίτερο χρόνο, προσπάθεια και προσοχή. Για το λόγο αυτό υπάρχει ειδικό μέρος του EC3, αφιερωμένο στις συνδέσεις. Η σύνδεση μπορεί να γίνει είτε με κοχλιώσεις είτε με συγκόλληση. Στη γέφυρα θα μελετήσουμε την περίπτωση των κοχλιωτών συνδέσεων.

Κατηγορίες συνδέσεων με κοχλίες:

- Κατηγορία A: Η κατηγορία A αφορά συνδέσεις τύπου άντυγας (συνήθεις), κατά τις οποίες οι κοχλίες καταπονούνται σε διάτμηση και γίνεται υπολογισμός αφενός σε διάτμηση του κορμού και αφετέρου σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Όλες οι συνδέσεις με συνήθεις κοχλίες ποιότητας 4.6 έως 10.9 ανήκουν στην κατηγορία αυτή.
- Κατηγορία B: Η κατηγορία B αφορά προεντεταμένες συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Οι συνδέσεις αυτές καταπονούνται κυρίως σε διάτμηση και περιλαμβάνουν κοχλίες οι οποίοι με κατάλληλη προένταση παρουσιάζουν αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Κατά τον υπολογισμό γίνεται έλεγχος σε ολίσθηση, σε διάτμηση του κορμού και σύνθλιψη της άντυγας των οπών.
- Κατηγορία C: Η κατηγορία C αφορά προεντεταμένες συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Για τις συνδέσεις της κατηγορίας αυτής χρησιμοποιούνται κοχλίες με προένταση οπών κατάλληλη ώστε να εξασφαλίζεται ικανή αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Κατά τον υπολογισμό γίνεται έλεγχος σε ολίσθηση και σύνθλιψη της άντυγας των οπών.
- Κατηγορία D: Η κατηγορία D αφορά συνδέσεις με συνήθεις κοχλίες

υποκείμενες σε εφελκυσμό. Κατά την εν λόγω κατηγορία δεν επιτρέπεται η σύνδεση να υφίσταται συχνές εναλλαγές του φορτίου εφελκυσμού, εκτός από τα συνήθη φορτία ανέμου. Οι χρησιμοποιούμενοι κοχλίες είναι κοινοί, χωρίς προένταση, ποιότητας 4.6 έως 10.9.

- Κατηγορία Ε: Η κατηγορία Ε αφορά συνδέσεις με προεντεταμένους κοχλίες υποκείμενες σε εφελκυσμό. Στις συνδέσεις της κατηγορίας αυτής χρησιμοποιούνται κοχλίες υψηλής αντοχής, με ελεγχόμενη προένταση, η οποία δίνει υψηλή αντοχή σε κόπωση για εναλασσόμενες φορτίσεις.

Στην γέφυρα θα εξετάσουμε συνδεσμολογία κατηγορίας Α, καθώς είναι η συνηθέστερη περίπτωση κοχλιώσεων. Οι οπές της σύνδεσης θα τοποθετηθούν σε παράλληλη διάταξη. Η διάμετρος d_0 της οπής του ελάσματος θα είναι μεγαλύτερη από τη διάμετρο του κορμού του κοχλία d , προκειμένου να επιτυγχάνεται ευχερής εφαρμογή αυτού. Συγκεκριμένα οι ανοχές που θα εφαρμοστούν μεταξύ των διαμέτρων ορίζονται ως η διαφορά δ :

$$\delta = d_0 - d$$

$$\delta = 1 \text{ mm, για κοχλίες M12 έως M14.}$$

$$\delta = 2 \text{ mm, για κοχλίες M16 έως M24.}$$

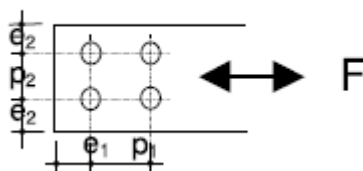
$$\delta = 3 \text{ mm, για κοχλίες M27 και άνω.}$$

Το μήκος ενός συνήθους κοχλία πρέπει να είναι τέτοιο ώστε μετά τη σύσφιξη, το σπείρωμα να προεξέχει από το περικόχλιο, αλλά και να υπάρχει μεταξύ κορμού και περικοχλίου τουλάχιστον μία σπείρα. Η τοποθέτηση ροδέλας στο περικόχλιο είναι κατά κανόνα απαραίτητη, ώστε το έλασμα να βρίσκεται σε επαφή με το λείο μέρος του κορμού του κοχλία καθ' όλο το πάχος αυτού.

Υπολογισμός κοχλιώσεων:

Για τις αποστάσεις κοχλιών p_1, p_2, e_1, e_2 ισχύουν κατά τον EC-3 τα εξής:

Πίνακας 6.1.α



κοχλίες	Συνηθέστερες αποστάσεις			Ελάχιστες αποστάσεις		
	p_1, p_2	e_2	e_1	p_1, p_2	e_2	e_1
M12	40	25	20	35	20	15
M16	50	35	25	40	25	20
M20	60	40	30	45	30	25
M24	70	50	40	55	35	30
M27	80	55	45	65	40	35

- Γενικά:

$$2,2 \cdot d_0 \leq p_1 \leq \min \{14 \cdot t \text{ ή } 200 \text{ mm}\}$$

$$3 \cdot d_0 \leq p_2 \leq \min \{14 \cdot t \text{ ή } 200 \text{ mm}\}$$

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq \min \{12 \cdot t \text{ ή } 150 \text{ mm}\}$$

$$1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq \min \{12 \cdot t \text{ ή } 150 \text{ mm}\}$$

Πίνακας 6.1.β

Ονομαστικές τιμές αντοχής διαρροής και θραύσης κοχλιών

Κατηγορία κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	1000

σημ.: Κοχλίες κατηγορίας χαμηλότερης του 4.6 ή μεγαλύτερης του 10.9 δεν θα χρησιμοποιούνται εκτός αν πειραματικές μετρήσεις αποδεικνύουν ότι είναι αποδεκτοί για συγκεκριμένη εφαρμογή.

6.2 ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η αντοχή ενός κοχλία σε διάτμηση του κορμού $N_{V,Rd}$ όταν το επίπεδο διάτμησης τέμνει το λείο τμήμα του κορμού του κοχλία, υπολογίζεται ως εξής:

$$N_{V,Rd} = \frac{0,6 \cdot F \cdot f_{ub}}{1000 \cdot \gamma_{Mb}}, \text{ σε KN.}$$

Όπου:

F = διατομή κορμού κοχλία, mm^2 .

F_{ub} = αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό, N/mm^2 .

$\gamma_{Mb} = 1,25$, συντελεστής ασφαλείας για κοχλιώσεις.

Σε περίπτωση δίμητων κοχλιών και εάν τα δύο επίπεδα διάτμησης τέμνουν το λείο επίπεδο του κορμού, η αντοχή του κοχλία λαμβάνεται ίση με το διπλάσιο της παραπάνω σχέσης.

Πίνακας 6.2.α: Στοιχεία συνήθων κοχλιών

Διάμετρος κοχλία d, mm	Διάμετρος οπής d ₀ , mm	Διατομή κορμού F, mm ²	Ενεργός διατομή F _s , mm ²	Διατομή πυρήνα σπειρώματος F _K , mm ²
M6	7	28,3	20,1	17,9
M8	9	50,3	36,6	32,8
M10	11	78,5	58,0	52,3
M12	13	113	84,3	76,3
M16	18	201	157	144
M20	22	314	245	225
M22	24	380	303	282

6.3 ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΑΝΤΥΓΑΣ ΟΠΩΝ

Η αντοχή ενός κοχλία σε σύνθλιψη άντυγας οπών $N_{b,Rd}$ υπολογίζεται με τον τύπο

$$N_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot a \cdot d \cdot t \cdot f_u}{1000 \cdot \gamma_{Mb}}, \text{ σε KN.}$$

Όπου:

d = διάμετρος κοχλία, mm.

t = μικρότερο συνολικό πάχος ελασμάτων κατά την μία διεύθυνση της μεταβιβαζόμενης δύναμης, mm.

f_u = αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό, N/mm².

γ_{Mb} = 1,25, συντελεστής ασφαλείας για κοχλιώσεις.

α = συντελεστής υπολογιζόμενος όπως παρακάτω.

Ο συντελεστής α λαμβάνεται ως η μικρότερη τιμή των κάτωθι μεγεθών:

$$\alpha = \min\left\{\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right\}$$

6.4 ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

Η αντοχή ενός κοχλία σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ υπολογίζεται με τη σχέση:

$$N_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot F_s \cdot f_{ub}}{1000 \cdot \gamma_{Mb}}, \text{ σε KN.}$$

Όπου:

F_s = η ενεργός διατομή του κοχλία, mm²

6.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΟΧΛΙΩΣΕΩΝ

Για τον έλεγχο αντοχής της σύνδεσης προσδιορίζονται οι δυνάμεις φορτίσεως στον δυσμενέστερο κοχλία, δηλαδή η διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας $N_{v,Sd}$ και η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού $N_{t,Sd}$ οι οποίες συγκρίνονται με τις παρακάτω τιμές ώστε να ισχύει:

Διάτμηση: $N_{v,Sd} \leq N_{v,Rd}$

Σύνθλιψη άντυγας οπών: $N_{v,Sd} \leq N_{b,Rd}$

Εφελκυσμός: $N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$

Ο υπολογισμός συνήθων κοχλιών διευκολύνεται με τη χρήση πινάκων, οι οποίοι δίνουν την αναλαμβανόμενη δύναμη για διάφορες διαμέτρους και διάφορες ποιότητες κοχλιών. Συγκεκριμένα παρατίθενται οι αντίστοιχοι πίνακες για χάλυβα S355 που δίνουν την αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση, σύνθλιψη άντυγας και εφελκυσμό.

Πίνακας 6.5.α: Αναλαμβανόμενη δύναμη $N_{v,Rd}$ από έναν κοχλία σε διάτμηση, όταν το επίπεδο διάτμησης τέμνει το λείο τμήμα του κορμού, σε KN.

ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΚΟΧΛΙΕΣ

Διάμετρος κοχλία d, mm	M12	M16	M20	M22	M24	
Διατομή κορμού F, mm ²	113	201	314	380	452	
Ποιότητα κοχλία	4.6	21,7	38,6	60,3	73,0	86,9
	5.6	27,1	48,3	75,4	91,2	108,6
	8.8	43,4	77,2	120,6	146,0	173,7
	10.9	54,3	96,5	150,8	182,5	217,1

Πίνακας 6.5.β: Αναλαμβανόμενη δύναμη $N_{b,Rd}$ από έναν κοχλία σε σύνθλιψη άντυγας οπών, για υλικό S355 και πάχος ελάσματος 10 mm, σε KN.

Υλικό ελάσματος S355	Ποιότητα κοχλιών 5.6,8.8,10,9				
Συνήθειες κοχλίες					
Διάμετρος κοχλία d, mm	M12	M16	M20	M22	M24
Διάμετρος οπής d ₀ , mm	13	18	22	24	26
min e ₂ = 1,5·d ₀ = ...mm	20	27	33	36	39
min p ₂ = 3·d ₀ = ...mm	39	54	66	72	78

min p ₁ = e ₁ +...mm		10	14	17	18	20	
Απόσταση ελάσματος, mm	άκρο	20	62,8	-	-	-	
	25	78,5	75,6	-	-	-	
	30	94,2	90,7	92,7	93,5	-	
	35	109,8	94,2	108,2	109,1	-	
	40	120,0	105,8	123,6	124,7	-	
	45	-	120,9	139,1	140,3	-	
	e ₁	50	-	136,0	154,5	155,8	156,9
	55	-	151,1	170,0	171,4	172,6	
	60	-	160,0	185,5	187,0	188,3	
	65	-	-	200,0	202,6	204,0	
	70	-	-	-	218,2	219,7	
	80	-	-	-	220,0	251,1	
	90	-	-	-	-	282,5	
	100	-	-	-	-	313,8	
	110	-	-	-	-	345,2	
	120	-	-	-	-	360,0	

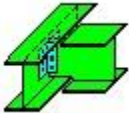

Πίνακας 6.5.γ: Αναλαμβανόμενη δύναμη N_{t,Rd} από έναν κοχλία σε εφελκυσμό, σε ΚΝ.

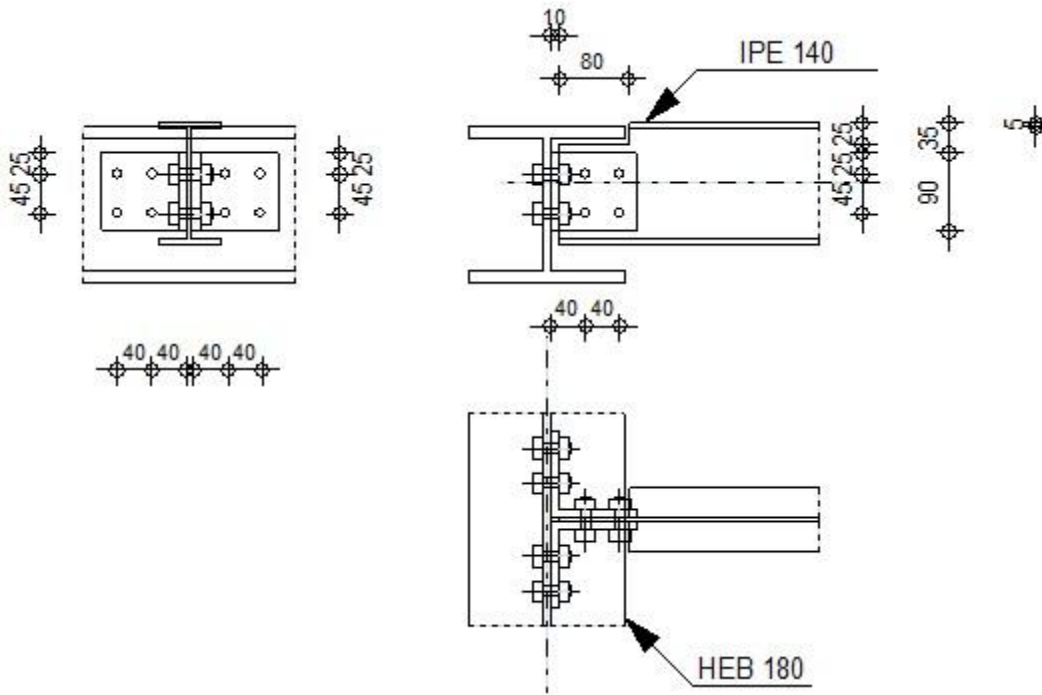
ΣΥΝΗΘΕΙΣ ΚΟΧΛΙΕΣ

Διάμετρος κοχλία d, mm	M12	M16	M20	M22	M24	
Ενεργός διατομή κορμού F _s , mm ²	84,3	157	245	303	353	
Ποιότητα κοχλία	4.6	24,3	45,2	70,6	87,3	101,7
	5.6	30,3	56,5	88,2	109,1	127,1
	8.8	36,4	67,8	105,8	130,9	152,5
	10.9	60,7	113,0	176,4	218,2	254,2

6.6 ΣΥΝΔΕΣΗ ΜΗΚΙΔΑΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ

Τα παρακάτω αποτελέσματα έχουν ληφθεί μέσω του προγράμματος Robot structural analysis.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012- Student Version	
	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΣ - ΔΟΚΟΣ (ΚΟΡΜΟΣ) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

ΚΥΡΙΟ ΔΟΚΑΡΙ

ΔΙΑΤΟΜΗ: ΗΕΒ 180

$\alpha = -90,0$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

$h_g = 180$ [mm] ΥΨΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$b_{fg} = 180$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$t_{wg} = 9$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$t_{fg} = 14$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$r_g = 15$ [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$A_p = 65,25$ [cm²] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$I_{yp} = 3831,13$ [cm⁴] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΚΥΡΙΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yg} = 355,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

$f_{ug} = 490,00$ [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: IPE 140

$\alpha = 0,0$ [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

$h_b = 140$ [mm] ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$b_b = 73$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$t_{wb} = 5$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$t_{fb} = 7$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$r_b = 7$ [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$A_b = 16,43$ [cm²] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ

$I_{yb} = 541,22$ [cm⁴] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yb} = 355,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

$f_{ub} = 490,00$ [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΤΟΜΗ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

$h_1 = 25$ [mm] ΑΝΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ

$h_2 = 0$ [mm] ΚΑΤΩ ΑΠΟΤΜΗΣΗ

$l = 80$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΑΠΟΤΜΗΣΗΣ

ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: CAE 100x10

$h_k = 100$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

$b_k = 100$ [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

$t_{fk} = 10$ [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

$r_k = 12$ [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ

$h_k = 100$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

$l_k = 90$ [mm] ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yk} = 355,00$ [MPa] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

$f_{uk} = 490,00$ [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

ΚΟΧΛΙΕΣ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 8.8

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$d = 12$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$d_0 = 14$ [mm] Διάμετρος οπής κοχλία

$A_s = 0,84$ [cm²] ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ

$A_v = 1,13$ [cm²] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

$k = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

$w = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

$e_1 = 25$ [mm] ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ

$p_2 = 40$ [mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

$p_1 = 45$ [mm] ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 8.8

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$d = 12$ [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$d_0 = 14$ [mm] Διάμετρος οπής κοχλία

$A_s = 0,84$ [cm²] ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ

$A_v = 1,13$ [cm²] ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 8.8

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$f_{ub} = 800,00$ [MPa] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

$k = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

$w = 2$ ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

$e_1 = 25$ [mm] ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ

$p_2 = 40$ [mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

$p_1 = 45$ [mm] ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} = 1,00$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ [2.2]

ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{b,Ed} = 0,00$ [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{b,Ed} = 58,76$ [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

$M_{b,Ed} = 0,00$ [kN·m]

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 43,43$ [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλίας $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 43,43$ [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 48,56$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,70$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,70 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 70,21$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,30$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,30 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0,82$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,82 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 75,54$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,30$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,30 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,48$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,48 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$$F_{b,Rd2x} = 51,52 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,30 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \text{ΤΟΝ } k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$k_{1z} > 0.0$	$2,30 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
----------------	---------------	---------------------

$$\alpha_{bz} = 0,48 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,48 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
---------------------	---------------	---------------------

$$F_{b,Rd2z} = 51,52 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 62$ [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_0 = 1,83$ [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 7,34$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 11,37$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 11,37$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλίας στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 17,45$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλίας στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} = 43,43$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλίας στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 43,43$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλίας στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 11,37 < 43,43$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,26)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 17,45 < 43,43$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,40)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 64$ [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

$M_{0t} = 1,89$ [kN*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ $M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{t,Ed} = 11,72$ [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ $F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $11,72 < 48,56$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,24)

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} = 20,83$ [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ $F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0,65 < 1,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,65)

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 86,86$ [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλίας $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0,70$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,70 > 0,00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 38,82$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,30 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$k_{1z} > 0.0$	$2,30 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
----------------	---------------	---------------------

$$\alpha_{bz} = 0,82 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,82 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
---------------------	---------------	---------------------

$$F_{b,Rd1z} = 41,77 \text{ [kN]} \text{ ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,30 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$k_{1x} > 0.0$	$2,30 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
----------------	---------------	---------------------

$$\alpha_{bx} = 0,48 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,48 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
---------------------	---------------	---------------------

$$F_{b,Rd2x} = 103,04 \text{ [kN]} \text{ ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,30 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$k_{1z} > 0.0$	$2,30 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
----------------	---------------	---------------------

$$\alpha_{bz} = 0,48 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,48 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
---------------------	---------------	---------------------

$$F_{b,Rd2z} = 103,04 \text{ [kN]} \text{ ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 64$ [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_0 = 3,78$ [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Vz} = 14,69$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 23,43$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / z_i^2$
$F_{x,Ed} = 23,43$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 35,52$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} = 38,82$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 41,77$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 23,43 < 38,82$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,60)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 35,52 < 41,77$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,85)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΑΠΟΤΜΗΣΗ

ΓΩΝΙΑΚΟ

$$A_{nt} = 4,05 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$A_{nv} = 4,55 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$V_{effRd} = 166,62 \text{ [kN]} \text{ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |29,38| < 166,62 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,18)}$$

ΔΟΚΟΣ

$$A_{nt} = 2,37 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

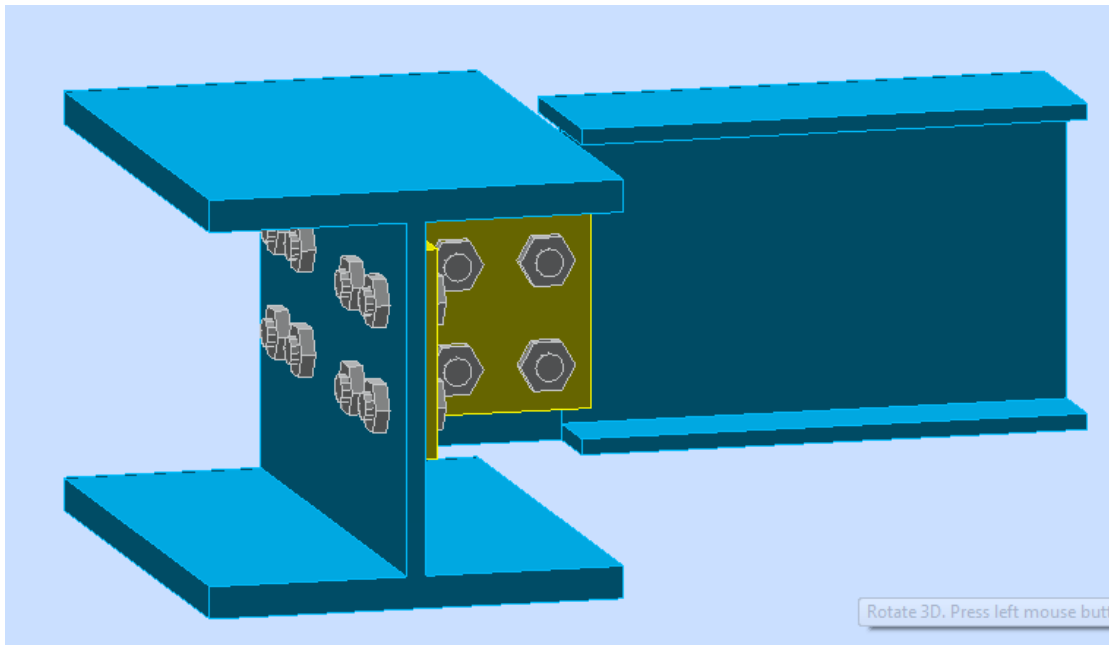
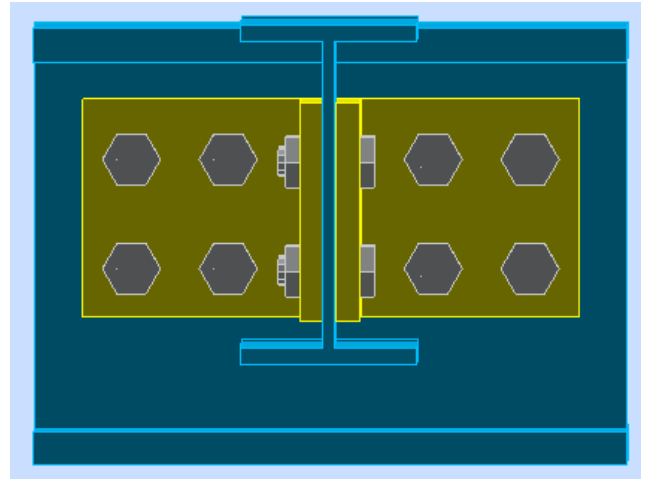
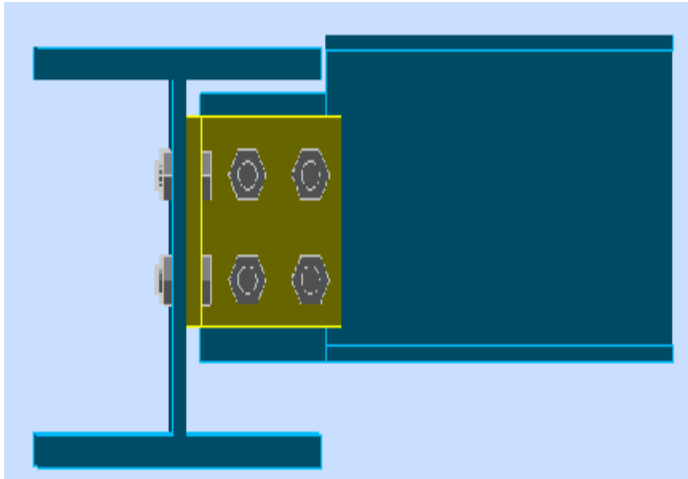
$$A_{nv} = 2,84 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

$$V_{effRd} = 101,97 \text{ [kN]} \text{ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ} \quad V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |58,76| < 101,97 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,58)}$$

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ	ΛΟΓΟΣ	0,85
---	-------	------

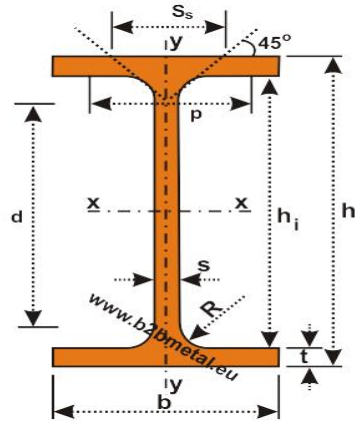
6.7 ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΗ ΑΠΕΙΚΟΝΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΜΗΚΙΔΑΣ - ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

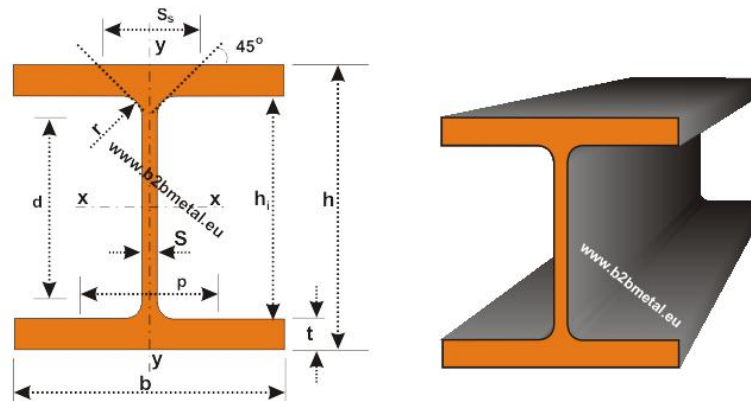
ΠΙΝΑΚΕΣ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ

Πίνακας 1: Δοκοί μέσου πλάτους IPE



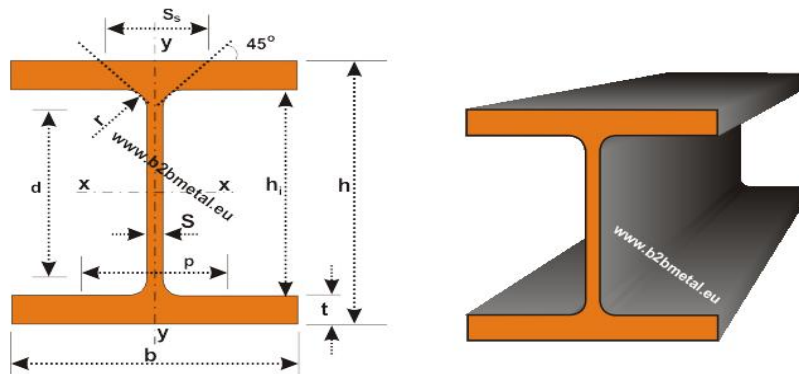
Identification	Nominal weight 1m	Nominal dimensions					Cross-section	Dimensions for detailing					Surface	
		mm						A	h1	d	Ø	pmin	pmax	AL
	kg/m	b	h	t1	t2	R1	cm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /m
IPE 80	6,0	46	80	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE 100	8,1	55	100	4,1	5,7	7,0	10,30	88,6	74,6	-	-	-	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

Πίνακας 2: Δοκοί μέσου πλάτους IPB (HEB)



Identification	Nominal weight 1m	Nominal dimensions					Cross-section	Dimensions for detailing					Surface	
		b	h	s	t	r		A	h1	d	Ø	pmin	pmax	AL
	kg/m	mm					cm ²	mm	mm		mm		m ² /m	m ² /m
HEB 100	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M10	56	58	0,567	27,76
HEB 120	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M12	60	68	0,686	25,71
HEB 140	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M16	66	76	0,805	23,88
HEB 160	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M20	80	84	0,918	21,56
HEB 180	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M24	88	92	1,037	20,25
HEB 200	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M27	100	100	1,151	18,78
HEB 220	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M27	100	118	1,270	17,77
HEB 240	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M27	108	138	1,384	16,63
HEB 260	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M27	114	158	1,499	16,12
HEB 280	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M27	114	178	1,618	15,69
HEB 300	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M27	120	198	1,732	14,80
HEB 320	127	300	320	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M27	122	198	1,771	13,98
HEB 340	134	300	340	12	21,5	27	470,9	297	243	M27	122	198	1,810	13,49
HEB 360	142	300	360	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M27	122	198	1,849	13,04
HEB 400	155	300	400	13,5	24	27	197,8	352	298	M27	124	198	1,927	12,41
HEB 450	171	300	450	14	26	27	218,0	398	344	M27	124	198	2,026	11,84
HEB 500	187	300	500	14,5	28	27	238,6	444	390	M27	124	198	2,125	11,34
HEB 550	199	300	550	15	29	27	254,1	492	438	M27	124	198	2,224	11,15
HEB 600	212	300	600	15,5	30	27	270,0	540	486	M27	126	198	2,323	10,96
HEB 650	225	300	650	16	31	27	286,3	588	534	M27	126	198	2,422	10,77
HEB 700	241	300	700	17	32	27	306,4	636	582	M27	126	198	2,520	10,48
HEB 800	262	300	800	17,5	33	30	334,2	734	674	M27	134	198	2,713	10,34

Πίνακας 3: Δοκοί μέσου πλάτους IPB_v (HEM)



Identification	Nominal weight 1m	Nominal dimensions					Cross-section	Dimensions for detailing					Surface	
		b	h	s	t	r		A	h1	d	Ø	pmin	pmax	AL
	kg/m	mm					cm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /m
HEM 100	41,8	106	120	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HEM 120	52,1	126	140	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HEM 140	63,2	146	160	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56
HEM 160	76,2	166	180	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90	0,970	12,74
HEM 180	88,9	186	200	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98	1,089	12,25
HEM 200	103	206	220	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106	1,203	11,67
HEM 220	117	226	240	15,5	26	18	149,4	188	152	M27	108	124	1,322	11,27
HEM 240	157	248	270	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HEM 260	172	268	290	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HEM 280	189	288	310	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HEM 300	238	310	340	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HEM 320	246	309	359	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616
HEM 340	248	309	377	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HEM 360	250	308	395	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HEM 400	256	307	432	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HEM 450	263	307	478	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959
HEM 500	270	306	524	21	40	27	344,3	444	390	M 27	132	202	2,184	8,079
HEM 550	278	306	572	21	40	27	354,4	492	438	M 27	132	202	2,280	8,195
HEM 600	285	305	620	21	40	27	363,7	540	486	M 27	132	200	2,372	8,308
HEM 650	293	305	668	21	40	27	373,7	588	534	M 27	132	200	2,468	8,411
HEM 700	301	304	716	21	40	27	383,0	636	582	M 27	132	200	2,560	8,513
HEM 800	317	303	814	21	40	30	404,3	734	674	M 27	138	198	2,746	8,655

Πίνακας 4: Πλαστική ροπή αντοχής W_{pl} , σε cm^3 .

Μέγεθος δοκού	Ελατές δοκοί					Μέγεθος δοκού
	I	IPE	IPB (HE-B)	IPB _t (HE-A)	IPB _v (HE-M)	
80	22,7	23,2	-	-	-	80
100	39,7	39,4	104	83,0	236	100
120	63,5	60,7	165	119	351	120
140	95,2	88,3	245	173	494	140
160	136	124	354	245	675	160
180	187	166	481	325	883	180
200	249	221	643	429	1135	200
220	323	285	827	568	1419	220
240	411	367	1053	745	2117	240
260	513	-	1283	920	2524	260
270	-	484	-	-	-	270
280	631	-	1534	1112	2966	280

Πίνακας 5α:

Κατηγορίες διατομών ελατών δοκών μορφής Ι σε καθαρή κάμψη

Ονομαστικό ύψος	S235				S355				S460				Ονομαστικό ύψος
	IPE	HE-A (IPBi)	HE-B (IPB)	HE-M (IPBv)	IPE	HE-A (IPBi)	HE-B (IPB)	HE-M (IPBv)	IPE	HE-A (IPBi)	HE-B (IPB)	HE-M (IPBv)	
I	Καταπόνηση σε καθαρή κάμψη												I
100	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	100
120	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	1	1	120
140	1	1	1	1	1	2	1	1	1	3	1	1	140
160	1	1	1	1	1	2	1	1	1	3	1	1	160
180	1	1	1	1	1	3	1	1	1	3	1	1	180
200	1	1	1	1	2	3	1	1	1	3	1	1	200
220	1	1	1	1	2	3	1	1	1	3	1	1	220
240	1	1	1	1	2	3	1	1	1	3	1	1	240
260	-	2	1	1	-	3	1	1	-	3	2	1	260
270	1	-	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-	270
280	-	2	1	1	-	3	1	1	-	4	2	1	280
300	1	2	1	1	1	3	1	1	1	3	3	1	300
320	-	1	1	1	-	3	1	1	-	3	2	1	320
330	1	-	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-	330
340	-	1	1	1	-	3	1	1	-	3	1	1	340
360	1	1	1	1	1	2	1	1	1	3	1	1	360
400	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	1	1	400
450	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	450
500	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	500
550	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	550
600	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	600
650	-	1	1	1	-	1	1	1	-	1	1	1	650
700	-	1	1	1	-	1	1	1	-	1	1	1	700
800	-	1	1	1	-	1	1	1	-	1	1	1	800
900	-	1	1	1	-	1	1	1	-	1	1	1	900
1000	-	1	1	1	-	1	1	1	-	2	1	1	1000

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.β: Κατηγορίες διατομών ελατών δοκών μορφής Ι σε καθαρή θλίψη

Ονομασ- τικό ύψος	S235				S355				S460				Ονομασ- τικό ύψος
	IPE	HE-A (IPBi)	HE-B (IPB)	HE-M (IPBv)	IPE	HE-A (IPBi)	HE-B (IPB)	HE-M (IPBv)	IPE	HE-A (IPBi)	HE-B (IPB)	HE-M (IPBv)	
I	Καταπόνηση σε καθαρή θλίψη												I
100	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	100
120	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	1	1	120
140	1	1	1	1	1	2	1	1	2	3	1	1	140
160	1	1	1	1	1	2	1	1	2	3	1	1	160
180	1	1	1	1	1	3	1	1	3	3	1	1	180
200	1	1	1	1	2	3	1	1	3	3	1	1	200
220	1	1	1	1	2	3	1	1	4	3	1	1	220
240	1	1	1	1	2	3	1	1	4	3	1	1	240
260	-	2	1	1	-	3	1	1	-	3	2	1	260
270	2	-	-	-	3	-	-	-	4	-	-	-	270
280	-	2	1	1	-	3	1	1	-	4	2	1	280
300	2	2	1	1	4	3	1	1	4	3	3	1	300
320	-	1	1	1	-	3	1	1	-	3	2	1	320
330	2	-	-	-	4	-	-	-	4	-	-	-	330
340	-	1	1	1	-	3	1	1	-	3	1	1	340
360	2	1	1	1	4	2	1	1	4	3	1	1	360
400	3	1	1	1	4	2	1	1	4	3	1	1	400
450	3	1	1	1	4	2	1	1	4	3	2	1	450
500	3	1	1	1	4	3	2	1	4	4	2	1	500
550	4	2	1	1	4	4	2	1	4	4	3	1	550
600	4	2	1	1	4	4	3	1	4	4	4	1	600
650	-	3	2	1	-	4	3	1	-	4	4	2	650
700	-	3	2	1	-	4	4	2	-	4	4	3	700
800	-	4	3	1	-	4	4	3	-	4	4	4	800
900	-	4	3	2	-	4	4	4	-	4	4	4	900
1000	-	4	4	3	-	4	4	4	-	4	4	4	1000

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ανδρέας Γιαννόπουλος, «Μεταλλικές κατασκευές», εκδόσεις Ίων, 2005.

Αντ. Κωστέας, «Σιδηρές γέφυρες». 1972

Γιάννης Β. Γκαρούτσος, «Μηχανική παραμορφώσιμου στερεού II», εκδόσεις SPIN.

Ι. Βάγιας – Χ. Γαντές – Γ. Ιωαννίδης, «Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών».

Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, ENV 1991-1-3:2002.

Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράση του ανέμου, CEN, ENV 1991-1-4:2002.

Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-5: Δράση λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών, CEN, ENV 1991-1-5, 2002.

Ευρωκώδικας 3: «Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών», CEN, ENV 1993-1-1.

Παπαγιάννης Γεώργιος, Διπλωματική εργασία «σχεδιασμός βιοτεχνικού κτιρίου», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., Μάρτιος 2011.

Ζώης Διονύσης, «Μοντελοποίηση μορφής σκελετού ποδηλάτου για χρήση σε αγώνες ποδηλασίας πίστας», Κεφάλαιο 4, Στατική Ανάλυση Κατασκευών, Μεταπτυχιακή Διατριβή, Φεβρουάριος 2011.

Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος, Εκδόσεις ΖΗΤΗ, 2009.