ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ-ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ –
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

" ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ "

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

" ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΤΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΒΑΣΙΣΜΕΝΗ ΣΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ "

ΧΡΥΣΙΚΟΥ Γ. ΕΥΡΙΔΙΚΗ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΣΟΦΙΑΝΟΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ

ΑΘΗΝΑ, 2017

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω θερμές ευχαριστίες στον επιβλέποντα καθηγητή κ. Αλέξανδρο Σοφιανό που με τις γνώσεις και την εμπειρία του καθοδήγησε αυτή την προσπάθεια για το καλύτερο δυνατό αποτέλεσμα, όπως επίσης και στην κα. Γιούτα-Μήτρα Παρασκευή που βοήθησε εξίσου πολύ στην παρούσα μελέτη.

Ιδιαίτερα σημαντική ήταν και η συνεργασία με τον συμφοιτητή μου Λεωνίδα Ρηγόπουλο, με τον οποίο σαν ενιαία ομάδα καταλήξαμε σε ένα άρτιο αποτέλεσμα.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω από καρδιάς την οικογένειά μου για την στήριξη και την υπομονή τους καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Περίληψη

Τα χαλύβδινα πλαίσια αποτελούν μέτρο υποστήριξης των υπόγειων έργων, όπως είναι οι σήραγγες, τόσο για την προσωρινή υποστήριξη των τοιχωμάτων, όσο και για την μόνιμη επένδυση αυτών. Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη της φέρουσας ικανότητας των μεταλλικών τόξων για την υποστήριξη σηράγγων και η σύγκριση της προσφερόμενης πίεσης από την υποστήριξη, με την απαιτούμενη πίεση από τη βραχόμαζα. Τα μεταλλικά πλαίσια διακρίνονται σε διάφορους τύπους με βάση την γεωμετρία τους. Αρχικά, για τη συγκεκριμένη εργασία επιλέχθηκε ο ημικυκλικός (SC-Type) και ο κυκλικός τύπος (C-Type) πλαισίων για περαιτέρω ανάλυση της συμπεριφοράς τους. Η ανάλυση βασίστηκε στο λογισμικό SOFISTIK, το οποίο αποτελεί ένα λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό, τον σχεδιασμό και την κατασκευή ευρείας γκάμας τεχνικών έργων παγκοσμίως. Η ανάλυση που επιλέχθηκε για την εξαγωγή των εντατικών μεγεθών του φορέα είναι γραμμική και πραγματοποιήθηκε για ένα εύρος διατομών και ανοιγμάτων, υπό την επιβολή ημιτονοειδούς φορτίου στο φορέα. Στη συνέχεια, με τη χρήση του EC 3 μελετήθηκε η απόκριση των δύο τύπων πλαισίων και σύμφωνα με τους απαραίτητους ελέγχους για πλαστική ανάλυση των κατασκευών, η οποία κρίνεται περισσότερο ρεαλιστική συγκριτικά με την ελαστική ανάλυση, υπολογίστηκαν τα φορτία αντοχής για τις διάφορες διατομές, όπως αντίστοιχα και για τα διάφορα ανοίγματα. Αξίζει να σημειωθεί πως οι φορτίσεις έγιναν με δοκιμαστικές τιμές φορτίων, με τη μέγιστη τιμή να επιβάλλεται στη στεφάνη του πλαισίου, έως ότου η διατομή του φορέα να κριθεί ανεπαρκής. Έπειτα, η δημιουργία των γραφικών παραστάσεων των αποτελεσμάτων συνετέλεσε στην εκτενή μελέτη, αξιολόγηση, αλλά και σύγκριση της συμπεριφοράς των δύο τύπων χαλύβδινων πλαισίων. Τέλος, σύμφωνα με τον δείκτη βαθμονόμησης της βραχόμαζας RMR εκτιμήθηκε η απαιτούμενη πίεση υποστήριξης, σύμφωνα με την οποία προτάθηκαν λύσεις για τις περιπτώσεις, όπου ο φορέας δεν επαρκεί.

ABSTRACT

The steel arches consist a necessary type of support in underground works such as tunnels. The aim of this thesis is at first to examine the capacity of two types of steel arches (the semicircular and the circular type) and afterwards to compare this capacity with the demand of support which has been calculated from Rock Mass Rating of Bieniawski. In order to aim the objectives of this thesis SOFISTIK has been used. SOFISTIK is one of the most recognized programs used for the construction industry based on the method of finite elements. The analysis which has been used is the linear analysis for a lot of different kinds of diameters of tunnels (6 – 12m) and types of steel Cross – sections (HEA, HEB, HEM, IPE). Also, the ultimate loads are calculated with the aid of the equations of Eurocode 3 with test methods of different loads. Therefore, the results are compared with the demand support which has been measured from the Rock Mass Rating of Bieniawski and then the curves are designed respectively. At the conclusion of this dissertation the results are summarized and proposals are made about further investigation as well.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγικά στοιχεία για τα χαλύβδινα πλαίσια 1

1.1 Ιστορική αναδρομή 1

1.2 Μέτρα υποστήριξης ενός υπόγειου ανοίγματος 1

1.3 Η έννοια της προσωρινής υποστήριξης και της μόνιμης επένδυσης ενός υπόγειου ανοίγματος 2

1.4 Η έννοια των χαλύβδινων πλαισίων 3

1.5 Είδη χαλύβδινων πλαισίων 4

1.5.1 Βαριά πλαίσια 4

1.5.2 Ελαφρά πλαίσια 6

1.6 Στοιχεία ολοκλήρωσης των χαλύβδινων πλαισίων 9

1.7 Σπουδαιότητα της χρήσης χαλύβδινων πλαισίων στα υπόγεια έργα 10

1.8 Δείκτες ταξινόμησης της βραχόμαζας και επιλογή βέλτιστου τύπου αντιστήριξης 11

1.9 Χαρακτηριστικό παράδειγμα υποστήριξης σήραγγας με χρήση χαλύβδινων πλαισίων16

1.10 Βιβλιογραφική ανασκόπηση σχετικών ερευνητικών εργασιών 18

1.10.1 Γενικά 18

1.10.2 Χαρακτηριστικά συστημάτων υποστήριξης από χάλυβα και αποτελέσματα προηγούμενων ερευνών 19

Κεφάλαιο 2: Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών με βάση τους Ευρωκώδικες 22

2.1 Γενικά για τον σχεδιασμό των κατασκευών 22

2.2 Μέθοδοι διαστασιολόγησης 23

2.3 Κανονισμοί 24

2.4 Ευρωκώδικες 24

2.4.1 Η εξέλιξη των Ευρωκωδίκων 24

2.4.2 Βασικές αρχές των Ευρωκωδίκων 26

2.5 Οριακές Καταστάσεις 26

2.5.1 Μέθοδοι ελέγχων 27

2.6 Ευρωκώδικας 3 27

2.7 Δράσεις 27

2.8 Χάλυβας 28

2.8.1 Γενικά στοιχεία 28

2.8.2 Μηχανική συμπεριφορά του χάλυβα 29

2.8.3 Ποιότητες δομικών χαλύβων 31
2.8.4 Παράμετροι υλικού του χάλυβα 32
2.8.5 Χαλύβδινες Διατομές 32
2.9 Μέθοδοι Στατικής Ανάλυσης 34
2.10 Σκοπός της κατηγοριοποίησης των διατομών 36
2.11 Οι κλάσεις των διατομών 37
2.11.1 Κατάταξη των διατομών σε κλάσεις 37
2.12 Μεμονωμένα εντατικά μεγέθη 40
2.12.1 Συντελεστές ασφαλείας για τις αντοχές 41
2.12.2 Απαιτούμενοι Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας 41
Κεφάλαιο 3: Παρουσίαση Προσομοιώματος 44
3.1 Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων 44
3.2 Πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SOFISTIK 45
3.3 Διαδικασία Προσομοίωσης-Μοντελοποίησης 46
Κεφάλαιο 4: Ανάλυση και μελέτη της απόκρισης των χαλύβδινων πλαισίων 53
4.1 Διάκριση χαλύβδινων πλαισίων ανάλογα με τη γεωμετρία τους 53
4.2 Κατανομή φορτίων στα χαλύβδινα πλαίσια 54
4.3 Ανάλυση και μελέτη της ευστάθειας του ημικυκλικού τύπου πλαισίου (SC-Type) 57
4.3.1 Γραμμική ανάλυση και υπολογισμός του φορτίου αντοχής του φορέα σύμφωνα με τον EC 3 57
4.3.2 Υπολογισμός βέλους κάμψης και σύγκριση με τις αναπτυσσόμενες μετατοπίσεις65
4.3.3 Κατηγοριοποίηση διατομής τύπου “I” σύμφωνα με τον EC 3 67
4.4 Ανάλυση και μελέτη της ευστάθειας του κυκλικού τύπου πλαισίου (C-Type) 69
4.4.1 Γραμμική ανάλυση και υπολογισμός του φορτίου αντοχής του φορέα σύμφωνα με τον EC 3 69
4.4.2 Σύγκριση των αναπτυσσόμενων μετατοπίσεων μεταξύ των δύο τύπων πλαισίων78
4.4.3 Κατηγοριοποίηση διατομής τύπου “I” σύμφωνα με τον EC 3 79
4.5 Πινακοποίηση αποτελεσμάτων και δημιουργία γραφικών παραστάσεων 81
4.5.1 Αποτελέσματα των φορτίων αντοχής για τον ημικυκλικό τύπο πλαισίου (SC-Type)81
4.5.2 Σχολιασμός των αποτελεσμάτων 88
4.5.3 Αποτελέσματα των φορτίων αντοχής για τον κυκλικό τύπο πλαισίου (C-Type) 89
4.5.4 Σχολιασμός των αποτελεσμάτων και σύγκριση των δύο τύπων 95
4.6 Βαθμονόμηση βραχόμαζας για τον υπολογισμό της απαιτούμενης υποστήριξης 96
4.6.1 Σύστημα γεωτεχνικής ταξινόμησης της βραχόμαζας από τον Bieniawski (RMR) ..96

4.6.2 Καμπύλες προσφερόμενης – απαιτούμενης υποστήριξης από πλαίσια πρότυπων διατομών και σχολιασμός αποτελεσμάτων.....97
4.7 Παραδοχές για την ανάλυση και μελέτη του φορέα.....104
Κεφάλαιο 5: Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις.....105

Κατάλογος σχημάτων

Σχήμα 4.5.1.1: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEA για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.83

Σχήμα 4.5.1.2: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEB για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.84

Σχήμα 4.5.1.3: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEM για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.85

Σχήμα 4.5.1.4: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής IPE για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.86

Σχήμα 4.5.1.5: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για υπόγειο άνοιγμα 6m……...Σελ.87

Σχήμα 4.5.1.6: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για υπόγειο άνοιγμα 8m……...Σελ.87

Σχήμα 4.5.1.7: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για υπόγειο άνοιγμα 10m……...Σελ.88

Σχήμα 4.5.1.8: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για υπόγειο άνοιγμα 12m……...Σελ.88

Σχήμα 4.5.1.9: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για υπόγειο άνοιγμα 15m……...Σελ.89

Σχήμα 4.5.3.1: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου διατομής HEA για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.90

Σχήμα 4.5.3.2: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου διατομής HEB για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.91

Σχήμα 4.5.3.3: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου διατομής HEM για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.92

Σχήμα 4.5.3.4: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου διατομής IPE για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.93

Σχήμα 4.5.3.5: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου για υπόγειο άνοιγμα 6m……Σελ.94

Σχήμα 4.5.3.6: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου για υπόγειο άνοιγμα 8m……Σελ.94

Σχήμα 4.5.3.7: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου για υπόγειο άνοιγμα 10m……..Σελ.95

Σχήμα 4.5.3.8: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου για υπόγειο άνοιγμα 12m……..Σελ.95

Σχήμα 4.5.3.9: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου για υπόγειο άνοιγμα 15m……...Σελ.96

Σχήμα 4.6.2.1: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για ημικυκλικό πλαίσιο διατομής HEA……Σελ.99

Σχήμα 4.6.2.2: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για ημικυκλικό πλαίσιο διατομής HEB……Σελ.99

Σχήμα 4.6.2.3: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για ημικυκλικό πλαίσιο διατομής HEM ……Σελ.100

Σχήμα 4.6.2.4: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για ημικυκλικό πλαίσιο διατομής IPE……Σελ.100

Σχήμα 4.6.2.5: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για κυκλικό πλαίσιο διατομής HEA……...Σελ.102

Σχήμα 4.6.2.6: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για κυκλικό πλαίσιο διατομής HEB ……...Σελ.103

Σχήμα 4.6.2.7: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για κυκλικό πλαίσιο διατομής HEM……...Σελ.103

Σχήμα 4.6.2.8: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για κυκλικό πλαίσιο διατομής IPE……...Σελ.104

Κατάλογος πινάκων

Πίνακας 2.4.1.1: Πρόγραμμα Ευρωκωδίκων……Σελ.25

Πίνακας 2.7.1: Ταξινόμηση δράσεων……Σελ.28

Πίνακας 2.7.2: Συντελεστές ασφαλείας……Σελ.28

Πίνακας 2.8.3.1: Πρότυπες ποιότητες χάλυβα……Σελ.31

Πίνακας 2.8.4.1: Τιμές σχεδιασμού των παραμέτρων του υλικού……Σελ.32

Πίνακας 2.11.1.1: Κατηγοριοποίηση διατομής για εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα και προεξέχοντα πέλματα……Σελ.38

Πίνακας 2.12.1.1: Τιμές συντελεστών ασφαλείας……Σελ.41

Πίνακας 2.12.2.1: Έλεγχος σε θλίψη……Σελ.42

Πίνακας 2.12.2.2: Έλεγχος σε διάτμηση……Σελ.42

Πίνακας 2.12.2.3: Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη……Σελ.42

Πίνακας 2.12.2.4: Έλεγχος αντοχής σε συνδυασμένη διάτμηση και κάμψη……Σελ.43

Πίνακας 2.12.2.5: Έλεγχος αντοχής σε συνδυασμένη κάμψη και αξονική δύναμη……Σελ.44

Πίνακας 3.3.1: Γενικές ιδιότητες χάλυβα ποιότητας S355……Σελ.47

Πίνακας 3.3.2: Μηχανικές ιδιότητες χάλυβα ποιότητας S355……Σελ.47

Πίνακας 4.3.3.1: Μέγιστες τιμές της μέσης τάσης κορμού σ_w (N/mm2) για την κατηγοριοποίηση των διατομών σε ΚΛΑΣΗ 1……Σελ.69

Πίνακας 4.5.1.1: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEA για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……Σελ.83

Πίνακας 4.5.1.2: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEB για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……Σελ.84

Πίνακας 4.5.1.3: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEM για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……Σελ.85

Πίνακας 4.5.1.4 Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής IPE για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……Σελ.86

Πίνακας 4.5.3.1: Φορτίο αντοχής υποστήριξης κυκλικού πλαισίου διατομής HEA για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.90

Πίνακας 4.5.3.2: Φορτίο αντοχής υποστήριξης κυκλικού πλαισίου διατομής HEB για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.91

Πίνακας 4.5.3.3: Φορτίο αντοχής υποστήριξης κυκλικού πλαισίου διατομής HEM για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.92

Πίνακας 4.5.3.4: Φορτίο αντοχής υποστήριξης κυκλικού πλαισίου διατομής IPE για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m……..Σελ.93

Πίνακας 4.6.1.1: Σύστημα βαθμονόμησης RMR……..Σελ.97

Κατάλογος εικόνων

Εικόνα 1.5.1: Βαριά πλαίσια με διατομή HEB (Σοφιανός 2012)……Σελ.4

Εικόνα 1.5.2: Ελαφρά πλαίσια τύπου Lattice Grider (Σοφιανός 2012)……Σελ.4

Εικόνα 1.5.1.1: Πλαίσια από απλές διατομές μορφοχάλυβα (Σοφιανός 2012)……Σελ.5

Εικόνα 1.5.1.2: Πλαίσια από ζεύγη διατομών μορφοχάλυβα (Σοφιανός 2012)……..Σελ.5

Εικόνα 1.5.1.3: Δικτύωμα μορφοχάλυβα (Σοφιανός 2012)……..Σελ.6

Εικόνα 1.5.2.1: Υποχωρούσες και άκαμπτες συνδέσεις δοκών διατομής ΤΗ (Σοφιανός 2012).....Σελ.7

Εικόνα 1.5.2.2: Σύνδεση δικτυωτού πλαισίου Romtech ™ (Σοφιανός 2012)……..Σελ.8

Εικόνα 1.5.2.3: Δικτυωτά πλαίσια 3 και 4 ράβδων οπλισμού (Jorimann, 2010)……Σελ.9

Εικόνα 1.6.1: Τοποθέτηση δικτυωτών πλαισίων στην σήραγγα Πλατάνου……Σελ.10

Εικόνα 1.8.1: Επιλογή μέτρων υποστήριξης για εύρος ανοίγματος από 6 έως 12m (DEREE ET ALL. 1970)……..Σελ.12

Εικόνα 1.8.2: Ενδεικτικός οδηγός επιλογής υποστήριξης σήραγγας πεταλοειδούς μορφής όχι για πολύ μεγάλο βάθος με συμβατική μέθοδο διάνοιξης (Bieniawski 1989)……Σελ.13

Εικόνα 1.8.3: Κατά προσέγγιση μέγιστη ικανότητα για διαφορετικά συστήματα υποστήριξης σε κυκλικό τούνελ (Hoek and Brown 1980)……Σελ.14

Εικόνα 1.8.4: Υποστήριξη με βάση την μέγιστη πίεση pimax (Hoek and Brown 1980)……Σελ.15

Εικόνα 1.8.5: Ενδεικτικά μέτρα άμεσης υποστήριξης με βάση τις αναμενόμενες συγκλίσεις (Μαρίνος)……Σελ.16

Εικόνα 1.9.1: Πρότυπες διατομές για την εκσκαφή και την υποστήριξη της σήραγγας Πλατάνου……Σελ.17

Εικόνα 1.9.2: Ακολουθία μεταλλικών πλαισίων στη σήραγγα Πλατάνου……Σελ.18

Εικόνα 1.10.2.1: Φορτίο αντοχής μεταλλικών πλαισίων σύμφωνα με τους Mitri και Hassani (1990)……Σελ.20

Εικόνα 1.10.2.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά Η διατομής (Mitri and Khan 1991)……..Σελ.20

Εικόνα 1.10.2.3: Φορτίο αντοχής σε ημικυκλικό πλαίσιο (Mitri and Khan 1991)……..Σελ.21

Εικόνα 1.10.2.4: Φορτίο αντοχής σε κυκλικό πλαίσιο (Mitri and Khan 1991) ……..Σελ.21

Εικόνα 1.10.2.5: Φορτίο αντοχής σε πλαίσιο με καμπυλόγραμμα πόδια (Mitri and Khan 1991) ……..Σελ.21

Εικόνα 1.10.2.6: Φορτίο αντοχής σε πλαίσιο με ευθύγραμμα πόδια (Mitri and Khan 1991)…Σελ.21

Εικόνα 2.8.2.1: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων……..Σελ.30

Εικόνα 2.8.5.1: Διαστάσεις και άξονες διατομών……..Σελ.33

Εικόνα 3.2.1: Είδη πεπερασμένων στοιχείων που περιλαμβάνονται στο λογισμικό SOFISTIK……..Σελ.46

Εικόνα 3.3.1: Χαρακτηριστικά διατομής HEA 120 από το λογισμικό SOFISTIK……..Σελ.48

Εικόνα 3.3.2: Χαρακτηριστικά διατομής HEB 120 από το λογισμικό SOFISTIK……Σελ.48

Εικόνα 3.3.3: Χαρακτηριστικά διατομής HEM 120 από το λογισμικό SOFISTIK……Σελ.49

Εικόνα 3.3.4: Χαρακτηριστικά διατομής IPE 120 από το λογισμικό SOFISTIK……Σελ.49

Εικόνα 3.3.5: Απεικόνιση της γεωμετρίας του ημικυκλικού φορέα στο περιβάλλον του AutoCAD……Σελ.50

Εικόνα 3.3.6: Απεικόνιση της γεωμετρίας του κυκλικού φορέα στο περιβάλλον του AutoCAD……Σελ.51

Εικόνα 3.3.7: Απεικόνιση του ημικυκλικού φορέα και επιβολή ημιτονοειδούς φόρτισης στο περιβάλλον του AutoCAD……Σελ.51

Εικόνα 3.3.8: Απεικόνιση του κυκλικού φορέα και επιβολή ημιτονοειδούς φόρτισης στο περιβάλλον του AutoCAD……Σελ.52

Εικόνα 3.3.9: Εξαγωγή του φορέα από το περιβάλλον του AutoCAD στο λογισμικό του SOFISTIK……Σελ.53

Εικόνα 3.3.10: Εξαγωγή του φορέα από το περιβάλλον του AutoCAD στο λογισμικό του SOFISTIK……Σελ.53

Εικόνα 4.1.1: Τύποι πλαισίων με βάση την γεωμετρία τους (Mitri and Hassani 1990)……Σελ.54

Εικόνα 4.2.1: Απόδοση διαφορετικών κατανομών φόρτισης στο φορτίο αντοχής της υποστήριξης (SC-Type), Mitri and Hassani 1990……Σελ.56

Εικόνα 4.2.2: Απόδοση διαφορετικών κατανομών φόρτισης στο φορτίο αντοχής της υποστήριξης (D-Type), Mitri and Hassani 1990……..Σελ.56

Εικόνα 4.2.3: Απόδοση διαφορετικών κατανομών φόρτισης στο φορτίο αντοχής της υποστήριξης (A-Type), Mitri and Hassani 1990……..Σελ.56

Εικόνα 4.3.1.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων Nx για φορτίο P=67KN/m……Σελ.58

Εικόνα 4.3.1.2: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz για φορτίο P=67KN/m……Σελ.58

Εικόνα 4.3.1.3: Διάγραμμα καμπτικών ροπών My για φορτίο P=67KN/m……Σελ.59

Εικόνα 4.3.1.4: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων Nx για φορτίο P=68KN/m……..Σελ.61

Εικόνα 4.3.1.5: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz για φορτίο P=68KN/m……..Σελ.62

Εικόνα 4.3.1.6: Διάγραμμα καμπτικών ροπών My για φορτίο P=68KN/m……..Σελ.62

Εικόνα 4.3.2.1: Παραμορφωμένος φορέας για P=67KN/m……..Σελ.66

Εικόνα 4.3.2.2: Κατακόρυφες μετακινήσεις (mm) για P=67KN/m……..Σελ.66

Εικόνα 4.3.2.3: Βέλος κάμψης για αμφίπακτη δοκό κατά Marcus……..Σελ.67

Εικόνα 4.4.1.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων Nχ για φορτίο P= 50KN/m……..Σελ.71

Εικόνα 4.4.1.2: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz για P= 50KN/m……..Σελ.71

Εικόνα 4.4.1.3: Διάγραμμα καμπτικών ροπών My για φορτίο P= 50KN/m……..Σελ.72

Εικόνα 4.4.1.4: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων Nχ για φορτίο P= 51KN/m……..Σελ.74

Εικόνα 4.4.1.5: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz για φορτίο P=51KN/m……..Σελ.74

Εικόνα 4.4.1.6: Διάγραμμα καμπτικών ροπών My για φορτίο P= 51KN/m……..Σελ.75

Εικόνα 4.4.2.1: Παραμορφωμένος φορέας για P= 50KN/m……..Σελ.79

Εικόνα 4.4.2.2: Κατακόρυφες μετακινήσεις (mm) για P= 50KN/m……..Σελ.79

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγικά στοιχεία για τα χαλύβδινα πλαίσια

1.1 Ιστορική αναδρομή

Παλαιότερα για την προστασία ενός υπόγειου ανοίγματος, όπως είναι η σήραγγα, χρησιμοποιούνταν στοιχεία από ξύλο ή τούβλα. Κατά την είσοδο του 19ου αιώνα ξεκίνησε η σποραδική χρήση του χάλυβα ως μέτρο αντιστήριξης για τη διάνοιξη σηράγγων. Στις αρχές του 1930 ξεκίνησε μία πιο ευρεία χρήση και αναγνωρισημότητα του χάλυβα, ειδικά στην περίπτωση των βαθιών σηράγγων στις αστικές περιοχές του Λονδίνου, όπου ο χάλυβας χαρακτηρίστηκε ως το πλέον απαραίτητο υλικό για την υποστήριξη τέτοιου είδους τεχνικών έργων. Σε όρους κατασκευής η πιο κοινή μορφή υποστήριξης χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε, ήταν οι λεγόμενες “rolled steel sections” “I” και “H” λυγισμένες, συγκολλημένες και βιδωμένες διατομές, έτσι ώστε να μπορούν να σχηματίσουν μία αψίδα η οποία να χωράει στο συγκεκριμένο άνοιγμα της εκάστοτε σήραγγας. Το κύριο μειονέκτημα όμως αυτής της μεθόδου ήταν η δυσκίνητη φύση της βαριάς αυτής αψίδας.

Στις μέρες μας, λόγω της ολοένα αυξανόμενης υπόγειας εκμετάλλευσης και των μεγαλύτερων απαιτήσεων που έχουν προκύψει, είναι απαραίτητη η δημιουργία και κατ’ επέκταση εφαρμογή περισσότερο εύχρηστων δομικών στοιχείων από χάλυβα. Εάν λάβουμε υπόψη τη κατανομή των τάσεων γύρω από την περιβάλλουσα βραχόμαζα σε μία υπόγεια κατασκευή, τα χαλύβδινα πλαίσια φαίνεται να είναι η πλέον βέλτιστη λύση, εφόσον έχουν τη δυνατότητα να προσαρμοστούν στα διαφορετικά υπόγεια ανοίγματα και να λάβουν οποιοδήποτε σχήμα απαιτηθεί.

1.2 Μέτρα υποστήριξης ενός υπόγειου ανοίγματος

Για την υποστήριξη ενός υπόγειου ανοίγματος διατίθενται διάφορα είδη μέτρων, όπως είναι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, τα αγκύρια, καθώς και τα μεταλλικά τόξα.

Η επιλογή του κατάλληλου τρόπου υποστήριξης εξαρτάται από τους ακόλουθους παράγοντες:

- την αντοχή της περιβάλλουσας βραχόμαζας
- τις υδρολογικές, γεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν στην ευρύτερη περιοχή του έργου
- τον τρόπο διάνοιξης του υπόγειου ανοίγματος (όπως για παράδειγμα με χρήση εκρηκτικών υλών ή με χρήση μηχανών TBM)

- το είδος χρήσης του υπόγειου ανοίγματος (όπως για παράδειγμα υδραυλική, σιδηροδρομική ή οδική σήραγγα)

Κρίνεται αναγκαίο να συνεκτιμώνται όλοι οι παραπάνω παράγοντες για την επιλογή της κατάλληλης υποστήριξης, η οποία καλείται επιπρόσθετα να πληροί τις παρακάτω προϋποθέσεις:

- εύκολη εφαρμογή κατά την εγκατάσταση
- κατάλληλη για διαφορετικά ανοίγματα σηράγγων
- ευκολία σε περιπτώσεις ενίσχυσης της ήδη υπάρχουσας υποστήριξης
- αξιόπιστη στις αρθρώσεις των στοιχείων που την απαρτίζουν

Αξίζει να σημειωθεί πως η υποστήριξη μίας σήραγγας που ακολουθεί τη διαδικασία της εκσκαφής περιλαμβάνει δύο στάδια. Το πρώτο αφορά τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης και το δεύτερο στάδιο αφορά τα μέτρα τελικής επένδυσης. Τα μέτρα αυτά τόσο για την άμεση υποστήριξη, όσο και για την τελική επένδυση κινούνται στα πλαίσια προδιαγραφών, παρόλα αυτά μπορεί να διαφοροποιηθούν ανάλογα με τις γεωλογικές και γεωτεχνικές ιδιαιτερότητες του κάθε τεχνικού έργου.

1.3 Η έννοια της προσωρινής υποστήριξης και της μόνιμης επένδυσης ενός υπόγειου ανοίγματος

Τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης εφαρμόζονται παράλληλα με τη διάνοιξη της σήραγγας και χρησιμοποιούνται για την αποτροπή πιθανόν καταπτώσεων της περιβάλλουσας βραχόμαζας, ενώ η τελική επένδυση εφαρμόζεται μετά τη διάνοιξη και προτού ξεκινήσουν οι διεργασίες της ασφαλτόστρωσης. Η προσωρινή υποστήριξη εφαρμόζεται απευθείας μετά τη διάνοιξη για τη προσωρινή ευστάθεια της διατομής και τον περιορισμό των συγκλίσεων των τοιχωμάτων και της καθίζησης του εδάφους. Από την άλλη πλευρά, ο σκοπός της τελικής επένδυσης είναι η ανάληψη μακροχρόνιων και υδραυλικών φορτίων και η επίτευξη επαρκούς στεγανότητας. Συνήθως κατασκευάζεται μετά την ολοκλήρωση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης του συνόλου του μήκους της σήραγγας, αλλά οπωσδήποτε αφού η σήραγγα ισορροπήσει με την άμεση υποστήριξη.

Γενικά θεωρείται ότι τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης παύουν να αναλαμβάνουν φορτία με την πάροδο του χρόνου, μετά την κατασκευή της τελικής επένδυσης, διότι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα της προσωρινής υποστήριξης έχει μεγαλύτερο ερπυσμό από το έγχυτο σκυρόδεμα της τελικής επένδυσης, τα χαλύβδινα πλαίσια συνήθως δεν έχουν την απαραίτητη επικάλυψη και διαβρώνονται, όπως επίσης και τα αγκύρια διαβρώνονται και έρπουν λόγω παρεμπόδισης της μετακίνησης της κεφαλής τους. Οι βασικές αρχές του σχεδιασμού της τελικής επένδυσης σηράγγων είναι να αναλάβει το φορτίο των προσωρινών αγκυρίων (σε βραχόμαζα με έντονα

ερπυστική συμπεριφορά, ή πιθανότητα διάβρωσης των αγκυρίων), το φορτίο των χαλύβδινων πλαισίων σε περίπτωση που έχουν ανεπαρκή επικάλυψη και μπορούν να διαβρωθούν, το φορτίο του εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε περίπτωση που έχει έντονο ερπυσμό (λόγω των προσμίκτων), μέρος του φορτίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ώστε το απομένον φορτίο να ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας μονίμου έργου (κατά την άμεση υποστήριξη της σήραγγας το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μπορεί να λειτουργεί με μειωμένο συντελεστή ασφαλείας), τυχόν αυξημένα μακροχρόνια φορτία της βραχόμαζας λόγω ερπυσμού, τυχόν υδατικές πιέσεις λόγω πλημμελούς αποστράγγισης ή απρόβλεπτης απόφραξης του συστήματος αποστράγγισης, τυχόν φορτία από μελλοντικές κατασκευές που φορτίζουν τη σήραγγα, τυχόν σεισμική επιφόρτιση της σήραγγας.

Τα μεταλλικά τόξα μπορούν να χρησιμοποιηθούν τόσο στη προσωρινή υποστήριξη, όσο και στη μόνιμη επένδυση.

1.4 Η έννοια των χαλύβδινων πλαισίων

Ο όρος πλαίσιο γενικά χαρακτηρίζει οποιαδήποτε δύσκαμπτη και ασυνεχή κατά μήκος του υπόγειου ανοίγματος κατασκευή, που τοποθετείται στο τοίχωμά του με σκοπό την υποστήριξη αυτού. Από σχεδιαστική άποψη το σύστημα είναι ουσιαστικά παθητικό, δηλαδή η ύπαρξη εδαφικής μετακίνησης είναι απαραίτητη προϋπόθεση, έτσι ώστε η υποστήριξη να ξεκινήσει να παραλαμβάνει τα αντίστοιχα φορτία.

Λόγω των διαφορετικών λειτουργιών που μπορούν να εκτελούν τα πλαίσια από χάλυβα, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή του τύπου, ώστε να καθοριστεί επακριβώς η λειτουργία του. Πιο συγκεκριμένα, σε περιπτώσεις όπου η βραχόμαζα είναι αρκετά κατακερματισμένη, αλλά ωστόσο έχει ικανές γεωτεχνικές ιδιότητες, ο μόνος σκοπός των πλαισίων είναι η προστασία των εργαζομένων κατά την διάρκεια της διάνοιξης από πιθανές καταπτώσεις τεμαχών. Σε αντίθετες περιπτώσεις, όπου τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της βραχόμαζας δεν είναι αρκετά καλά, η εγκατάσταση των πλαισίων έχει ως σκοπό την καθυστέρηση της παραμόρφωσης, αλλά και της σύγκλισης των τοιχωμάτων της σήραγγας. Οποιαδήποτε λειτουργία και αν επιτελούν τα πλαίσια, επιλέγονται ώστε να είναι συμβατά με τις συνθήκες διάνοιξης που επικρατούν κάθε φορά, καθώς και τους περιορισμούς που μπορούν να προκύψουν.

1.5 Είδη χαλύβδινων πλαισίων

Τα μεταλλικά τόξα μπορούν να χρησιμοποιηθούν για προστασία, ενίσχυση ή υποστήριξη και αναλόγως τον σκοπό χρήσης τους, κατηγοριοποιούνται σε βαριά και ελαφρά, όπως αντίστοιχα φαίνεται στις εικόνες που απεικονίζονται στη συνέχεια.

Εικόνα 1.5.1: Βαριά πλαίσια με διατομή HEB (Σοφιανός 2012)

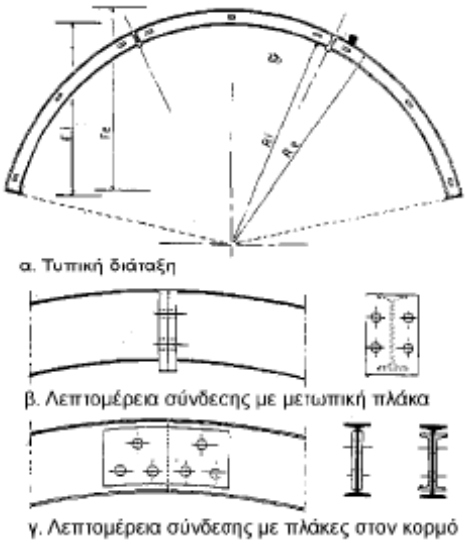
Εικόνα 1.5.2: Ελαφρά πλαίσια τύπου Lattice Girder (Σοφιανός 2012)

1.5.1 Βαριά πλαίσια

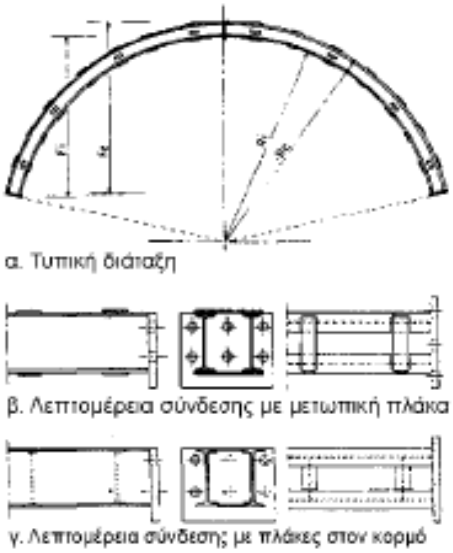
Η συγκεκριμένη κατηγορία πλαισίων χρησιμοποιείται κυρίως για υποστήριξη ή ενίσχυση. Τα βαριά πλαίσια είναι απαραίτητα σε περιπτώσεις όπου απαιτείται η διατήρηση του ανοίγματος, ή σε περιπτώσεις όπου η έκταση της πλαστικής ζώνης γύρω από την βραχόμαζα πρέπει να είναι πολύ περιορισμένη, όπως συμβαίνει στις αστικές περιοχές και σε περιπτώσεις αβαθών σηράγγων. Τα πλαίσια αυτά αποτελούνται από πρότυπες δοκούς μορφοχάλυβα διατομής απλής ή σε ζεύγος, από δικτυώματα μοχλοβραχίονα και από αρθρωτές δοκούς.

Πρότυπες διατομές

Γενικά, οι πρότυπες διατομές μορφοχάλυβα που χρησιμοποιούνται είναι IPE, HEA, HEB. Κάθε πλαίσιο αποτελείται από κάποια επιμέρους στοιχεία που ο αριθμός τους εξαρτάται από το άνοιγμα του υπόγειου ανοίγματος και διαμορφώνονται με βάση αυτό. Το μήκος των στοιχείων αυτών καθορίζεται με βάση τον ελεύθερο χώρο διέλευσης, καθώς επίσης και σύμφωνα με το βάρος που αντέχει ο εξοπλισμός και τα μηχανήματα. Όταν επιδιώκεται να αυξηθεί η ροπή αδράνειας των πλαισίων με περιορισμό του ύψους της διατομής τους, τότε μπορούν να χρησιμοποιηθούν ζεύγη διατομών μορφοχάλυβα. Τα ζεύγη διατομών έχουν το συγκριτικό πλεονέκτημα ότι διαθέτουν καλή εγκάρσια δυσκαμψία, που τις καθιστά ικανότερες σε λυγισμό και στα αποτελέσματα των ανατινάξεων. Στις ακόλουθες φωτογραφίες εμφαίνονται τα είδη πρότυπων διατομών μορφοχάλυβα:



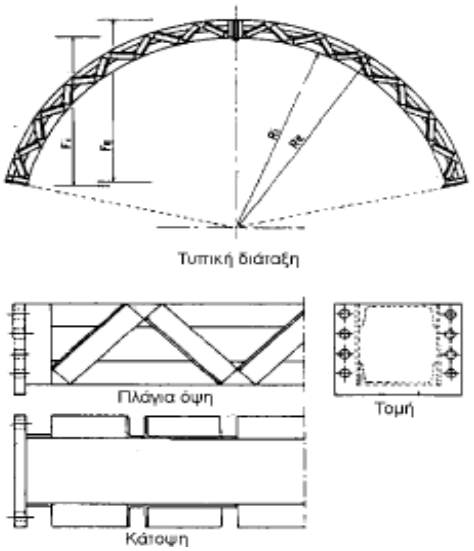
Εικόνα 1.5.1.1: Πλαίσια από απλές διατομές μορφοχάλυβα (Σοφιανός 2012)



Εικόνα 1.5.1.2: Πλαίσια από ζεύγη διατομών μορφοχάλυβα (Σοφιανός 2012)

Δικτύωμα

Με τη δημιουργία δικτυώματος από μορφοχάλυβα, μπορούν να κατασκευαστούν πλαίσια με υψηλή ροπή αδράνειας, χωρίς όμως μεγάλη αύξηση του βάρους τους. Υπάρχουν πολλοί τύποι δικτυωμάτων που κατασκευάζονται από πρότυπες διατομές. Ο πιο συνηθισμένος τύπος δικτυώματος από μορφοχάλυβα αποτελείται από δύο δοκούς “U” καμπυλωμένες στο σχήμα του θόλου και συνδεδεμένες μεταξύ τους με διαγώνια γωνιακά ελάσματα (εικόνα 5). Ο εν λόγω τύπος δικτυώματος είναι ακριβός λόγω της ιδιαίτερης επεξεργασίας που απαιτείται και για τον λόγο αυτό, χρησιμοποιείται κατά προτίμηση σε μεγάλα υπόγεια ανοίγματα. (Σοφιανός 2012)



Εικόνα 1.5.1.3: Δικτύωμα μορφοχάλυβα (Σοφιανός 2012)

Αρθρωτά πλαίσια

Τα αρθρωτά πλαίσια αποτελούνται γενικά από δύο ή τρείς αρθρώσεις. Τοποθετούνται σε περιπτώσεις όπου προβλέπεται πως η τοποθέτηση της τελικής επένδυσης θα ακολουθήσει σε σταθερή απόσταση από το μέτωπο, καθώς και σε περιπτώσεις όπου τα πλαίσια δύναται να αφαιρούνται και να ανακτώνται πριν από την σκυροδέτηση. Συμπερασματικά προκύπτει πως αποτελούν μία εύκολη λύση τόσο για τη μείωση του χρόνου που απαιτείται για την εφαρμογή της υποστήριξης, όσο και για τη μείωση του κόστους της κατασκευής.

1.5.2 Ελαφρά πλαίσια

Τα ελαφρά πλαίσια διαθέτουν περιορισμένη φέρουσα ικανότητα και είναι ιδιαίτερα παραμορφώσιμα. Συγκριτικά με τα βαριά πλαίσια είναι ιδιαίτερα εύκολα στο χειρισμό τους και μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε για προστασία, είτε για την υποστήριξη της βραχόμαζας. Λόγω της ευκαμψίας που τα χαρακτηρίζει μπορούν να συνδυαστούν με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Οι τύποι ελαφρών μεταλλικών πλαισίων διακρίνονται σε ολισθαίνοντα πλαίσια, ελαφρές διατομές, πλαίσια από πτυχωμένα μεταλλικά φύλλα και δικτυωτά πλαίσια.

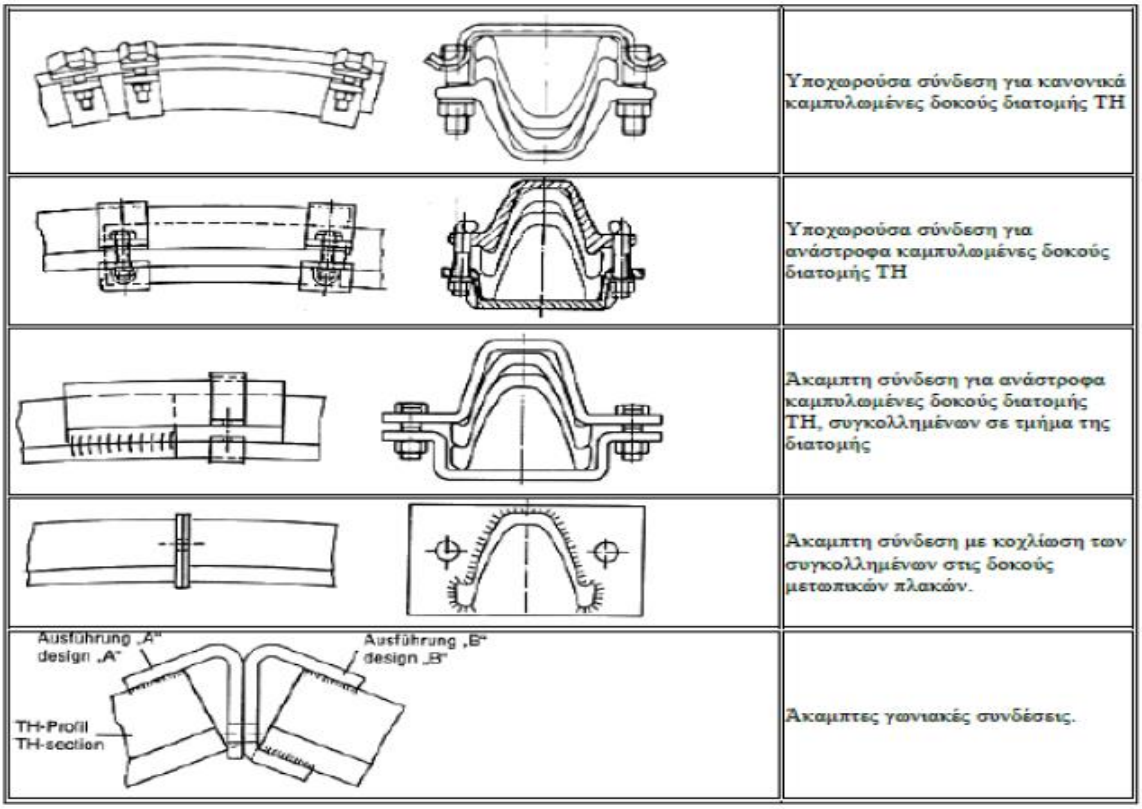
Ολισθαίνοντα πλαίσια

Στην περίπτωση των ολισθαινόντων πλαισίων βασικό ρόλο στην παραμορφωσιμότητά τους παίζει ο τρόπος που συνδέονται τα στοιχεία μεταξύ τους, ο οποίος επιτρέπει την ελεγχόμενη ολίσθηση μεταξύ των μεταλλικών στοιχείων (εικόνα 6). Ο τύπος των πλαισίων καθώς και η μεταξύ τους απόσταση στο υπόγειο άνοιγμα καθορίζονται, έτσι ώστε να επιτευχθεί η επιβράδυνση της μετακίνησης της περιβάλλουσας βραχόμαζας, όπως επίσης η σύγκλιση του υπόγειου ανοίγματος να μην υπερβαίνει τις μέγιστες αποδεκτές τιμές κατά το διάστημα μεταξύ της εκσκαφής και της τοποθέτησης της μόνιμης επένδυσης. Η διατομή που χρησιμοποιείται

συχνότερα είναι της μορφής “U”. Τέλος, τα ολισθαίνοντα πλαίσια χρησιμοποιούνται τόσο για προστασία, όσο και για υποστήριξη.

Ως προστασία τοποθετούνται σε υπόγεια ανοίγματα, όπου επικρατούν ευνοϊκές συνθήκες με σχετικά συμπαγείς βραχόμαζες και συνεπώς ο βασικός ρόλος του δεδομένου τύπου πλαισίων σε αυτή την περίπτωση, είναι η προστασία από επιφανειακή αστοχία των πετρωμάτων.

Ως υποστήριξη τοποθετούνται προκειμένου να επιτευχθεί η επιβράδυνση της παραμόρφωσης της βραχόμαζας και η σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας. Το ολισθαίνον πλαίσιο δύναται να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και ηλώσεις. Αξίζει να σημειωθεί πως αυτός ο τύπος υποστήριξης είναι καταλληλότερος για σήραγγες που έχουν μικρή ή μεσαία διατομή.



Εικόνα 1.5.2.1: Υποχωρούσες και άκαμπτες συνδέσεις δοκών διατομής TH (Σοφιανός 2012)

Ελαφρές διατομές

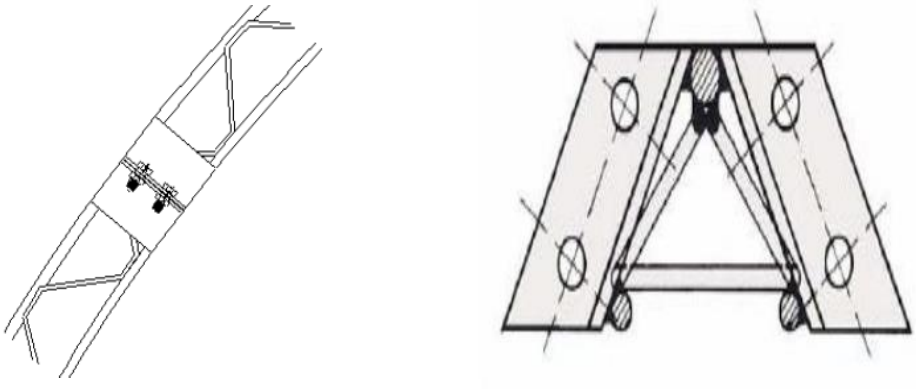
Η κατηγορία αυτή αναφέρεται σε πλαίσια από απλά πρότυπα ελάσματα, όπως για παράδειγμα από ελαφρές διατομές ή από ράγες, μολονότι δεν περιλαμβάνουν διατάξεις περιορισμού της αντίδρασης, μπορούν να ταξινομηθούν ως ελαφρά λόγω της χαμηλής ροπής αδράνειάς τους. Αυτή είναι η περίπτωση κάποιων διατομών όπως οι “U” από 10 έως 20 kg/m και οι ανακυκλωμένες ράγες. Σε σπάνιες περιπτώσεις χρησιμοποιούνται μόνες τους για μεγάλης διατομής σήραγγες.

Πτυχωτά φύλλα

Τα στοιχεία που είναι κατασκευασμένα από πτυχωμένα εν ψυχρώ φύλλα, είναι ελαφριά και λεπτά. Τοποθετούνται είτε ως ανεξάρτητοι δακτύλιοι σε κοντινή απόσταση μεταξύ τους, είτε εφαπτόμενοι εάν η βραχόμαζα είναι πολύ κατακερματισμένη, είτε τέλος σε συνδυασμό με έγχυτο σκυρόδεμα. Αξίζει να αναφερθεί πως η διαμόρφωση του φύλλου δυσχεραίνεται για μικρές διατομές, όπου η ακτίνα του θόλου δεν ξεπερνά το 1,50m.

Δικτυωτά πλαίσια

Ως μεταλλικά δικτυωτά πλαίσια υποστήριξης σηράγγων αναφέρονται οι μεταλλικοί φορείς που αποτελούνται από τοξωτές και ευθύγραμμες μεταλλικές δικτυωτές δοκούς. Οι δικτυωτοί αυτοί φορείς αντικαθιστούν συχνά τους φορείς ολόσωμης διατομής ως μέσο για τη προσωρινή υποστήριξη των σηράγγων. Χρησιμοποιούνται συχνά για την υποστήριξη σηράγγων, όπου οι συγκλίσεις της βραχόμαζας είναι μικρές και συγκεκριμένα της τάξης του 1/100 της διαμέτρου. Τα δικτυωτά πλαίσια αποτελούνται από ράβδους οπλισμού σκυροδέματος κεκαμμένες κατάλληλα, προκειμένου να ακολουθούν τη γεωμετρία της εκσκαφής. Ο πιο κοινός τύπος πλαισίου είναι με τρεις διαμήκεις ράβδους, μία επάνω και δύο κάτω, που συνδέονται με διαγώνιες και εγκάρσιες ράβδους μικρότερης διαμέτρου (εικόνα 7). Η τοποθέτησή τους γίνεται πιο εύκολα σε σχέση με τα υπόλοιπα πλαίσια, καθώς έχουν μικρότερο βάρος. Επίσης, συνεργάζονται πολύ καλά σε συνδυασμό με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αποτελώντας έτσι τον οπλισμό της τελικής επένδυσης. Τα δικτυωτά πλαίσια μεταφέρονται σε τόξα στο εργοτάξιο. Η τοποθέτησή τους πραγματοποιείται κοντά στο μέτωπο της σήραγγας, αμέσως μετά την εκσκαφή ή την εφαρμογή μίας προστατευτικής στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος.



Εικόνα 1.5.2.2: Σύνδεση δικτυωτού πλαισίου Romtech ™ (Σοφιανός 2012)

Lattice grider

Τα ολισθαίνοντα δικτυωτά πλαίσια μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε περιπτώσεις έκτακτης ανάγκης για υποστήριξη και συγκράτηση ασταθούς βραχόμαζας. Επιτρέπουν τον καλύτερο

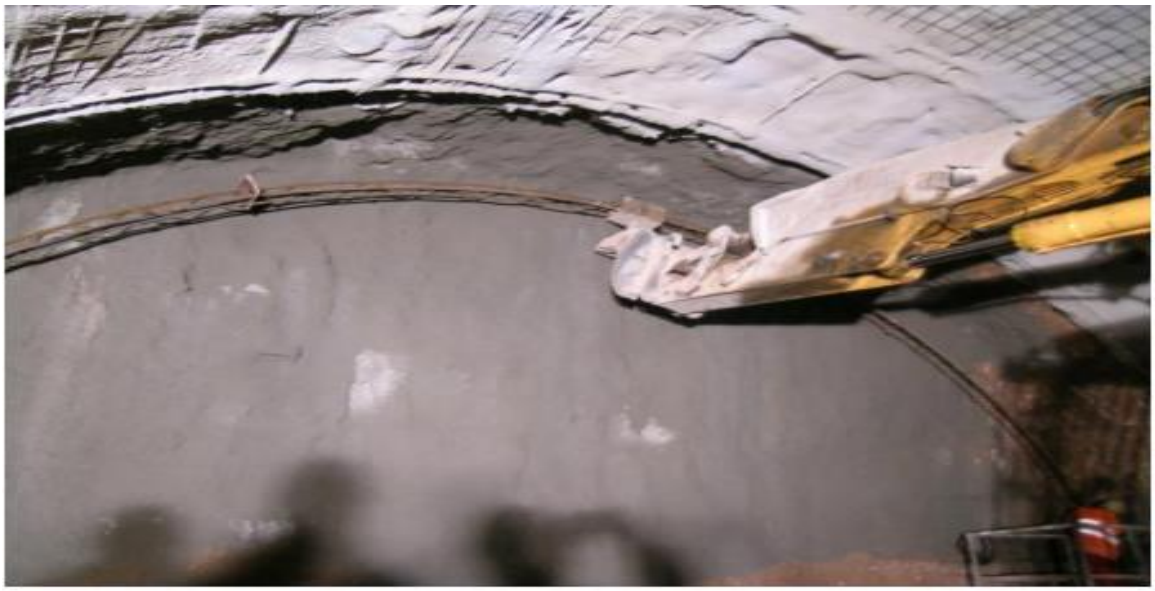
έλεγχο του μετώπου της εκσκαφής, αλλά και της ποσότητας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος που θα εγχυθεί. Ωστόσο, σε περιπτώσεις εδαφών με πολύ μικρή συνοχή ή σημαντικές ποσότητες νερού δεν είναι εφικτή η τοποθέτηση αυτού του είδους πλαισίου. Επίσης, σε περιπτώσεις μεγάλων συγκλίσεων σε μεγάλα βάθη ή μέσα σε εδάφη που διογκώνονται εύκολα, η ικανότητα ενός δακτυλίου από σκυρόδεμα ενισχυμένου από δικτυωτό πλαίσιο μπορεί να είναι ανεπαρκής.

Εικόνα 1.5.2.3: Δικτυωτά πλαίσια 3 και 4 ράβδων οπλισμού (Jorimann, 2010)

1.6 Στοιχεία ολοκλήρωσης των χαλύβδινων πλαισίων

Το πλαίσιο καλείται να περιλάβει και άλλα στοιχεία για την εξασφάλιση της απαραίτητης διάδρασης μεταξύ των παραμορφώσεων του πλαισίου και εκείνων του εδάφους. Τα πρόσθετα αυτά στοιχεία είναι η κάλυψη, η στερέωση και σφήνωση, η διαμήκης σύνδεση και η έδραση των πλαισίων. Η κάλυψη εξασφαλίζει τη συνέχεια της υποστήριξης των τοιχωμάτων της σήραγγας μεταξύ των πλαισίων και κρίνεται αναγκαία μόνο στην περίπτωση όπου οι μηχανικές ιδιότητες τους περιβάλλοντος πετρώματος είναι πάρα πολύ πτωχές, για να επιτύχει το ίδιο τη μεταφορά των φορτίων, χωρίς υπερβολική παραμόρφωση, με την στήριξή του άμεσα στα πλαίσια. Ακόμα είναι απαραίτητη για να αποτρέψει πιθανή ζημιά στην εκτεθειμένη επιφάνεια του πετρώματος ή τη διάβρωσή του από την ύπαρξη υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα. Ο πιο κοινός τύπος κάλυψης αποτελείται από πτυχωμένα μεταλλικά φύλλα, που μπορεί να είναι διάτρητα, τα οποία τοποθετούνται κατά μήκος του άξονα της σήραγγας και στηρίζονται στο εξωράχιο των πλαισίων. Για την αξιοποίηση της αντοχής των μεταλλικών στοιχείων, τα σημεία επαφής μεταξύ αυτών και του εδάφους απαιτείται να είναι επαρκώς κοντά και στιβαρά. Συνήθως ξύλινες ή μεταλλικές σφήνες τοποθετούνται στο εξωράχιο του τόξου και το πάχος τους εξαρτάται από την υπερεκσκαφή. Η πλήρης σφήνωση μπορεί να επιτευχθεί με τον εγκιβωτισμό στο σκυρόδεμα. Ο τρόπος έδρασης των μεταλλικών πλαισίων εξαρτάται από τον τύπο του πλαισίου και τη φέρουσα

ικανότητα του εδάφους. Στα βαριά μεταλλικά τόξα το έδρανο είναι δοκός κατά μήκος του άξονα της σήραγγας, ενώ στα ελαφρά μεταλλικά στοιχεία διαμορφώνεται πέλμα έδρασης σε έδαφος, ξύλινες σφήνες ή δοκούς. Σε περιπτώσεις όπου οι οριζόντιες πιέσεις είναι μεγάλες ή παρατηρείται διόγκωση της βραχόμαζας, χρησιμοποιούνται αντηρίδες, οι οποίες ενώνουν τα εκατέρωθεν πόδια. Προκειμένου να εξασφαλιστεί η διαμήκης διασύνδεση και δυσκαμψία των πλαισίων, καθώς και η αποτροπή φαινομένων λυγισμού, τοποθετούνται στρογγυλές ράβδοι που εισέρχονται σε διατρήματα. Στην ακόλουθη εικόνα εμφαίνεται ο τρόπος τοποθέτησης των μεταλλικών πλαισίων σε ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα σήραγγας:



Εικόνα 1.6.1: Τοποθέτηση δικτυωτών πλαισίων στη σήραγγα Πλατάνου

1.7 Σπουδαιότητα της χρήσης χαλύβδινων πλαισίων στα υπόγεια έργα

Η φόρτιση που υφίστανται τα μεταλλικά τόξα οφείλεται στο βάρος της χαλαρωμένης βραχόμαζας πάνω από τη σήραγγα, την οποία συγκρατούν περιορίζοντας τη παραμόρφωσή της.

Η χρήση μεταλλικών πλαισίων είναι απαραίτητη λοιπόν σε περιπτώσεις ασθενούς βραχόμαζας με χαμηλά σχετικά μηχανικά χαρακτηριστικά. Πιο συγκεκριμένα, σε περιπτώσεις τεχνικών έργων όπου η περιβάλλουσα βραχόμαζα είναι καθόλου έως μέτρια κατακερματισμένη και διαθέτει μεσαία έως υψηλή αντοχή, τότε προτείνονται ελαφριά μέτρα υποστήριξης, όπως είναι για παράδειγμα το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τα αγκύρια. Αντίθετα, σε ζώνες κατακερματισμού, σε περιπτώσεις δηλαδή όπου η διάνοιξη γίνεται σε ρήγματα, τότε απαιτείται μία πιο βαριά υποστήριξη, όπως είναι τα μεταλλικά πλαίσια σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια, προκειμένου να αποφευχθούν πιθανόν αστοχίες. Επιπρόσθετα μία πτωχής ποιότητας βραχόμαζα πάνω από ένα συγκεκριμένο ύψος υπερκειμένων περίπου γύρω στα 100m, θα παρουσιάσει αρκετά υψηλές παραμορφώσεις και συνεπώς θα χρειαστεί

υποστήριξη με βαριά μέτρα όπως εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, μεταλλικά πλαίσια αλλά και αγκύρια. Όμως, σε περιπτώσεις χαμηλότερων υπερκειμένων θα απαιτηθεί πιο ήπια υποστήριξη και ίσως τότε τα μεταλλικά πλαίσια να μην είναι τόσο αναγκαία. Με βάση τα παραπάνω, γίνεται αντιληπτή η σημαντικότητα της χρήσης μεταλλικών τόξων σε περιπτώσεις χαμηλής ποιότητας της περιβάλλουσας βραχόμαζας, αλλά και σε περιπτώσεις όπου η διάνοιξη σηράγγων γίνεται σε μεγάλα βάθη. Γενικά τα μεταλλικά πλαίσια είναι πολύ αποτελεσματικά σε συνθήκες στρωμάτων υψηλών τάσεων και έχουν τη δυνατότητα υποστήριξης ακόμα και σε περιπτώσεις μεγάλων παραμορφώσεων στο περιβάλλον πέτρωμα.

1.8 Δείκτες ταξινόμησης της βραχόμαζας και επιλογή βέλτιστου τύπου αντιστήριξης

Το είδος της υποστήριξης που τοποθετείται κατά την διάρκεια κατασκευής μίας σήραγγας εξαρτάται κατά κύριο λόγο τόσο από τις γεωλογικές συνθήκες που επικρατούν στην ευρύτερη περιοχή της διάνοιξης, όσο και από τη μέθοδο κατασκευής που ακολουθείται.

Έχουν γίνει κάποιες προσπάθειες έτσι ώστε να συνδυαστεί η ποιότητα της περιβάλλουσας βραχόμαζας με την επιλογή του τύπου της υποστήριξης που καλείται να επιλεγεί.

Παραδείγματος χάριν, ο δείκτης κερματισμού της βραχόμαζας (Rock Quality Designation - RQD), ο οποίος αποτελεί ποσοτική εκτίμηση του κερματισμού της βραχόμαζας με βάση τους πυρήνες γεωτρήσεων, και ορίζεται ως το ποσοστό (επί τοις εκατό) των τεμαχών μήκους άνω των 100mm σε κάποιο μήκος της γεώτρησης, δηλαδή:

$$\mathrm{RQD} = \frac{\Sigma(\text{μήκους τεμαχών μήκους} > 10cm)}{\text{Ολικό μήκος του πηρύνα}}$$

Σύμφωνα με τον δείκτη RQD έχει δημιουργηθεί ο παρακάτω πίνακας από τον Deere (εικόνα 10), όπου προτείνονται τα κατάλληλα μέτρα υποστήριξης ανάλογα με τις τιμές που λαμβάνει ο παραπάνω δείκτης. Παρατηρείται πως όσο ο δείκτης RQD μειώνεται, δηλαδή η βραχόμαζα είναι πιο κατακερματισμένη, η υποστήριξη γίνεται πιο βαριά. Ειδικά, σε περιπτώσεις με RQD<50 η χρήση μεταλλικών πλαισίων είναι απαραίτητη, ενώ η μεταξύ τους απόσταση διαφέρει αναλόγως της ποιότητας της βραχόμαζας.

Rock Quality	Construction Method	Steel Sets		Rock Bolt		Shotcrete		Additional Supports
		Weight of Steel Sets	Spacing	Spacing of Pattern Bolt	Additional Requirements	Total Thickness (cm)		
						Crown	Sides	
Excellent RQD > 90	Boring Machine	Light	None to occasional	None to Occasional	Rare	None to Occasional	None	None
	Drilling & Blasting	Light	None to Occasional	None to Occasional	Rare	None to Occasional	None	None
Good RQD 75 to 90	Boring Machine	Light	Occasional to 1.5 to 1.8m	Occasional to 1.5 to 1.8m	Occasional mesh and straps	Local Application 5 to 7.5cm	None	None
	Drilling & Blasting	Light	1.5 to 1.8m	1.5 to 1.8m	Occasional mesh or straps	Local application 5 to 7.5cm	None	None
Fair RQD 50 to 75	Boring Machine	Light to Medium	1.5 to 1.8m	1.2 to 1.8m	Mesh and straps as required	5 to 10cm	None	Rock bolts
	Drilling & Blasting	Light to Medium	1.2 to 1.5m	0.9 to 1.5m	Mesh and straps as required	10cm or more	10cm or more	Rock bolts
Poor RQD 25 to 50	Boring Machine	Medium circular	0.6 to 1.2m	0.9 to 1.5m	Anchorage may be hard to obtain. Considerable mesh and straps required	10 to 15cm	10 to 15cm	Rockbolt as required (1.2 to 1.8m center to center)
	Drilling & Blasting	Medium to Heavy circular	0.2 to 1.2m	0.6 to 1.2m	as above	15 cm or more	15cm or more	as above
Very Poor RQD < 25	Boring Machine	Medium to Heavy Circular	0.6m	0.6 to 1.2m	Anchorage may be impossible. 100 percent mesh and straps required	15cm or more on whole section		Medium sets as required
	Drilling & Blasting	Heavy circular	0.6m	0.9m	as above	15cm or more on whole section		Medium to heavy sets as required
Very Poor Squeezing and Swelling Ground	Both methods	Very Heavy circular	0.6m	0.6 to 0.9m	Anchorage may be impossible. 100 per cent mesh and straps required	15cm or more on whole section		Heavy sets as required

Εικόνα 1.8.1: Επιλογή μέτρων υποστήριξης για εύρος ανοίγματος από 6 έως 12m (DEREE ET ALL. 1970)

Στη συνέχεια, ένας ακόμα τρόπος εκτίμησης της ποιότητας της βραχόμαζας είναι το σύστημα ταξινόμησης RMR (Rock Mass Rating), το οποίο προτάθηκε από τον Bieniawski το 1976, έλαβε την τελική του μορφή το 1979 (Bieniawski, 1979) και παρουσιάστηκε χωρίς ουσιαστικές τροποποιήσεις εκ νέου το 1989 (Bieniawski, 1989). Κατά το σύστημα αυτό, η ταξινόμηση της βραχόμαζας γίνεται με έξι (6) παραμέτρους. Το άθροισμα των τιμών των παραμέτρων αυτών αποτελεί την τιμή του δείκτη RMR. Οι παράμετροι αυτοί αναγράφονται παρακάτω:

- Αντοχή του "συμπαγούς" πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη (σci)
- Δείκτης κερματισμού της βραχόμαζας (RQD)
- Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών
- Κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών
- Παρουσία υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα
- Προσανατολισμός των ασυνεχειών σε σχέση με τη φορά διάνοιξης του έργου

Αντίστοιχα με προηγουμένως, δημιουργήθηκε ο παρακάτω πίνακας (εικόνα 11) από τον Bieniawski, που αποτελεί καθοριστικό εργαλείο για την επιλογή της υποστήριξης, σε σήραγγα όχι πολύ μεγάλου βάθους. Προκύπτει το συμπέρασμα πως για RMR > 41 δεν είναι αναγκαία η τοποθέτηση χαλύβδινων πλαισίων, ενώ αντίθετα για RMR < 41 τα χαλύβδινα τόξα κρίνονται ως απαραίτητο μέτρο υποστήριξης. Αξίζει να σημειωθεί πως για πολύ χαμηλές τιμές του RMR οι αποστάσεις μεταξύ των χαλύβδινων πλαισίων είναι μικρότερες του ενός μέτρου.

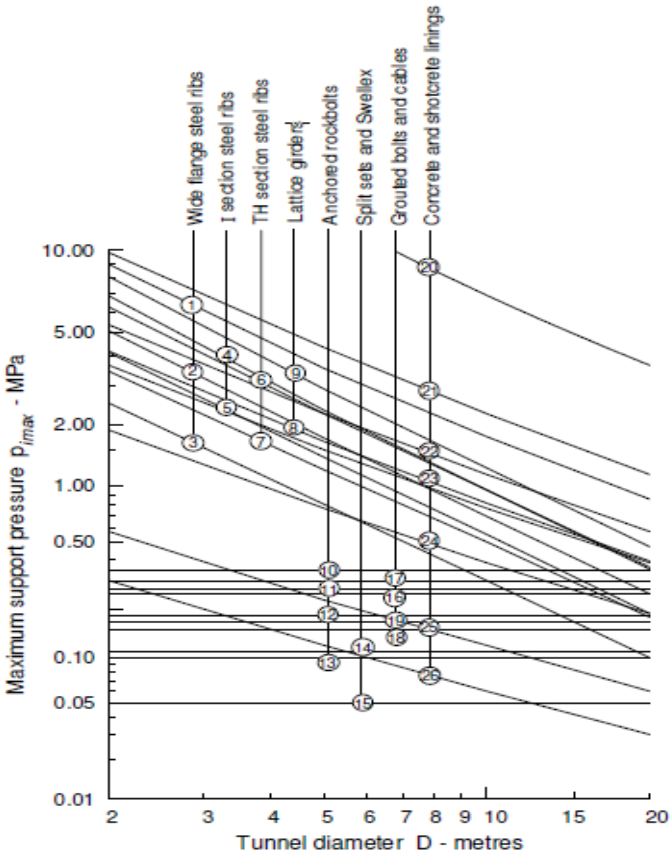
ΠΡΟΤΥΠΟ ΕΛΟΤ ΤΑΚΑΣ Γ.4 Οδηγός επιλογής μόνιμης αντιστήριξης σήραγγας πεταλοειδούς διατομής. B = 10m, p < 25MPa, μέθοδος διάνοιξης συμβατική (διάνοιξη – ανατίναξη)

Κατηγορία της μάζας του πετρώματος/RMR	Εκσκαφή/ Προχώρηση	Αντιστήριξη		
		Ήλοι με διάμετρο 20mm και πλήρη συνάφεια	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα [mm]	Χαλύβδινα τόξα
I. 81-100	Ολομέτωπη/3m	τοπικά μόνο	γενικά δεν απαιτείται	
II. 61-80	Ολομέτωπη 1.0-1.5m. Πλήρης αντιστήριξη 20m από μέτωπο	τοπικά στην οροφή με μήκος 3m σε απόσταση 2.5 μέτρα και περιστασιακά χαλύβδινο πλέγμα	50mm στην οροφή όπου απαιτείται	όχι
III. 41-60	Άνω τμήμα και αναβαθμός / 1.5-3m στο άνω τμήμα. Αντιστήριξη αρχίζει μετά την έκρηξη, ολοκληρούται 10m από το μέτωπο.	Συστηματικοί ήλοι 4m μήκος σε κάναβο 1.5-2.0 m στην οροφή και τα τοιχώματα και χαλύβδινο πλέγμα στην οροφή	50-100mm στην οροφή και 30mm στα τοιχώματα	όχι
IV. 21-40	Άνω τμήμα και μετά αναβαθμός / 3-1.5m στο άνω τμήμα. Τοποθέτηση αντιστήριξης συγχρόνως με την εκσκαφή και ολοκλήρωσή της σε απόσταση 10m από το μέτωπο	Συστηματικοί ήλοι μήκους 4-5m σε κάναβο 1-1.5 μέτρα στην οροφή και τα τοιχώματα και χαλύβδινο πλέγμα	100-150mm στην οροφή και 100mm στα τοιχώματα	Όπου απαιτείται ελαφρά σε αποστάσεις 1.5m
V. 0-20	Πολλαπλές διανοίξεις / 0.5-1.5m στο άνω τμήμα. Τοποθέτηση της αντιστήριξης συγχρόνως με την εκσκαφή. Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα όσο το δυνατόν γρηγορότερα μετά την έκρηξη	Συστηματική ήλωση μήκους 5-6m σε κάναβο 1-1.5 μέτρα στην οροφή και τα τοιχώματα και χαλύβδινο πλέγμα. Ήλωση του ανάστροφου τόξου	150-200mm στην οροφή 150mm στα τοιχώματα και 50mm στο μέτωπο	Μεσαία ως βαριά σε αποστάσεις 0.75m. Τοποθέτηση ράβδων προπορείας και πλακών προστασίας από καταπτώσεις όπου απαιτείται. Κλειστό δάπεδο

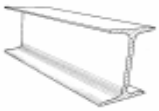
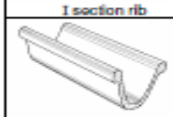
Εικόνα 1.8.2: Ενδεικτικός οδηγός επιλογής υποστήριξης σήραγγας πεταλοειδούς μορφής όχι για πολύ μεγάλο βάθος με συμβατική μέθοδο διάνοιξης (Bieniawski 1989)

Οι Hoek και Brown (1980) και Brady και Brown (1985) έχουν δημοσιεύσει εξισώσεις για τον υπολογισμό της απαιτούμενης υποστήριξης σε κυκλικές σήραγγες. Αυτού του είδους η υποστήριξη μπορεί να περιλαμβάνει αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και μεταλλικά πλαίσια. Στο παρακάτω γράφημα (εικόνα 12) απεικονίζονται τυπικές πιέσεις της υποστήριξης ανάλογα με τη διάμετρο της σήραγγας. Αυτές οι εκτιμήσεις παρέχουν ένα καλό σημείο έναρξης για την επιλογή του τρόπου αντιστήριξης (εικόνα13), ωστόσο κρίνεται απαραίτητο να λαμβάνονται

υπόψη και όλοι οι παράγοντες που μπορούν να επηρεάσουν την ευστάθεια του υπόγειου ανοίγματος, διότι κάθε περίπτωση διάνοιξης είναι ξεχωριστή και μοναδική. Στο ακόλουθο γράφημα παρατηρείται πως για μεγάλες πιέσεις υποστήριξης είναι αναγκαία η χρήση βαριών τύπων μεταλλικών στοιχείων με διατομή "I", ενώ για μικρότερες απαιτήσεις υποστήριξης περί τα 2 – 4 MPa μπορούν να χρησιμοποιηθούν τα Lattice Girder που αναφέρονται παραπάνω, όπως και αγκύρια σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.



Εικόνα 1.8.3: Κατά προσέγγιση μέγιστη ικανότητα για διαφορετικά συστήματα υποστήριξης σε κυκλικό τούνελ (Hoek and Brown 1980)

Support type	Flange width - mm	Section depth - mm	Weight - kg/m	Curve number	Maximum support pressure p_{imax} (MPa) for a tunnel of diameter D (metres) and a set spacing of s (metres)
Wide flange rib	305	305	97	1	$p_{i\,max} = 19.9D^{-1.23}/s$
	203	203	67	2	$p_{i\,max} = 13.2D^{-1.3}/s$
	150	150	32	3	$p_{i\,max} = 7.0D^{-1.4}/s$
 I section rib	203	254	82	4	$p_{i\,max} = 17.6D^{-1.29}/s$
	152	203	52	5	$p_{i\,max} = 11.1D^{-1.33}/s$
 TH section rib	171	138	38	6	$p_{i\,max} = 15.5D^{-1.24}/s$
	124	108	21	7	$p_{i\,max} = 8.8D^{-1.27}/s$
3 bar lattice girder	220	190	19	8	$p_{i\,max} = 8.6D^{-1.03}/s$
	140	130	18		
4 bar lattice girder	220	280	29	9	$p_{i\,max} = 18.3D^{-1.02}/s$
	140	200	26		
Rockbolts or cables spaced on a grid of s x s metres	34 mm rockbolt			10	$p_{i\,max} = 0.354/s^2$
	25 mm rockbolt			11	$p_{i\,max} = 0.267/s^2$
	19 mm rockbolt			12	$p_{i\,max} = 0.184/s^2$
	17 mm rockbolt			13	$p_{i\,max} = 0.10/s^2$
	SS39 Split set			14	$p_{i\,max} = 0.05/s^2$
	EXX Swellex			15	$p_{i\,max} = 0.11/s^2$
	20mm rebar			16	$p_{i\,max} = 0.17/s^2$
	22mm fibreglass			17	$p_{i\,max} = 0.26/s^2$
	Plain cable			18	$p_{i\,max} = 0.15/s^2$
	Birdcage cable			19	$p_{i\,max} = 0.30/s^2$

Support type	Thickness - mm	Age - days	UCS - MPa	Curve number	Maximum support pressure p_{imax} (MPa) for a tunnel of diameter D (metres)
Concrete or shotcrete lining	1m	28	35	20	$p_{i\,max} = 57.8D^{-0.92}$
	300	28	35	21	$p_{i\,max} = 19.1D^{-0.92}$
	150	28	35	22	$p_{i\,max} = 10.6D^{-0.97}$
	100	28	35	23	$p_{i\,max} = 7.3D^{-0.98}$
	50	28	35	24	$p_{i\,max} = 3.8D^{-0.99}$
	50	3	11	25	$p_{i\,max} = 1.1D^{-0.97}$
	50	0.5	6	26	$p_{i\,max} = 0.6D^{-1.0}$

Εικόνα 1.8.4: Υποστήριξη με βάση την μέγιστη πίεση pimax (Hoek and Brown 1980)

Συμπερασματικά, στο παρακάτω πίνακα (εικόνα 14) φαίνεται πως τα μεταλλικά πλαίσια χρησιμοποιούνται σαν μέτρο υποστήριξης κατά τη κατασκευή σηράγγων σε δυσμενείς περιπτώσεις, όπως είναι τα χαμηλής ανθεκτικότητας πετρώματα, καθώς και σε περιπτώσεις εμφάνισης μεγάλων παραμορφώσεων και συγκλίσεων.

Ουσιαστικά η διαδικασία που ακολουθείται είναι πως όσο πιο δυσμενείς είναι οι συνθήκες, τόσο πιο ισχυρά είναι τα μέτρα υποστήριξης που εφαρμόζονται. Συγκεκριμένα για τα μεταλλικά στοιχεία, ανάλογα με τις γεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες που συναντώνται κατά τη φάση κατασκευής του έργου, καθορίζεται το μέγεθος της διατομής των τόξων που θα χρησιμοποιηθεί, όπως και η κατά μήκος του άξονα της σήραγγας απόσταση που θα τοποθετηθούν.

Περιοχές παραμορφώσεων χωρίς μέτρα υποστήριξης (% μείωση διατομής σήραγγας / διάμετρος εκσκαφής) ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ	Γεωμηχανικές συνθήκες	ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΑ ΜΕΤΡΑ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΑΝΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ
0,001 – 0,01 Α	Πολύ απλές συνθήκες εκσκαφής. Η αντοχή της βραχομάζας είναι μεγαλύτερη από τις εφαπτομενικές τάσεις. Τα μέτρα υποστήριξης έχουν στόχο την αντιμετώπιση δομικού τύπου αστοχιών.	Αγκυρώσεις σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Προδιαγραφή και τεκμηρίωση μέτρων προστασίας στο μέτωπο (εάν απαιτείται)
0,01 – 0,1 Β	Όπως παραπάνω. Ασυνέχειες με δυσμενή προσανατολισμό, σε συνδιασμό με την χρήση εκρηκτικών για την εκσκαφή και τις εφαπτομενικές τάσεις οδηγούν σε δομικού τύπου αστάθειες.	Αγκυρώσεις σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα Προδιαγραφή και τεκμηρίωση μέτρων προστασίας στο μέτωπο (εάν απαιτείται).
0,1 – 1 Γ	Οι εφαπτομενικές τάσεις δεν ξεπερνούν την αντοχή της βραχομάζας. Ωστόσο, καταπτώσεις τεμαχών βράχου, μπορούν να παρατηρηθούν κατά μήκος ασυνεχειών με δυσμενή προσανατολισμό και σε συνδυασμό με την χρήση εκρηκτικών	Αγκυρώσεις σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα Χρήση μεταλλικών/δικτυωτών υποστηριγμάτων. Προδιαγραφή και τεκμηρίωση μέτρων προστασίας στο μέτωπο (εάν απαιτείται).
1 – 2,5 Δ	Συνθήκες ελαφράς σύνθλιψης (squeezing). Οι εφαπτομενικές τάσεις είναι μεγαλύτερες από την αντοχή της βραχομάζας.	Αγκυρώσεις σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα Χρήση μεταλλικών/ δικτυωτών υποστηριγμάτων Προενίσχυση μετώπου.
2,5 – 5 Ε	Συνθήκες ισχυρής σύνθλιψης (squeezing) η οποία μπορεί ελέγχεται από τον προσανατολισμό των ασυνεχειών. Πιθανά φαινόμενα αστάθειας στο μέτωπο.	Αγκυρώσεις σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Χρήση μεταλλικών/ δικτυωτών υποστηριγμάτων Προενίσχυση μετώπου.
5 – 10 Ζ	Συνθήκες πολύ ισχυρής σύνθλιψης (squeezing). Οι ασυνέχειες δεν παίζουν καθοριστικό ρόλο. Αναμένονται φαινόμενα αστάθειας στο μέτωπο.	Αγκυρώσεις, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, πλαίσια. Βελτίωση ιδιοτήτων τμήματος της σήραγγας προ της εκσκαφής με αγκυρώσεις ή /και χρήση δοκών προπορείας. Εκσκαφή σε μικρότερα ανοίγματα. Πιθανή χρήση στοιχείων ελέγχου παραμορφώσεων.
>10 Η	Εξαιρετικά ισχυρή σύνθλιψη.	Όπως παραπάνω.
Θ	Ρέοντα εδάφη	Ειδικές τεχνικές σταθεροποίησης, χημικά ενέματα, ψύξη κ.λ.π.

Εικόνα 1.8.5: Ενδεικτικά μέτρα άμεσης υποστήριξης με βάση τις αναμενόμενες συγκλίσεις (Μαρίνος)

1.9 Χαρακτηριστικό παράδειγμα υποστήριξης σήραγγας με χρήση χαλύβδινων πλαισίων

Στα πλαίσια της μελέτης της Σήραγγας Πλατάνου εκπονήθηκε γεωλογική και γεωτεχνική έρευνα της ευρύτερης περιοχής του έργου και επιπρόσθετα συλλέχτηκαν επί τόπου γεωλογικές, υδρογεωλογικές, τεχνικογεωλογικές και γεωτεχνικές παρατηρήσεις. Συνολικά αξιολογήθηκαν δώδεκα (12) δειγματοληπτικές γεωτρήσεις και συγκεντρώθηκαν και μελετήθηκαν στοιχεία από τρεις (3) υδρογεωτρήσεις. Με βάση τις παραπάνω πληροφορίες καθορίστηκαν τα μέτρα υποστήριξης, τα οποία κρίθηκαν απαραίτητα για την ασφάλεια του έργου. Σύμφωνα με τις

τεχνικογεωλογικές συνθήκες, καθώς και τη στρωματογραφία της ευρύτερης περιοχής, διαμορφώθηκαν οι κατηγορίες των πρότυπων διατομών εφαρμογής τόσο όσο αναφορά την εκσκαφή της σήραγγας, όσο και την άμεση και τελική επένδυσή της (εικόνα 15). Ουσιαστικά, ο καθορισμός των πρότυπων διατομών έγινε με τη λογική πως σε δυσμενείς συνθήκες τα μέτρα υποστήριξης καλείται να γίνουν περισσότερο ισχυρά, το οποίο συνεπάγεται τη πύκνωση του κανάβου των αγκυρίων, καθώς και την αύξηση του πάχους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, τη τοποθέτηση πλαισίων, τη χρήση βαρύτερων πλαισίων σε ορισμένες διατομές και τέλος τη μείωση της απόστασης τοποθέτησης αυτών έτσι ώστε να επαρκούν για την υποστήριξη της βραχόμαζας.

Διατομή	**Περιγραφή μέτρων υποστήριξης**
Δ-Στομίου	Εφαρμόζεται στα στόμια και περιλαμβάνει δοκούς ή ράβδους προπορείας
Δ-1	Διατομή με ελαφρά υποστήριξη από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (sh) 5-7cm και αγκύρια σποραδικά ή σε αραιό κάναβο 2-2,5m Διάνοιξη σε δύο φάσεις
Δ-2	Διατομή με βαρύτερη υποστήριξη χωρίς πλαίσια, sh=10-15cm, αγκύρια σε κάναβο 1,5-2m Διάνοιξη σε δύο φάσεις
Δ-3	Διατομή με πλαίσια HEB120 ανά 1-1,5m, sh=15cm, αγκύρια ανά 1-1,5m Διάνοιξη σε δύο φάσεις
Δ-4	Διατομή με βαρύτερα πλαίσια HEB140 ανά 1m, sh=20cm, αγκύρια ανά 1m Διάνοιξη σε δύο φάσεις
Δ-5	Διατομή με πλαίσια HEB140 ανά 0,75-1m, sh=20-25cm, αγκύρια ανά 0,75-1m και κλειστό πυθμένα Διάνοιξη σε τρεις φάσεις
Δ-6	Ως η Δ-5 αλλά περιλαμβάνει και ενίσχυση του μετώπου με δικούς προπορείας ή/και ηλώσεις fiberglass Διάνοιξη σε τρεις φάσεις

Εικόνα 1.9.1: Πρότυπες διατομές για την εκσκαφή και την υποστήριξη της σήραγγας Πλατάνου

Για την προσωρινή υποστήριξη της παρούσας σήραγγας τοποθετήθηκαν μεταλλικά πλαίσια, κατά μήκος του άξονα του υπόγειου ανοίγματος και συνδέθηκαν μεταξύ τους με ράβδους Φ25 από χάλυβα St 500/550 σε διάφορες στάθμες καθ' ύψος. Η τοποθέτησή τους έγινε σε κάποια απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής, με αποτέλεσμα το μεγαλύτερο ποσοστό των μετακινήσεων

στη βραχόμαζα να έχει ήδη ολοκληρωθεί και συνεπώς τα φορτία που καλούνται αυτά να υποβαστάξουν είναι τα νεκρά φορτία των επικίνδυνων για κατάπτωση τμημάτων της βραχόμαζας. Η ενσφήνωσή τους στις παρειές πραγματοποιήθηκε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, το οποίο απαιτείται να τα καλύπτει εξ ολοκλήρου μετά την τοποθέτησή τους. Η διατομή των σιδηροδοκών που χρησιμοποιήθηκαν είναι HEB 120 και 140 από χάλυβα S235. Στο εργοτάξιο προσκομίστηκαν σε τεμάχια καμπυλωμένα τα οποία συνδέθηκαν μεταξύ τους μέσω μετωπικών ελασμάτων πάχους 15mm και κοχλιοφόρων ήλων Μ30. Σε δυσμενείς περιοχές όπου η ποιότητα της βραχόμαζας χαρακτηρίστηκε μέτρια έως κακή κρίθηκε απαραίτητη η θεμελίωση των μεταλλικών τόξων στην άνω ημιδιατομή της σήραγγας, καθώς και η τοποθέτηση διαμήκων οπλισμών στα μεταξύ τους διαστήματα.

Η τελική επένδυση στη συγκεκριμένη περίπτωση, που καλείται να αναλάβει το σύνολο των φορτίων της περιβάλλουσας βραχόμαζας, καθώς η προσωρινή υποστήριξη καθίσταται μη ενεργή, πραγματοποιήθηκε με την εφαρμογή έγχυτου σκυροδέματος. Πριν την εφαρμογή της τελικής επένδυσης απαιτείται να έχουν ολοκληρωθεί οι μετακινήσεις-παραμορφώσεις της βραχόμαζας, καθώς και να έχει επέλθει ισορροπία των επί τόπου τάσεων.

Εικόνα 1.9.2: Ακολουθία μεταλλικών πλαισίων στη σήραγγα Πλατάνου

1.10 Βιβλιογραφική ανασκόπηση σχετικών ερευνητικών εργασιών

1.10.1 Γενικά

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιείται μία σύντομη επισκόπηση των πειραματικών ερευνών για την εύρεση του φορτίου αντοχής μεταλλικών υποστηρίξεων στα υπόγεια ανοίγματα. Η έρευνα που έχει πραγματοποιηθεί μέχρι και σήμερα θεωρείται σχετικά περιορισμένη. Παρά το γεγονός αυτό, έχουν γίνει πολλές εργασίες για τη διερεύνηση των

φορτίων αντοχής των υποστηρίξεων αυτών, καθώς και των παραγόντων που δύναται να επηρεάσουν.

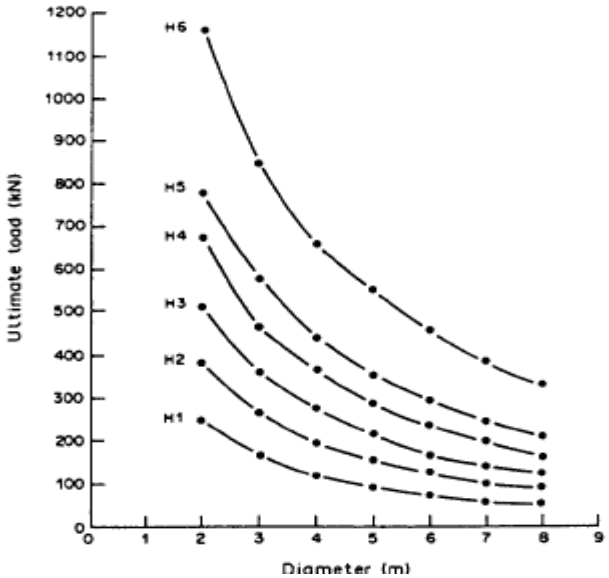
Το γενικό συμπέρασμα που προκύπτει από τις εν λόγω έρευνες είναι πως το είδος της βραχόμαζας, σε συνδυασμό με τα γεωλογικά και γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της ευρύτερης περιοχής του έργου, παίζουν καθοριστικό ρόλο στην τελική απόκριση της υποστήριξης.

1.10.2 Χαρακτηριστικά συστημάτων υποστήριξης από χάλυβα και αποτελέσματα προηγούμενων ερευνών

Από τις πρώτες πειραματικές έρευνες που έλαβαν χώρα είναι αυτή των S.G. Jukes, F.P. Hassani και B.N. Whittaker το 1983. Στην εργασία αυτή παρουσιάζονται τα αρχικά στάδια των εργαστηριακών δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν για τη μελέτη των φορτίσεων και των παραμορφώσεων που αναπτύσσονται ως επακόλουθο στα πλαίσια από χάλυβα.

Μέχρι τότε είχαν γίνει εργαστηριακές δοκιμές από τους Brown et all και Paul et all. Ωστόσο, με την ως άνω μελέτη έγινε προσπάθεια μοντελοποίησης για μία πιο ακριβέστερη έρευνα. Αναπτύχθηκε λοιπόν ένα σύστημα που εμπεριέχει μία ευρεία γκάμα από διατομές “H”, καθώς επίσης και διαφορετικές γεωμετρίες μεταλλικών πλαισίων. Τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την συγκεκριμένη έρευνα είναι τα ακόλουθα. Αρχικά, ο ρυθμός της παραμόρφωσης δεν επηρεάζει το φορτίο κατάρρευσης, ενώ αντίθετα η γεωμετρία της υποστήριξης επηρεάζει το φορτίο κατάρρευσης.

Στην συνέχεια οι Mitri και Hassani (1990) πραγματοποίησαν μία μελέτη με τη βοήθεια των πεπερασμένων στοιχείων για τρία διαφορετικά είδη πλαισίων. Αναφέρεται πως αντιμετώπισαν ένα πρόβλημα όσο αναφορά το είδος της κατανομής του φορτίου, καθώς διαφορετικές φορτίσεις έδιναν αναλόγως ευμενέστερα ή δυσμενέστερα αποτελέσματα και τελικά κατέληξαν σε ένα φορτίο ημιτονοειδούς μορφής με μέγιστη τιμή στη στεφάνη του πλαισίου, το οποίο κρίνεται ότι αποτελεί την πιο αξιόπιστη λύση. Χρησιμοποιώντας μια ευρεία γκάμα από διατομές (H1, H2, H3, H4, H5, H6) για τα διαφορετικά είδη μεταλλικών πλαισίων όσο αναφορά τη γεωμετρία τους, εξήγαγαν αποτελέσματα για την κάθε διατομή για διαφορετικά υπόγεια ανοίγματα, τα οποία απεικονίζεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 1.10.2.1: Φορτίο αντοχής μεταλλικών πλαισίων σύμφωνα με τους Mitri και Hassani (1990)

Η επόμενη προσπάθεια για μία πιο εκτενή μελέτη όσον αναφορά τα φορτία αντοχής των μεταλλικών πλαισίων στα υπόγεια ανοίγματα έγινε το 1991 από τους H.S. Mitri και U.H. Khan με αποτέλεσμα τον σχεδιασμό πινάκων και κατευθυντήριων γραμμών για τα πλαίσια από χάλυβα. Οι πίνακες καταγράφουν τις φέρουσες ικανότητες που προέκυψαν από τα αποτελέσματα της αριθμητικής μοντελοποίησης για τέσσερις διαφορετικούς τύπους πλαισίων, τον κυκλικό, τον ημικυκλικό, καθώς και τον φορέα με ευθύγραμμα και καμπυλόγραμμα πόδια. Ελήφθησαν υπόψη διαφορετικές παράμετροι όπως ποικίλα ανοίγματα από 2 έως 8 μέτρα, καθώς και διαφορετικές γωνίες φ για τον τέταρτο τύπο πλαισίου όπως αναφέρεται παραπάνω. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν ήταν τύπου "H" (H1 – H6), σύμφωνα με τους Βρετανικούς Κανονισμούς, ενώ ο χάλυβας είχε τάση διαρροής 200 - 400MPa.

Geometric properties of H-sections used as steel supports [14]

Section	Flange $b \times t$ (mm)	Web $d \times w$ (mm)
H1	76× 8.4	76× 8.9
H2	89× 9.9	89× 9.5
H3	102×10.3	102× 9.5
H4	114×10.7	114× 9.5
H5	114×11.5	127×10.2
H6	127×13.2	152×10.2

Εικόνα 1.10.2.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά Η διατομής (Mitri and Khan 1991)

Έτσι, δημιουργήθηκαν συγκεντρωτικοί πίνακες που παρουσιάζουν τη φέρουσα ικανότητα των μεταλλικών πλαισίων για τις διάφορες διατομές, όπως και για διάφορα ανοίγματα υπογείων έργων, κάποιοι από τους οποίους παρουσιάζονται παρακάτω:

Ultimate strength of SC-type supports

Section	Ultimate strength (kN) of support with diameter:						
	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m
H1	250	167	121	96	75	59	55
H2	384	270	197	157	128	101	92
H3	516	365	278	221	168	141	127
H4	677	468	372	288	237	200	161
H5	777	578	446	357	296	249	212
H6	1158	846	660	552	459	388	333

Εικόνα 1.10.2.3: Φορτίο αντοχής σε ημικυκλικό πλαίσιο (Mitri and Khan 1991)

Ultimate strength of C-type supports

Section	Ultimate strength (kN) of support with diameter:						
	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m
H1	64	43	31	23	18	16	12
H2	103	67	51	39	32	27	24
H3	144	94	70	55	46	37	36
H4	190	125	93	74	59	53	41
H5	231	155	112	90	73	64	55
H6	354	239	173	140	112	96	85

Εικόνα 1.10.2.4: Φορτίο αντοχής σε κυκλικό πλαίσιο (Mitri and Khan 1991)

Ultimate strength of A-type supports—($\lambda = 0.2$, $\phi = 5°$)

Section	Ultimate strength (kN) of support with diameter:						
	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m
H1	209	133	92	71	59	47	41
H2	323	216	155	118	95	79	69
H3	438	305	223	174	144	114	98
H4	558	391	297	227	182	154	134
H5	687	486	357	284	233	198	161
H6	1000	717	551	443	365	306	250

Εικόνα 1.10.2.5: Φορτίο αντοχής σε πλαίσιο με καμπυλόγραμμα πόδια (Mitri and Khan 1991)

Ultimate strength of D-type supports—($\lambda = 0.2$)

Section	Ultimate strength (kN) of support with diameter:						
	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m
H1	191	125	91	67	55	45	37
H2	295	203	148	112	90	74	63
H3	401	277	202	159	126	104	92
H4	514	358	271	216	168	140	119
H5	632	445	338	260	214	178	152
H6	894	658	504	403	333	280	237

Εικόνα 1.10.2.6: Φορτίο αντοχής σε πλαίσιο με ευθύγραμμα πόδια (Mitri and Khan 1991)

Στη συγκεκριμένη εργασία μελετήθηκαν τα δύο είδη πλαισίων (ημικυκλικό και κυκλικό), ενώ η ανάλυση που επιλέχθηκε μέσω του λογισμικού SOFISTIK, είναι γραμμική, με βάση την οποία εξήχθησαν τα διαγράμματα καμπτικών ροπών M, τεμνουσών δυνάμεων V και αξονικών δυνάμεων N. Στη συνέχεια τα αποτελέσματα αυτά αξιολογήθηκαν με βάση τις εξισώσεις του EC 3, οι οποίες παρουσιάζονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 2.12.2, προκειμένου να υπολογιστεί το τελικό φορτίο αντοχής που μπορεί να παραλάβει το εκάστοτε μεταλλικό πλαίσιο. Αξίζει να σημειωθεί πως οι εξισώσεις του EC 3 σύμφωνα με τις οποίες μελετήθηκε η φέρουσα ικανότητα του φορέα, αφορούν τη πλαστική ανάλυση των κατασκευών, καθώς όπως επεξηγείται και στη συνέχεια, κρίνεται περισσότερο ρεαλιστική.

Κεφάλαιο 2: Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών με βάση τους Ευρωκώδικες

2.1 Γενικά για τον σχεδιασμό των κατασκευών

Η εργασία η οποία καλείται ουσιαστικά να επιτελέσει ένας μηχανικός, είναι ο σχεδιασμός ή η μελέτη του έργου. Ο σχεδιασμός μίας κατασκευής περιλαμβάνει τις επιμέρους φάσεις:

- Επιλογή του στατικού συστήματος: Η εργασία αυτή πρέπει να γίνεται με βάση τις γνώσεις και τις εμπειρίες, προκειμένου να εξασφαλίζεται η ευστάθεια της κατασκευής και η βέλτιστη δυνατή κατανομή των τάσεων και των παραμορφώσεων στα δομικά στοιχεία.
- Προσομοίωση των δράσεων: Κατά το στάδιο αυτό εκτιμώνται και προσομοιώνονται όλες οι δράσεις που θα αναπτυχθούν κατά τη διάρκεια κατασκευής και ζωής του έργου. Στις δράσεις αυτές συμπεριλαμβάνονται τα ίδια βάρη, τα επιβαλλόμενα φορτία και οι εξαναγκασμένες παραμορφώσεις.
- Στατική ανάλυση του συστήματος: Γίνεται στατική ανάλυση του συστήματος προκειμένου να προσδιοριστούν επακριβώς τα μεγέθη των εντάσεων και των παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα στοιχεία.
- Διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων: Όλα τα δομικά στοιχεία του συστήματος ελέγχονται προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι είναι δυνατόν να αναλάβουν τις αναπτυσσόμενες εντάσεις. Στη φάση αυτή γίνονται οι αναγκαίες προσαρμογές στις διαστάσεις των διατομών των στοιχείων.
- Διαμόρφωση και υπολογισμός συνδέσεων: Διαμορφώνονται οι συνδέσεις των δομικών στοιχείων και στη συνέχεια ελέγχονται έτσι ώστε να είναι σε θέση να αναλάβουν τα μεταφερόμενα εντατικά μεγέθη.

Ταυτόχρονα οι βασικοί στόχοι που χρειάζεται να επιτευχθούν είναι η ασφάλεια της κατασκευής και η οικονομία της. Με τον όρο ασφάλεια της κατασκευής υπονοείται η στατική επάρκεια των δομικών στοιχείων, των θεμελίων κ.α. Με τον όρο οικονομία της κατασκευής υποδηλώνεται η χρησιμοποίηση μικρότερων ποσοτήτων υλικών, δηλαδή δεν επιθυμείται η στατική υπερεπάρκεια.

Με τον όρο στατική επάρκεια ενός στοιχείου της κατασκευής εννοείται ότι οι εντάσεις και οι παραμορφώσεις που θα αναπτυχθούν σε αυτό εξαιτίας των πάσης φύσεως δράσεων, δεν θα υπερβαίνουν τις αντίστοιχες οριακές τιμές των εν λόγω μεγεθών, πέραν των οποίων το στοιχείο είναι δυνατό να αστοχήσει ή να μην είναι κατάλληλο για χρήση. Έτσι, η στατική επάρκεια του στοιχείου και κατ΄ακολουθία η ασφάλειά του, επιβάλλει έναν συντελεστή χρησιμοποίησης,

δηλαδή ο λόγος της τιμής μίας έντασης ή μίας παραμόρφωσης που αναπτύσσεται στο στοιχείο προς την αντίστοιχη οριακή τιμή του μεγέθους αυτού, να μην θα υπερβαίνει την μονάδα. Επομένως, προκειμένου να επιτευχθούν οι προαναφερθέντες στόχοι του σχεδιασμού, θα πρέπει όλα τα στοιχεία της κατασκευής να σχεδιάζονται κατά τέτοιο τρόπο, ώστε ο συντελεστής χρησιμοποίησης ενός εκάστου στοιχείου να παραμένει αυστηρά πάντοτε μικρότερος της μονάδας και όσο το δυνατόν πλησιέστερα σε αυτή.

2.2 Μέθοδοι διαστασιολόγησης

Στη φάση της διαστασιολόγησης ενός δομήματος οι επιλεγείσες για τα δομικά στοιχεία του διατομές ελέγχονται, προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι είναι δυνατόν να αναλάβουν τις διάφορες επιδράσεις τις οποίες δέχεται το δόμημα. Η εργασία αυτή γίνεται με βάση δύο κατηγορίες μεθόδων:

- **Μέθοδοι επιτρεπόμενων τάσεων:** Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, οι μέγιστες τάσεις που έχουν υπολογισθεί πως αναπτύσσονται στο στοιχείο εξαιτίας των πάσης φύσεως δράσεων, συγκρίνονται με τις αντίστοιχες τιμές των επιτρεπόμενων τάσεων, ή στην περίπτωση φαινομένων αστάθειας με τις μειωμένες λόγω των φαινομένων αυτών τιμές τους. Το δομικό στοιχείο θεωρείται στατικά επαρκές και επομένως ασφαλές, εφόσον οι αναπτυσσόμενες στο στοιχείο τάσεις είναι μικρότερες των αντίστοιχων επιτρεπόμενων. Το κριτήριο της στατικής επάρκειας μπορεί να εκφραστεί και με τον συντελεστή χρησιμοποίησης, δηλαδή τον λόγο της αναπτυσσόμενης προς την αντίστοιχη επιτρεπόμενη τάση, ο οποίος οφείλει να είναι μικρότερος της μονάδας, αλλά και όσο το δυνατόν πλησιέστερα σε αυτή προκειμένου να ικανοποιούνται τα δύο κριτήρια του σχεδιασμού.
- **Μέθοδοι οριακών καταστάσεων:** Ως οριακές καταστάσεις ορίζονται εκείνες πέρα των οποίων προκαλείται κατάρρευση, ή το δόμημα δεν είναι κατάλληλο για χρήση, δηλαδή δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια σχεδιασμού που αναφέρονται παραπάνω. Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται στις δύο ακόλουθες κατηγορίες:
    - Οριακές καταστάσεις αστοχίας, οι οποίες είναι καταστάσεις που σχετίζονται με κατάρρευση ή παρόμοιες μορφές δομητικής αστοχίας.
    - Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, οι οποίες αντιστοιχούν σε συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται οι προδιαγεγραμμένες απαιτήσεις λειτουργικότητας για ένα δόμημα ή ένα στοιχείο του.

Στις μεθόδους οριακών τάσεων δεν ελέγχονται τάσεις όπως στις μεθόδους επιτρεπόμενων τάσεων, αλλά τα φορτία διατομής που αναπτύσσονται στο υπό σχεδιασμό δομικό στοιχείο. Η

μέγιστη τιμή ενός φορτίου διατομής που αναπτύσσεται στο στοιχείο εξαιτίας των δράσεων ονομάζεται τιμή σχεδιασμού του φορτίου αυτού. Η τιμή σχεδιασμού του φορτίου διατομής συγκρίνεται με την αντίστοιχη οριακή τιμή του, η οποία ονομάζεται αντοχή σχεδιασμού. Με την εισαγωγή συντελεστών ασφαλείας η τιμή της αντοχής σχεδιασμού μειώνεται, έτσι ώστε να λαμβάνονται υπόψη και οι πάσης φύσεως ατέλειες υλικών και κατασκευής.

2.3 Κανονισμοί

Ο σχεδιασμός των δομικών έργων οφείλει πάντα να ακολουθεί συγκεκριμένες μεθοδολογίες, οι οποίες καθορίζονται σε ειδικά κείμενα που ονομάζονται Κανονισμοί. Οι Κανονισμοί αποτελούν σύνολα κανόνων και διατάξεων, που προέρχονται από την σύγχρονη επιστημονική γνώση και εμπειρία. Για κάθε κατηγορία κατασκευών υπάρχει και ένας ειδικός Κανονισμός. Έτσι, άλλος Κανονισμός διέπει τις κατασκευές από χάλυβα, άλλος τις κατασκευές από σκυρόδεμα και άλλος τις ξύλινες κατασκευές. Επίσης, έχουν αναπτυχθεί Κανονισμοί για τις φορτίσεις που πρέπει να λαμβάνονται κατά τον σχεδιασμό των κατασκευών, καθώς επίσης και για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους, ενώ άλλοι Κανονισμοί περιέχουν τους κανόνες εκτέλεσης των έργων και των ελέγχων των υλικών. Μέχρι και πριν από λίγα χρόνια κάθε κράτος διέθετε τους δικούς του Κανονισμούς, με την Ελλάδα να διαθέτει ελάχιστους, όπως τον Κανονισμό Σκυροδέματος, τον Αντισεισμικό Κανονισμό και τον Κανονισμό Φορτίσεων. Ειδικά για τις κατασκευές από χάλυβα οι Κανονισμοί που χρησιμοποιούνταν κυρίως από Έλληνες μελετητές και κατασκευαστές ήταν τα γερμανικά DIN και τα αγγλικά British Standards. Το καθεστώς αυτό άλλαξε πρόσφατα, καθώς οι Ευρωκώδικες αντικατέστησαν τους Εθνικούς Κανονισμούς.

2.4 Ευρωκώδικες

2.4.1 Η εξέλιξη των Ευρωκωδίκων

Από το αρχικό στάδιο όπου υιοθετήθηκε η ιδέα για την ανάπτυξη των Ευρωκωδίκων, καθορίστηκε και το πρόγραμμά τους, δηλαδή τα θέματα που θα καλύπτονται από τους εν λόγω Κανονισμούς. Στον παρακάτω πίνακα απεικονίζονται τα είδη Ευρωκωδίκων. Αρχικά περιλαμβάνονταν οι Ευρωκώδικες 1 έως 8, ενώ στη συνέχεια προστέθηκε και ο Ευρωκώδικας 9 που αφορά κατασκευές από αλουμίνιο. Επίσης, υπάρχει και ο Ευρωκώδικας 0 ο οποίος καθορίζει τις βάσεις του σχεδιασμού και οφείλει να χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τους υπόλοιπους Ευρωκώδικες.

Πίνακας 2.4.1.1: Πρόγραμμα Ευρωκωδίκων

Τίτλος	Σύμβολο	Περιεχόμενο
Ευρωκώδικας 0 **Eurocode 0**	EC 0 EN 1990	Βάση δομικού σχεδιασμού Basics of structural design
Ευρωκώδικας 1 **Eurocode 1**	EC 1 EN 1991	Δράσεις στις κατασκευές Actions on structures
Ευρωκώδικας 2 **Eurocode 2**	EC 2 EN 1992	Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα Design of concrete structures
Ευρωκώδικας 3 **Eurocode 3**	EC 3 EN 1993	Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα Design of steel structures
Ευρωκώδικας 4 **Eurocode 4**	EC 4 EN 1994	Σχεδιασμός σύμμεικτων κατασκευών Design of composite steel and concrete structures
Ευρωκώδικας 5 **Eurocode 5**	EC 5 EN 1995	Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών Design of timber structures
Ευρωκώδικας 6 **Eurocode 6**	EC 6 EN 1996	Σχεδιασμός κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία Design of masonry structures
Ευρωκώδικας 7 **Eurocode 7**	EC 7 EN 1997	Γεωτεχνικός σχεδιασμός Geotechnical design
Ευρωκώδικας 8 **Eurocode 8**	EC 8 EN 1998	Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών Design of structures for earthquake resistance
Ευρωκώδικας 9 **Eurocode 9**	EC 9 EC 1999	Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο Design of aluminum structures

Καθένας από τους Ευρωκώδικες υποδιαιρείται σε επιμέρους Τεύχη, όπου περιλαμβάνονται οι βασικές αρχές σχεδιασμού των έργων, στα οποία αναφέρεται ο συγκεκριμένος Κώδικας.

Τέλος, προκειμένου ένας Ευρωκώδικας να τεθεί σε ισχύ σε μία χώρα, πρέπει να συνοδεύεται από το Εθνικό Προσάρτημα, την υπευθυνότητα έκδοσης του οποίου έχει η εν λόγω χώρα.

2.4.2 Βασικές αρχές των Ευρωκωδίκων

Γενικά κάθε τεχνικό έργο πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε οι μηχανικές φορτίσεις που ενδέχεται να ασκηθούν, να μην προκαλούν τα ακόλουθα περιστατικά:

- κατάρρευση όλης ή μέρους της κατασκευής
- παραμορφώσεις σε μεγάλο βαθμό
- φθορά σε μέρη του έργου ή σε εξαρτήματα λόγω των μεγάλων παραμορφώσεων
- φθορά πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με την αιτία
- μη αποδεκτή οικονομική συντήρηση κατά της διάρκεια ζωής του έργου

Για να αποφευχθούν τα παραπάνω επακόλουθα θα πρέπει να εξασφαλίζονται τα παρακάτω:

- η προπαρασκευή του έργου και η συντήρησή του
- οι ιδιότητες, οι αποδόσεις και η χρήση των κατασκευαστικών προϊόντων
- διαδικασίες εξασφάλισης ποιότητας που σχετίζονται με τον σχεδιασμό, την παραγωγή και την εκτέλεση

Η ικανοποίηση των παραπάνω απαιτήσεων γίνεται με τις μεθόδους των οριακών αστοχιών και λειτουργικότητας με τη χρήση κατάλληλων μοντέλων. Επίσης, πρέπει να εφαρμόζονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας, οι οποίοι προϋποθέτουν τη χρήση αντιπροσωπευτικών τιμών τόσο στις δράσεις, όσο και στις ιδιότητες με τις οποίες περιγράφεται η συμπεριφορά των υλικών.

2.5 Οριακές Καταστάσεις

Ως οριακές καταστάσεις ορίζονται εκείνες για τις οποίες πέραν των οποίων προκαλείται κατάρρευση ή το δόμημα δεν είναι κατάλληλο για χρήση. Διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αφορούν την ασφάλεια του προσωπικού και της κατασκευής, καθώς και σε ορισμένες περιστάσεις την προστασία των περιεχόμενών της. Από την άλλη πλευρά, οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν την καταλληλότητα της κατασκευής για χρήση, την άνεση των ανθρώπων, καθώς και την εμφάνισή της, όπου ο όρος εμφάνιση συνδέεται περισσότερο με μεγάλες βυθίσεις και έντονες ρηγματώσεις, παρά με αισθητικά κριτήρια.

2.5.1 Μέθοδοι ελέγχων

Στην αποτίμηση των παραγόντων αστοχίας συμπεριλαμβάνονται και αρκετοί παράγοντες οι οποίοι δημιουργούν αβεβαιότητες για την ακριβή τιμή τους. Παραδείγματος χάρη, αβεβαιότητες στην ακριβή πρόβλεψη των φορτίσεων ή στην πρόβλεψη της απόκρισης του δομήματος. Η ύπαρξη αυτών των αβεβαιοτήτων έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη πιθανοτικών μοντέλων ελέγχου των οριακών καταστάσεων. Η μέθοδος αυτή, γνωστή ως μέθοδος των συντελεστών ασφαλείας, βασίζεται σε μια υπερεκτίμηση των δράσεων σχεδιασμού και επομένως και των αποτελεσμάτων τους, με ταυτόχρονη μείωση των τιμών αντοχών σχεδιασμού των δομικών στοιχείων. Για την εκτίμηση των τιμών σχεδιασμού των δράσεων, η παραγοντοποίηση γίνεται με πολλαπλασιασμό των χαρακτηριστικών τους τιμών με τους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις. Η εκτίμηση των τιμών σχεδιασμού των αντοχών γίνεται με διαίρεση των χαρακτηριστικών τιμών τους με τους συντελεστές ασφαλείας για τις αντοχές.

2.6 Ευρωκώδικας 3

Ο Ευρωκώδικας 3 εφαρμόζεται στο σχεδιασμό κτιρίων και έργων από χάλυβα. Ασχολείται με τις αρχές και τις απαιτήσεις για ασφάλεια και λειτουργικότητα των κατασκευών, τις βασικές αρχές του σχεδιασμού και των ελέγχων επάρκειάς τους που δίνονται στην ΕΝ 1990 - Βασικές αρχές σχεδιασμού των κατασκευών. Ο Ευρωκώδικας 3 ασχολείται μόνο με απαιτήσεις για αντοχή, λειτουργικότητα, ανθεκτικότητα και πυρασφάλεια των κατασκευών από χάλυβα. Άλλες απαιτήσεις, που αφορούν για παράδειγμα θερμικές ή ηχητικές μονώσεις, δεν καλύπτονται. Το εναρμονισμένο Ευρωπαϊκό Πρότυπο που καλύπτει τις χαλύβδινες κατασκευές είναι ο Ευρωκώδικας 3 (ΕC 3) με τον γενικό τίτλο Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα.

2.7 Δράσεις

Με τον όρο δράση χαρακτηρίζεται κάθε αίτιο που προκαλεί ένταση ή παραμόρφωση σε ένα δόμημα. Μπορεί να έχει δύο μορφές όπως περιγράφονται παρακάτω:

- Άμεση δράση, μπορεί να είναι μία δύναμη που εξασκείται πάνω στην κατασκευή
- Έμμεση δράση, μπορεί να είναι μια εξαναγκασμένη παραμόρφωση ή μια επιβαλλόμενη επιτάχυνση, για παράδειγμα λόγω απότομων θερμοκρασιακών αλλαγών

Είναι προφανές ότι η ορθή πρόβλεψη του είδους των δράσεων που θα καταπονήσουν την κατασκευή στη διάρκεια της ζωής της, καθώς και η σωστή αποτίμηση των μεγεθών των εν λόγω δράσεων, είναι βασικής σημασίας για τον ορθό σχεδιασμό της κατασκευής.

Γενικά οι δράσεις διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες με βάση την μεταβολή τους στο χρόνο όπως περιγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.7.1: Ταξινόμηση δράσεων

Ταξινόμηση των δράσεων με τη μεταβολή τους στο χρόνο		
Κατηγορία δράσεων	Σύμβολο	Περιγραφή – Είδη δράσεων
Μόνιμες δράσεις	G	Δράσεις που είναι αμετάβλητες στο χρόνο *Ίδιο βάρος κατασκευής, μόνιμου εξοπλισμού*
Μεταβλητές δράσεις	Q	Δράσεις που μεταβάλλονται με τον χρόνο *Επιβαλλόμενα φορτία, ανεμοπιέσεις, χιονοφορτίσεις*
Τυχηματικές δράσεις	A	Δράσεις με στιγμιαία εμφάνιση *Εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων*

Επίσης παρακάτω απεικονίζονται οι συντελεστές ασφαλείας των μόνιμων και μεταβλητών δράσεων.

Πίνακας 2.7.2: Συντελεστές ασφαλείας

Είδος δράσεων	**Είδος μεταβλητής δράσης**	**Συντελεστές ασφαλείας**	
		Δυσμενείς	Μη δυσμενείς
Μόνιμες δράσεις		γ= 1,35	γ= 1,00
Μεταβλητές δράσεις	Κυρίαρχη	γ = 1,50	γ= 0
	Άλλες	γ= 1,50	γ= 0

2.8 Χάλυβας

2.8.1 Γενικά στοιχεία

Η εξέλιξη της μεταλλουργίας και η ανάπτυξη νέων κραμάτων χάλυβα αποτέλεσε καθοριστικό ρόλο στην ευρεία χρήση του. Τις τελευταίες εκατονταετίες ο χάλυβας εισήλθε και στον τομέα των κατασκευών, αφού αναγνωρίστηκαν έγκαιρα οι μεγάλες δυνατότητες που προσέφερε η

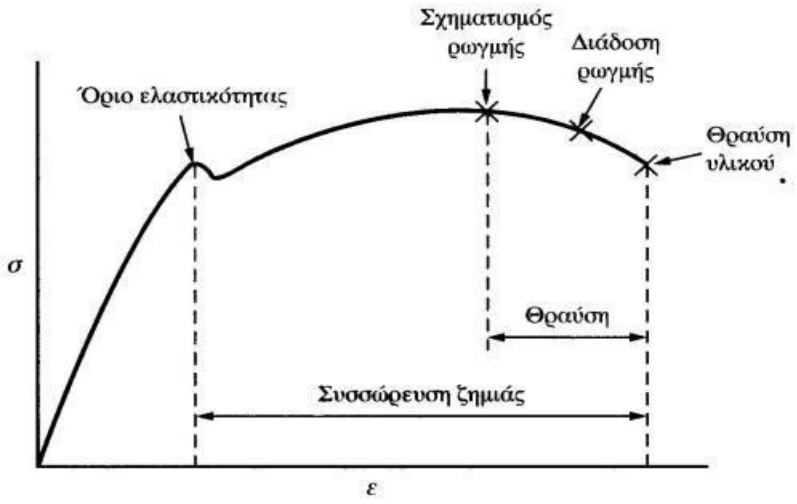
μηχανική συμπεριφορά του. Σήμερα ο χάλυβας, μαζί με το σκυρόδεμα και το ξύλο αποτελεί ένα από τα κυριότερα δομικά υλικά, χρησιμοποιούμενος είτε μόνος του, είτε σε συνδυασμό με άλλα υλικά, στο σύνολο σχεδόν των κατασκευών. Σε πολλές δε περιπτώσεις έργων, ιδίως σε κατασκευές με μεγάλα ανοίγματα, όπου άλλα υλικά δεν μπορούν να προσφέρουν λύσεις, ο χάλυβας έχει τις κατάλληλες ιδιότητες αντοχών και παραμορφωσιμότητας προκειμένου να καταστεί εφικτή από τεχνική, αλλά και οικονομική άποψη η κατασκευή των έργων αυτών.

2.8.2 Μηχανική συμπεριφορά του χάλυβα

Ως γνωστόν η μηχανική συμπεριφορά των υλικών περιγράφεται από διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων, τα οποία λαμβάνονται από πειραματικές δοκιμές εφελκυσμού ή θλίψης. Ειδικά για τον χάλυβα τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων λαμβάνονται μόνο μετά από δοκιμές εφελκυσμού, επειδή οι δοκιμές σε θλίψη δεν δίνουν ακριβή αποτελέσματα, λόγω κυρίως του φαινομένου του λυγισμού που παρουσιάζεται κατά τη θλιπτική καταπόνηση.

Ορισμένα χαρακτηριστικά μεγέθη τα οποία αποτελούν τις μηχανικές ιδιότητες του υλικού είναι τα ακόλουθα:

- Όριο αναλογίας, που συμβολίζεται με σ_p και είναι η ανώτατη τιμή της τάσης μέχρι την οποία διατηρείται η γραμμική σχέση μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων, δηλαδή μέχρι εκεί που ισχύει ο νόμος του Hooke.
- Όριο ελαστικότητας, που συμβολίζεται με σ_E και είναι η ανώτατη τιμή της τάσης μέχρι την οποία το υλικό διατηρεί την ελαστική του συμπεριφορά, δηλαδή κατά την αποφόρτισή του δεν εμφανίζει παραμένουσα παραμόρφωση. Στους δομικούς χάλυβες το σημείο αυτό σχεδόν συμπίπτει με το όριο αναλογίας με αποτέλεσμα να μην υπάρχει διακριτή διαφορά μεταξύ των δύο εν λόγω ορίων.
- Όριο διαρροής, που συμβολίζεται με f_y και είναι η τιμή της τάσης που είναι λίγο μεγαλύτερη από το όριο ελαστικότητας, όπου το υλικό εμφανίζει έντονη και διαρκώς αυξανόμενη παραμόρφωση, χωρίς ουσιαστική αύξηση της φόρτισης. Οι παραμορφώσεις πέραν του ορίου ελαστικότητας είναι παραμένουσες.
- Όριο θραύσης, που συμβολίζεται με fu και είναι η τιμή της τάσης που αντιστοιχεί στο ανώτατο σημείο της καμπύλης του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων.



Εικόνα 2.8.2.1: Διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων

Από τις τάσεις αυτές, εκείνες που χαρακτηρίζουν το υλικό και χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό, είναι η τάση διαρροής και η τάση θραύσης. Χρειάζεται να σημειωθεί πως το όριο ελαστικότητας χωρίζει το διάγραμμα σε δύο τμήματα στα οποία η συμπεριφορά του υλικού είναι προφανώς διαφορετική. Οι περιοχές που αντιστοιχούν σε αυτά τα δύο τμήματα είναι οι ακόλουθες:

- Ελαστική περιοχή, που είναι η περιοχή του διαγράμματος που εκτείνεται από το 0 μέχρι το όριο ελαστικότητας. Στη περιοχή αυτή εντοπίζεται ένα ευκρινώς διακριτό τμήμα που φτάνει μέχρι το όριο αναλογίας και στο οποίο το διάγραμμα είναι ευθύγραμμο τμήμα. Στο τμήμα αυτό η σχέση μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων είναι προφανώς γραμμική και εκφράζεται με τον νόμο του Hooke:

  $$\sigma = E \times \varepsilon$$

  Στην παραπάνω σχέση ο συντελεστής αναλογίας Ε είναι το μέτρο ελαστικότητας ή μέτρο Young του υλικού. Ο προσδιορισμός του γίνεται από το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων, όπου λαμβάνεται ως η εφαπτομένη της γωνίας κλίσης του γραμμικού τμήματος του διαγράμματος.
- Πλαστική περιοχή, που είναι η περιοχή του διαγράμματος που εκτείνεται από το όριο ελαστικότητας και πέραν. Στην περιοχή αυτή η τάση αυξάνει πολύ αργά σχετικά με την ταχύτατη άνοδό της στην ελαστική περιοχή, ενώ παρατηρείται μία παρατεταμένη αύξηση της παραμόρφωσης μέχρι του σημείου της θραύσης. Στο διάστημα αυτό η σχέση μεταξύ των τάσεων και των παραμορφώσεων δεν είναι αναλογική και για τον λόγο αυτό η συμπεριφορά του υλικού στην πλαστική περιοχή χαρακτηρίζεται ως μη γραμμική, σε αντίθεση με τη συμπεριφορά στην ελαστική περιοχή που είναι γραμμική. Εντός της

πλαστικής περιοχής το έργο που παράγει το επιβαλλόμενο φορτίο απορροφάται κυρίως σε παραμόρφωση.

Πολύ βασικής σημασίας για τη συμπεριφορά του υλικού είναι επίσης και η ικανότητα παραμόρφωσής του, που εκφράζεται με τις ακόλουθες παραμέτρους:

- Μήκυνση στη θραύση, που είναι η συνολική παραμόρφωση του υλικού, δηλαδή η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο όριο θραύσης.
- Ολκιμότητα, η οποία είναι η πλέον χαρακτηριστική ιδιότητα για την ικανότητα παραμόρφωσης του υλικού και για την οποία χρησιμοποιείται και ο όρος πλαστιμότητα.

Με βάση την ολκιμότητα τα υλικά διακρίνονται σε δύο κατηγορίες. Τα όλκιμα υλικά παρουσιάζουν σχετικά μεγάλη ολκιμότητα, ενώ τα ψαθυρά υλικά έχουν μηδενική ή πολύ μικρή ολκιμότητα. Ο χάλυβας κατατάσσεται στα όλκιμα υλικά.

2.8.3 Ποιότητες δομικών χαλύβων

Υπάρχουν διάφορες ποιότητες χαλύβων που έχουν διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες και πρόσθετα χαρακτηριστικά. Η επιλογή της ποιότητας του χάλυβα που πρόκειται να χρησιμοποιηθεί σε ένα έργο εξαρτάται από τις ιδιαίτερες απαιτήσεις του εν λόγω έργου. Βασικής σημασίας στον καθορισμό της ποιότητας του χάλυβα είναι οι μηχανικές ιδιότητές του και συγκεκριμένα το όριο διαρροής fy και το όριο θραύσης fu. Οι χάλυβες συμβολίζονται με το γράμμα S ακολουθούμενο από την ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής σε N/mm^2.

Μία σειρά Ευρωπαϊκών Προτύπων καθορίζουν επακριβώς τη σύσταση, τις μηχανικές ιδιότητες και άλλα χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων. Ο EC3 υποστηρίζει ορισμένες μόνο από τις ποιότητες δομικών χαλύβων που προέρχονται από τα εν λόγω Πρότυπα.

Πίνακας 2.8.3.1: Πρότυπες ποιότητες χάλυβα

Πρότυπο	**Κατηγορία χάλυβα**	**Πάχος t (mm)**			
		t ≤ 40mm		40mm < t ≤ 80mm	
		fy (N/mm^2)	fu (N/mm^2)	fy (N/mm^2)	fu (N/mm^2)
EN 10025-2	S 235	235	360	215	360
	S 275	275	430	255	410
	S 355	355	510	335	470
	S 450	440	550	410	550

Ο παραπάνω πίνακας δίνει σε απλοποιημένη μορφή τις ονομαστικές τιμές των μηχανικών παραμέτρων των χαλύβων. Ο EC3 παρέχει τη δυνατότητα οι ονομαστικές τιμές των εν λόγω παραμέτρων να λαμβάνονται απευθείας από τις προδιαγραφές του προϊόντος, στις οποίες το όριο διαρροής f_y συμβολίζεται με R_{eh}, ενώ το όριο θραύσης f_u με R_m. Με οποιονδήποτε τρόπο και

αν λαμβάνονται οι ονομαστικές τιμές των μηχανικών παραμέτρων, θα πρέπει να γίνονται αποδεκτές και ως χαρακτηριστικές τιμές στους διάφορους υπολογισμούς του σχεδιασμού.

2.8.4 Παράμετροι υλικού του χάλυβα

Για όλους του χάλυβες που καλύπτονται από τον Ευρωκώδικα, οι παράμετροι του υλικού που πρέπει να εισάγονται στους υπολογισμούς είναι το μέτρο ελαστικότητας E, το μέτρο διάτμησης G και ο λόγος Poisson ν, που σχετίζονται με τη μηχανική συμπεριφορά του υλικού, ο συντελεστής θερμικής γραμμικής διαστολής α, που χρησιμοποιείται στην εκτίμηση των συστολο-διαστολών, καθώς και η πυκνότητα ρ, που είναι απαραίτητη για την αποτίμηση της μάζας και κατ' επέκταση του ίδιου βάρους των δομικών στοιχείων.

Πίνακας 2.8.4.1: Τιμές σχεδιασμού των παραμέτρων του υλικού

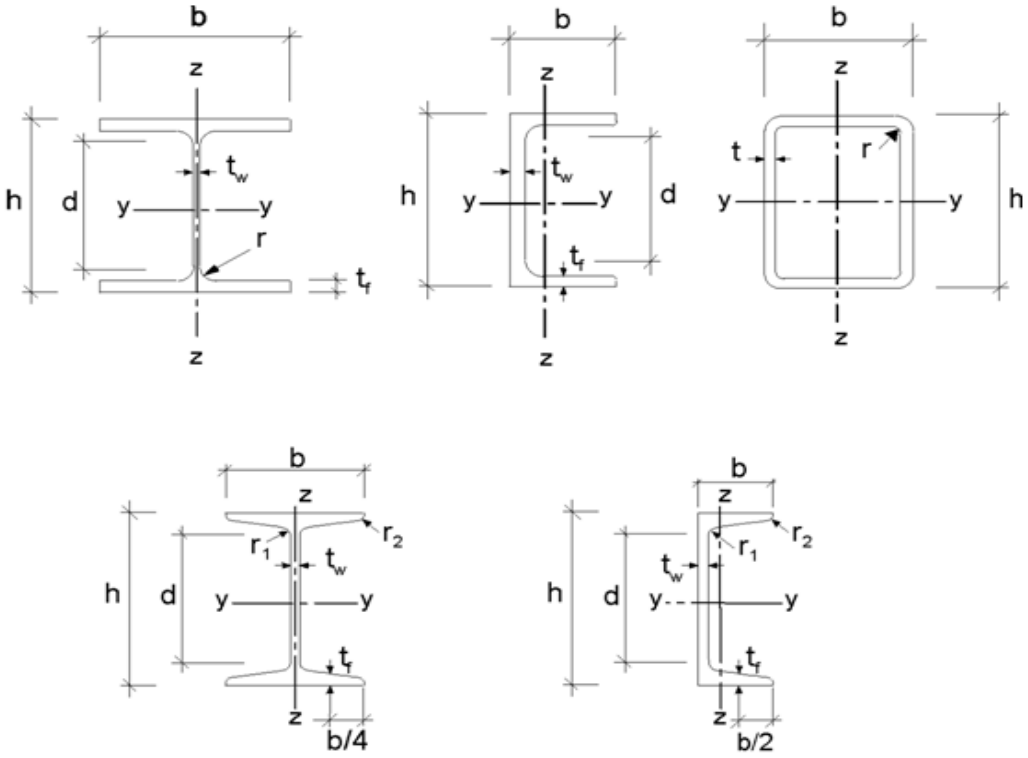
Παράμετρος	Σύμβολο	Μονάδες	Τιμή
Μέτρο ελαστικότητας	E	N/mm^2	210000
Μέτρο διάτμησης	G=E/[2*(1+ν)]	N/mm^2	81000
Λόγος του Poisson	ν		0,3
Συντελεστής θερμικής διαστολής	α	ανά ◦C	$12*10^{-6}$
Πυκνότητα	ρ	Kg/m^3	7850

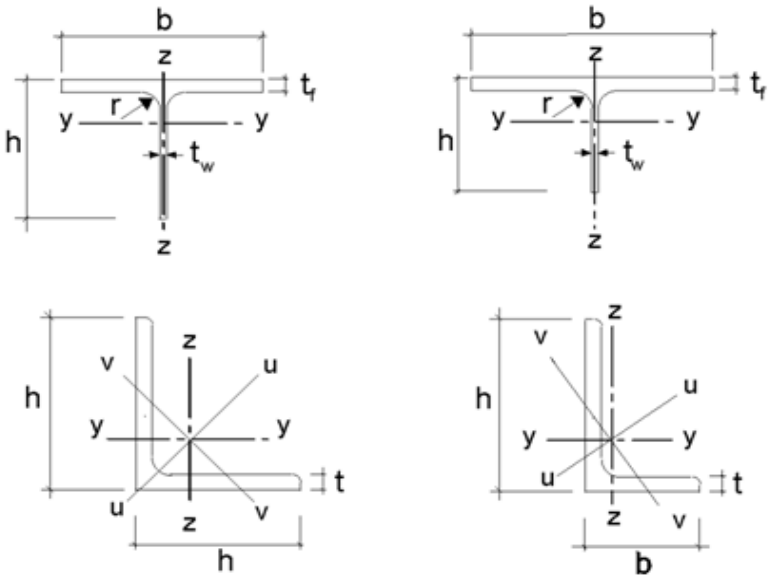
2.8.5 Χαλύβδινες Διατομές

Οι διατομές που χρησιμοποιούνται στα στοιχεία των κατασκευών από χάλυβα παρουσιάζουν μία ευρεία ποικιλία σχημάτων. Η επιλογή του πλέον κατάλληλου είδους διατομής για ένα συγκεκριμένο δομικό στοιχείο, γίνεται με βάση διάφορα κριτήρια μεταξύ των οποίων είναι το είδος της καταπόνησης, οι λειτουργικές ανάγκες, οι απαιτήσεις των συνδέσεων. Οι χαλύβδινες διατομές είτε μορφώνονται με διάφορες κατεργασίες, όπως είναι η εν θερμώ κυλινδροποίηση, ή η εν ψυχρώ μορφοποίηση, είτε συντίθενται με τη συγκόλληση επίπεδων ελασμάτων. Ανάλογα με τον τρόπο μόρφωσής τους, οι χαλύβδινες διατομές διακρίνονται στις δύο ακόλουθες κατηγορίες:

- Ελατές διατομές, οι οποίες διακρίνονται στα ακόλουθα μέρη:

- Εν θερμώ κυλινδροποιημένες ελατές διατομές, οι οποίες μορφώνονται με εν θερμώ εξέλαση στα χαλυβουργεία. Κατά τη διεργασία αυτή το θερμό ακόμη κράμα διέρχεται από ένα σύστημα κυλίνδρων και με τον τρόπο αυτό λαμβάνεται το επιθυμητό σχήμα.
- Εν ψυχρώ κατεργασμένες διατομές, οι οποίες διαμορφώνονται εν ψυχρώ με τη διαδικασία πτύχωσης επίπεδων ελασμάτων που έχουν συνήθως μικρό σχετικά πάχος.





Εικόνα 2.8.5.1: Διαστάσεις και άξονες διατομών

- Ελασματο-μορφωμένες διατομές, οι οποίες διαμορφώνονται με συνένωση επίπεδων ελασμάτων. Η σύνδεση των ελασμάτων για τη μόρφωση της διατομής γίνεται ως επί το πλείστον με συγκόλληση, αλλά είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν και άλλα μέσα σύνδεσης.

2.9 Μέθοδοι Στατικής Ανάλυσης

Μετά τη δημιουργία του δομικού μοντέλου και την εισαγωγή σε αυτό όλων των δυνατών συνδυασμών δράσεων και των πάσης φύσεως ατελειών, έπεται η ανάλυση του μοντέλου, για την οποία επιλέγεται η πλέον πρόσφορη για την περίπτωση μέθοδος ανάλυσης. Μία διάκριση των μεθόδων ανάλυσης γίνεται με βάση τη μηχανική συμπεριφορά του υλικού, δηλαδή ανάλογα με τη γραμμικότητα ή μη της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων. Με βάση τη συμπεριφορά του υλικού, οι μέθοδοι ανάλυσης διακρίνονται στις ακόλουθες δύο κατηγορίες:

- Ελαστική ανάλυση, κατά την οποία θεωρείται ότι το υλικό συμπεριφέρεται γραμμικά.
- Πλαστική ανάλυση, στην οποία λαμβάνονται υπόψη οι μη γραμμικότητες στη μηχανική συμπεριφορά του υλικού.

Ελαστική Ανάλυση

Κατά την ελαστική ανάλυση θεωρείται ότι η συμπεριφορά του υλικού είναι ελαστική, δηλαδή η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων παραμένει γραμμική, οποιοδήποτε και αν είναι το επίπεδο των τάσεων. Σύμφωνα με τη θεώρηση αυτή η τάση είναι ανάλογη προς τη παραμόρφωση και ισχύει ο νόμος του Hooke καθ' όλη τη διάρκεια της φόρτισης. Ελαστική ανάλυση μπορεί να

εφαρμόζεται σε κάθε είδους δόμημα. Θα πρέπει να τονιστεί ότι η ελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται ακόμη και όταν για τις διατομές των στοιχείων του δομήματος λαμβάνονται οι πλαστικές αντοχές τους, δηλαδή όταν οι διατομές ανήκουν στις κλάσεις 1 και 2, κατά την κατηγοριοποίηση των διατομών. Είναι δυνατόν επίσης να χρησιμοποιείται σε δομήματα στα οποία υπάρχουν μέλη με διατομές που οι αντοχές τους περιορίζονται από τοπικούς λυγισμούς και ως εκ τούτου ανήκουν στην κλάση 4.

Πλαστική Ανάλυση

Απαραίτητη προϋπόθεση για την πλαστική ανάλυση δομικών συστημάτων είναι η δυνατότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Η πλαστική άρθρωση είναι μία θεωρητική κατάσταση που είναι συνυφασμένη με τη διαρροή μιας διατομής σε όλη την έκτασή της. Στην κατάσταση αυτή μπορούν να φτάσουν μόνο ορισμένες διατομές που διαθέτουν τις κατάλληλες ιδιότητες. Έτσι, πλαστικές αρθρώσεις είναι δυνατόν να δημιουργηθούν μόνο σε ορισμένου τύπου διατομές και ως εκ τούτου και η μέθοδος αυτή είναι εφαρμόσιμη μόνο σε φορείς των οποίων τα στοιχεία συνίστανται από διατομές τέτοιου είδους.

Όπως διαπιστώνεται η πλαστική ανάλυση είναι πιο ρεαλιστική και ακριβής από την ελαστική ανάλυση, εφόσον λαμβάνεται υπόψη η πραγματική συμπεριφορά του δομήματος. Ωστόσο, η μέθοδος αυτή δεν είναι πάντα εφαρμόσιμη, διότι απαιτείται να υπάρχουν οι δυνατότητες αφενός να δημιουργηθούν οι πλαστικές αρθρώσεις και αφετέρου να κατανεμηθούν οι καμπτικές ροπές για να σχηματιστεί ο πλαστικός μηχανισμός. Θα πρέπει επίσης να επισημανθεί ότι οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών που προσδιορίζονται με πλαστική ανάλυση είναι μικρότερες από εκείνες που λαμβάνονται με ελαστική ανάλυση. Συνεπώς η πλαστική ανάλυση μπορεί να οδηγήσει στο σχεδιασμό μικρότερων διατομών για την ανάληψη των ίδιων φορτίων και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την επίτευξη του οικονομικού σχεδιασμού.

Βασική προϋπόθεση για να χρησιμοποιηθεί πλαστική στατική ανάλυση είναι η δυνατότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων και ανακατανομής των ροπών. Για να υπάρχει αυτή η δυνατότητα θα πρέπει το δόμημα να διαθέτει επαρκή στροφική ικανότητα στις πραγματικές θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, είτε αυτές βρίσκονται στα μέλη του δομήματος, είτε στους κόμβους του. Ανεξάρτητα όμως από τις προαναφερθείσες προϋποθέσεις που αφορούν τις διατομές των μελών του φορέα και τους κόμβους του, απαιτείται ο χάλυβας να έχει ορισμένες ιδιότητες, προκειμένου να είναι εφικτή η εφαρμογή της πλαστικής ανάλυσης. Προκειμένου να χρησιμοποιηθεί πλαστική ανάλυση πρέπει να μπορεί να αναπτυχθεί η πλαστική αντοχή των διατομών και συνεπώς ο χάλυβας θα πρέπει να διαθέτει την προσήκουσα ολκιμότητα. Οι χάλυβες που ανήκουν στις κατηγορίες που αναγράφονται στον πίνακα 2.1 έχουν την παραπάνω απαιτούμενη ιδιότητα και ως εκ τούτου στα δομήματα που συνίστανται από τέτοιου είδους χάλυβες, είναι εφικτή η χρήση πλαστικής ανάλυσης.

Για να είναι δυνατή η χρήση πλαστικής ανάλυσης θα πρέπει να εξασφαλίζεται η ευστάθεια των μελών στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Ειδικότερα τα δομήματα μπορούν να σχεδιάζονται με πλαστική ανάλυση υπό την προϋπόθεση ότι θα λαμβάνονται τα ακόλουθα μέτρα για την παρεμπόδιση του πλαγιοστρεπτικού λυγισμού:

- Αποτελεσματική πλευρική και στρεπτική δέσμευση των διατομών στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων με στοιχεία που θα έχουν επαρκή αντοχή έναντι πλευρικών δυνάμεων και στρέψης, οι οποίες προκαλούνται από τις τοπικές πλαστικές παραμορφώσεις του μέλους στις θέσεις αυτές.
- Έλεγχος του ευσταθούς μήκους κάθε τμήματος που βρίσκεται μεταξύ διαδοχικών δεσμεύσεων του προηγούμενου μέτρου ή άλλου είδους πλευρικών δεσμεύσεων. Με τον έλεγχο αυτό εξασφαλίζεται ότι κάθε τέτοιο τμήμα δεν κινδυνεύει από πλαγιο-στρεπτικό λυγισμό. Τα παραπάνω μέτρα δεν χρειάζεται να εφαρμοστούν στις πλαστικές αρθρώσεις οι οποίες δεν στρέφονται.

2.10 Σκοπός της κατηγοριοποίησης των διατομών

Μία σημαντική και χρήσιμη ιδιότητα του δομικού χάλυβα είναι η ολκιμότητά του, δηλαδή η ικανότητά του να δέχεται αξιοσημείωτη ποσότητα παραμόρφωσης χωρίς θραύση. Η παραμόρφωση αυτή εμφανίζεται μετά την έναρξη της διαρροής και η συμπεριφορά του υλικού είναι όμοια τόσο στον εφελκυσμό, όσο και στη θλίψη. Η μόνη διαφορά βρίσκεται στο ότι η θραύση επέρχεται μόνο κατά τον εφελκυσμό. Η μέγιστη αντοχή των περισσότερων διατομών καθορίζεται από την αλληλεπίδραση της παραπάνω παραμόρφωσης και των τοπικών λυγισμών των επί μέρους θλιβόμενων στοιχείων τους.

Οι τοπικοί λυγισμοί που εμφανίζονται στις θλιβόμενες περιοχές των επί μέρους στοιχείων των διατομών, έχουν σαν συνέπεια πολλές διατομές να μην μπορούν να αναπτύξουν τη συνολική πλαστική αντοχή τους. Οι τοπικοί λυγισμοί εμφανίζονται κυρίως σε εκείνα τα επί μέρους στοιχεία των διατομών τα οποία είναι μεγάλου μήκους και λεπτού πάχους. Έτσι, η επίδραση των τοπικών λυγισμών στην αντοχή μιας διατομής εξαρτάται από τις γεωμετρικές διαστάσεις της διατομής. Προκειμένου λοιπόν να είναι εκ των προτέρων γνωστό το αν και κατά πόσο η αντοχή μιας διατομής επηρεάζεται από τους τοπικούς λυγισμούς των επί μέρους θλιβόμενων στοιχείων της, θα πρέπει οι διατομές να ταξινομηθούν ανάλογα με τις γεωμετρικές διαστάσεις τους, σε εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλήρη αντοχή τους και σε εκείνες που οι τοπικοί λυγισμοί δεν επιτρέπουν τη συμπεριφορά αυτή.

Πριν από την εισαγωγή των οριακών καταστάσεων, όταν για τον υπολογισμό της αντοχής των διατομών εφαρμοζόταν μόνο η ελαστική θεωρία, οι διατομές διακρίνονταν σε λεπτότοιχες και

συμπαγείς. Στην πορεία όμως με την εφαρμογή των οριακών καταστάσεων ως βάση για τον σχεδιασμό δομικών στοιχείων, κατά τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η πλαστική συμπεριφορά του υλικού, αποδείχτηκε πως η παραπάνω διάκριση των διατομών δεν είναι αρκετή. Συνεπώς με βάση τα παραπάνω προέκυψε η ανάγκη για περαιτέρω διάκριση των διατομών. Η διάκριση αυτή γνωστή με τον όρο κατηγοριοποίηση έχει ως σκοπό να ταξινομηθούν οι διατομές σε κλάσεις, έτσι ώστε να καθοριστεί η έκταση κατά την οποία η αντοχή τους επηρεάζεται από τους τοπικούς λυγισμούς, καθώς και οι περιορισμοί στις μεθόδους ανάλυσης των δομικών συστημάτων. Ακόμη, ο καθορισμός της κλάσης της διατομής παρέχει και τη δυνατότητα επιλογής της μεθόδου που είναι δυνατόν να εφαρμοστεί στην ανάλυση του δομικού συστήματος, δηλαδή καθιστά γνωστό το αν η διατομή έχει επαρκή ικανότητα στροφής, ώστε να μπορεί να εφαρμοστεί η πλαστική ανάλυση, ή αν κατ' ανάγκη θα ακολουθηθεί αποκλειστικά και μόνο ελαστική ανάλυση.

2.11 Οι κλάσεις των διατομών

Ο EC3 εισάγει την ταξινόμηση των διατομών σε τέσσερις κλάσεις, στις οποίες δίνονται οι ονομασίες με αρίθμηση από το 1 έως το 4. Οι διατομές της κλάσης 1 χαρακτηρίζονται ως πλαστικές διατομές, εκείνες της κλάσης 2 ως συμπαγείς, της κλάσης 3 ως ημι-συμπαγείς και της κλάσης 4 ως λεπτότοιχες. Η κατάταξη των διατομών γίνεται ανάλογα με την αντοχή στην οποία μπορούν να φτάσουν και την ικανότητα στροφής που διαθέτουν.

Προκειμένου να είναι δυνατή η εφαρμογή της πλαστικής ανάλυσης σε ένα δομικό σύστημα, πρέπει η διατομή στη θέση της πλαστική άρθρωσης να έχει επαρκή ικανότητα στροφής. Οι διατομές της κλάσης 1 είναι οι μόνες που ικανοποιούν το κριτήριο αυτό και κατά συνέπεια καθολική πλαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί μόνο τότε, όταν οι διατομές των μελών του δομικού συστήματος, στη θέση τουλάχιστον των πλαστικών αρθρώσεων, ανήκουν στη κλάση 1. Όταν οι διατομές ανήκουν σε άλλες κλάσεις δεν έχουν επαρκή ικανότητα στροφής, με συνέπεια να μην είναι εφαρμόσιμη η πλαστική ανάλυση.

2.11.1 Κατάταξη των διατομών σε κλάσεις

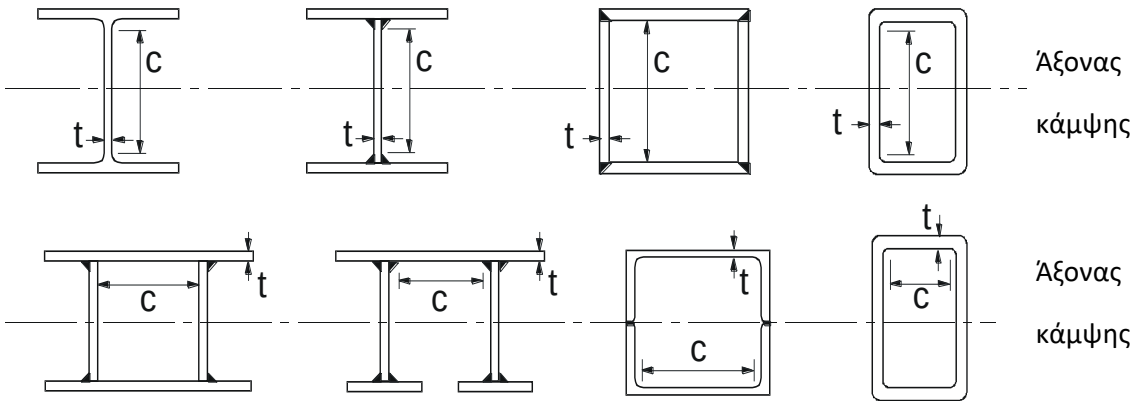
Όπως έχει ήδη αναφερθεί οι τοπικοί λυγισμοί αποτελούν την αιτία για τη διαφορετική συμπεριφορά των διατομών και συνεπώς για τη διάκρισή τους σε κλάσεις, εξαρτώνται από τις διαστάσεις πλάτους και πάχους των επί μέρους θλιβόμενων στοιχείων τα οποία συνιστούν τις διατομές. Έτσι, η κατηγοριοποίηση των διατομών γίνεται με βάση την τιμή του λόγου c/t του κάθε επί μέρους στοιχείου τους, όπου c είναι το πλάτος του στοιχείου και t το πάχος του. Για κάθε κλάση ενός επί μέρους στοιχείου των διατομών καθορίζεται μία οριακή τιμή του λόγου c/t. Όταν ο λόγος c/t ενός τέτοιου στοιχείου είναι μικρότερος της οριακής τιμής που έχει ο λόγος αυτός για μία κλάση, τότε το στοιχείο ανήκει στη κλάση αυτή. Ο EC3 καθορίζει τις οριακές τιμές

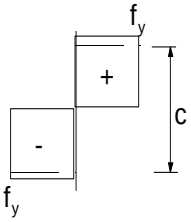
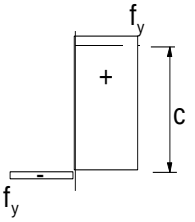
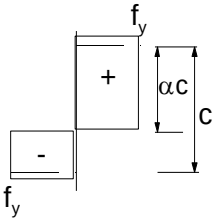
του λόγου c/t ανάλογα με τη θέση που έχει το επιμέρους θλιβόμενο στοιχείο στη διατομή, καθώς και το είδος της καταπόνησης. Σε όλες τις περιπτώσεις οι τιμές αυτές δίνονται συναρτήσει της παραμέτρου ε, που χαρακτηρίζει την κατηγορία του χάλυβα. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα οι οριακές τιμές του λόγου c/t να είναι διαφορετικές για κάθε κατηγορία χάλυβα.

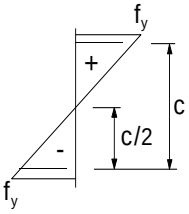
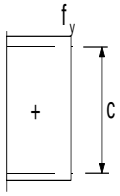
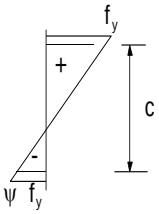
Στα θλιβόμενα στοιχεία περιλαμβάνεται κάθε επιμέρους στοιχείο διατομής το οποίο βρίσκεται είτε ολικώς, είτε μερικώς σε θλίψη, που οφείλεται στην επίδραση αξονικής δύναμης ή καμπτικής ροπής ή σε συνδυασμό αξονικής δύναμης και κάμψης. Τα στοιχεία αυτά ανάλογα με τη θέση που κατέχουν στη διατομή διακρίνονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- Εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία: Στα στοιχεία αυτά υπάγονται οι κορμοί που είναι κάθετοι στον άξονα της κάμψης καθώς και τα εσωτερικά στοιχεία πελμάτων που είναι παράλληλα στον άξονα της κάμψης. Κορμούς διαθέτουν οι διατομές τύπου “I”, “H”, “C”, καθώς επίσης και οι ορθογωνικές σωληνωτές διατομές ή κυβωτοειδείς.
- Προεξέχοντα στοιχεία πελμάτων: Στοιχεία αυτού του είδους συναντώνται σε διατομές τύπου “I”, “H”, “C”, καθώς επίσης και σε κιβωτοειδείς διατομές.

Πίνακας 2.11.1.1: Κατηγοριοποίηση διατομής για εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα και προεξέχοντα πέλματα

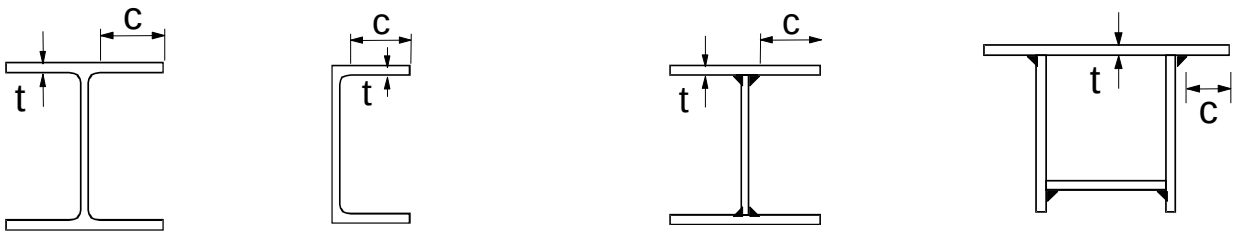
<table>
<tr><td colspan="4">Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα
 
</td></tr>
<tr><td>Κατηγορία</td><td>Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη</td><td>Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη</td><td>Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη</td></tr>
<tr><td>Κατανομή τάσεων στα τμήματα

(θλίψη θετική)</td><td> 
</td><td> 
</td><td> 
</td></tr>
</table>

1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0{,}5:\ c/t \le \dfrac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \le 0{,}5:\ c/t \le \dfrac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0{,}5:\ c/t \le \dfrac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \le 0{,}5:\ c/t \le \dfrac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1:\ c/t \le \dfrac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ όταν $\psi \le -1^{*)}:\ c/t \le 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

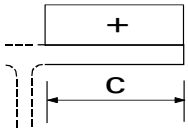
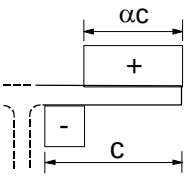
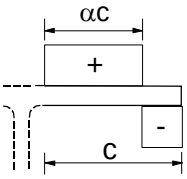
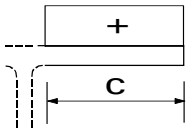
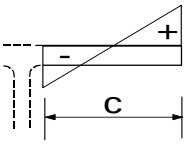
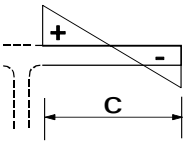
Προεξέχοντα πέλματα



Ελατές διατομές

Συγκολλητές διατομές

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη	
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό

Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \le 9\varepsilon$	$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \le 10\varepsilon$	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \le 14\varepsilon$	$c/t \le 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5	

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

2.12 Μεμονωμένα εντατικά μεγέθη

Κατά τις επιταγές του EC3, οι κατασκευές από χάλυβα και τα επί μέρους μέλη τους θα πρέπει να διαστασιολογούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις για μη υπέρβαση των οριακών καταστάσεων αστοχίας. Αυτό σημαίνει ότι για να είναι ασφαλές ένα δομικό στοιχείο, θα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε η τιμή σχεδιασμού ενός μεγέθους να παραμείνει μικρότερη από την αντίσταση την οποία μπορεί να αναπτύξει το στοιχείο για να αναλάβει το εν λόγω μέγεθος. Η ικανοποίηση αυτής της συνθήκης εκφράζεται με την ακόλουθη σχέση:

$E_d \le R_d$

όπου: E_d: Τιμή σχεδιασμού ενός μεγέθους

R_d: Αντοχή σχεδιασμού του εν λόγω μεγέθους

2.12.1 Συντελεστές ασφαλείας για τις αντοχές

Τα τελευταία χρόνια έχει εισαχθεί στου Κανονισμούς μία μέθοδος ελέγχου των δομικών συστημάτων που στηρίζεται στη στοχαστική ανάλυση. Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο οι δράσεις παραγοντοποιούνται προς τα επάνω ώστε να αντιπροσωπεύεται μια πιθανή μέγιστη τιμή που μπορεί να λάβει μια δράση. Αντίστοιχα, οι τιμές σχεδιασμού παραγοντοποιούνται προς τα κάτω και έτσι εκτιμάται μια πιθανή ελάχιστη τιμή που μπορεί να λάβει μια αντοχή. Για την παραγοντοποίηση δράσεων και αντοχών χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.12.1.1: Τιμές συντελεστών ασφαλείας

Τιμές των συντελεστών ασφαλείας για τις αντοχές			
Καταστάσεις ελέγχων	Σύμβολο	Αντοχές	Τιμή EC3
Εντατικά μεγέθη	γ_{M0}	Αντοχές διατομών	1,00
	γ_{M2}	Αντοχή καθαρής διατομής σε οπή	1,25
Αστάθεια	γ_{M1}	Αντοχή στοιχείου σε λυγισμούς	1,00

2.12.2 Απαιτούμενοι Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι έλεγχοι της οριακής κατάστασης αστοχίας είναι δυνατόν να καταταγούν σε δύο γενικές κατηγορίες:

1. Έλεγχοι αντοχής των διατομών, όπου για την στατική επάρκεια της διατομής απαιτείται η τιμή σχεδιασμού ενός εντατικού μεγέθους να μη υπερβαίνει την αντοχή που μπορεί να αναπτύξει η διατομή προκειμένου να αναλάβει το εν λόγω μέγεθος.
2. Έλεγχοι ευστάθειας των δομικών στοιχείων, κατά τους οποίους πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η τιμή σχεδιασμού ενός εντατικού μεγέθους δεν θα υπερβαίνει την αντοχή που έχει το δομικό στοιχείο στο συγκεκριμένο φαινόμενο αστάθειας.

Οι έλεγχοι που είναι απαραίτητοι να γίνουν για τον έλεγχο της ευστάθειας μιας μεταλλικής κατασκευής είναι οι παρακάτω:

<u>Διατομές σε θλίψη</u>

Για τις διατομές που καταπονούνται σε καθαρή θλίψη, το κριτήριο αστοχίας περιγράφεται στον παρακάτω πίνακα, όπου η N_{ed} παριστά τη θλιπτική δύναμη σχεδιασμού και η $N_{C,Rd}$ την αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε θλίψη.

Πίνακας 2.12.2.1: Έλεγχος σε θλίψη

Έλεγχος διατομής σε θλίψη
Κριτήριο επάρκειας: $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$
Αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη: $N_{c,Rd} = \{N_{pl,Rd}$ ή $N_{o,Rd}\}$
Πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη: $N_{Pl,Rd} = Af_y/\gamma_{M0}$
Κατηγορία διατομής: Κλάσεις 1,2,3 $N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = Af_y/\gamma_{M0}$

<u>Διατομές σε διάτμηση</u>

Για διατομές που καταπονούνται σε διάτμηση, το γενικό κριτήριο επάρκειας της οριακής κατάστασης αστοχίας εκφράζεται στον ακόλουθο πίνακα. Στο κριτήριο αυτό η V_{Ed} παριστά τη διατμητική δύναμη σχεδιασμού και η $V_{c,Rd}$ την αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε διάτμηση.

Πίνακας 2.12.2.2: Έλεγχος σε διάτμηση

Έλεγχος διατομής σε διάτμηση
Κριτήριο επάρκειας: $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$
Πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση: $V_{c,Rd} = V_{Pl,Rd} = A_V (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}$
Εμβαδόν επιφάνειας διάτμησης A_v: $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$, με $A_v \geq \eta h_w t_w$

<u>Αντοχή σε μονοαξονική κάμψη</u>

Για διατομές που καταπονούνται σε μονοαξονική κάμψη, το γενικό κριτήριο επάρκειας είναι:

Πίνακας 2.12.2.3: Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

Έλεγχος διατομής σε μονοαξονική κάμψη	
Κριτήριο επάρκειας: $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$	
Αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη:	**Διατομές κατηγορίας:**
$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$	1 ή 2
$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$	3
$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}}$	4
όπου, $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση	

Αλληλεπίδραση διάτμησης – κάμψης

Στις περισσότερες περιπτώσεις όπου μια διατομή καταπονείται σε κάμψη υπάρχει και ταυτόχρονη καταπόνησή της από διατμητική δύναμη. Έτσι στη διατομή, εκτός από τις ορθές τάσεις που οφείλονται στην καμπτική ροπή, εμφανίζονται και διατμητικές τάσεις που προέρχονται από τη διατμητική δύναμη. Έχει καθοριστεί πειραματικά ότι, όταν η ασκούμενη σε μια διατομή διατμητική δύναμη δεν υπερβαίνει το 50% της πλαστικής αντοχής σε διάτμηση, η διάτμηση δεν επηρεάζει την αντοχή της σε κάμψη. Ο έλεγχος και οι προϋποθέσεις περιγράφονται στη συνέχεια:

Πίνακας 2.12.2.4: Έλεγχος αντοχής σε συνδυασμένη διάτμηση και κάμψη

Αλληλεπίδραση διάτμησης – κάμψης	
Κριτήριο μη σημαντικής διάτμησης: $V_{Ed} \leq 0{,}5V_{pl,Rd}$	
Μειωμένη αντοχή διατομής σε κάμψη λόγω σημαντικής διάτμησης $M_{v,Rd}$	
Διατομές με ίσα πέλματα και κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα	$M_{v,Rd}= [w_{pl,y} - \frac{\rho_z A_{v,z}^2}{4t_w}] \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$
Περιορισμός	$M_{v,Rd} \leq M_{c,Rd}$
Συντελεστής μείωσης ρ (Παράλληλη στον ασθενή άξονα)	$\rho_z= (2V_{z,Ed}/V_{pl,z,Rd}-1)^2$

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική

Όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει και σημαντική αξονική δύναμη πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής. Η μείωση αυτή προφανώς εξαρτάται από τον συντελεστή χρησιμοποίησης n της διατομής σε αξονική δύναμη, δηλαδή από τον λόγο της αξονικής δύναμης σχεδιασμού N_{Ed} προς την πλαστική αντοχή σχεδιασμού $N_{pl,Rd}$. Με τη μειωμένη λόγω αξονικής δύναμης αντοχή σε κάμψη $M_{N,Rd,}$ γίνεται ο έλεγχος της οριακής κατάστασης αστοχίας και διαπιστώνεται η στατική επάρκεια της διατομής στη συνδυασμένη καταπόνηση κάμψης και αξονικής δύναμης. Τέλος, η απομειωμένη αντοχή σε κάμψη υπολογίζεται ανάλογα της κατηγορίας της διατομής. Στον παρακάτω πίνακα περιγράφεται η παραπάνω διαδικασία συνοπτικά:

Πίνακας 2.12.2.5: Έλεγχος αντοχής σε συνδυασμένη κάμψη και αξονική δύναμη

Έλεγχος αντοχής διατομής κλάσης 1 ή 2 σε συνδυασμένη κάμψη και αξονική δύναμη
Κριτήριο επάρκειας: $M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$

Μειωμένη πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη για ορθογωνικές συμπαγείς διατομές	$M_{N,Rd}=M_{pl,Rd}\,[1 - n^2]*[1-0,5a]$	
Κριτήρια για μη απαίτηση μείωσης της αντοχής σε κάμψη σε διατομές με πέλματα		
Άξονας κάμψης	Κριτήριο	
y - y	$N_{Ed} \leq \min\{0,5N_{pl,w,Rd}, 0,25N_{pl,Rd}\}$	
z - z	$N_{Ed} \leq N_{pl,w,Rd}$	
Συντελεστής χρησιμοποίησης αξονικής δύναμης	$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$, $a = \min[0,5, \frac{A-2\,b*t_f}{A}]$	
$N_{pl,Rd}= Af_y/\gamma_{M0}$,	**$N_{pl,w,Rd}= (h_w\,t_w)\,f_y/\gamma_{M0}$,**	**$M_{pl,Rd}= w_{pl}f_y/\gamma_{\mu 0}$**

Όταν ισχύουν τα κριτήρια δεν απαιτείται μείωση της θεωρητικής πλαστικής αντοχής σε κάμψη, δεδομένου ότι η επενέργεια της αξονικής δύναμης αντισταθμίζεται από την κράτυνση του υλικού.

Έλεγχος σε κάμψη, τέμνουσα και αξονική

Όταν ταυτόχρονα με την ροπή κάμψης συνυπάρχουν τέμνουσα και αξονική δύναμη πρέπει να γίνεται μείωση της ροπής αντοχής λόγω της επίδρασης τόσο της τέμνουσας όσο και της αξονικής δύναμης. Η απομείωση της ροπής αντοχής γίνεται πρώτα για την τέμνουσα και στην συνέχεια για την αξονική δύναμη.

Κεφάλαιο 3: Παρουσίαση Προσομοιώματος

3.1 Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί σήμερα τη σημαντικότερη μέθοδο της υπολογιστικής μηχανικής. Η βασική έννοια της μεθόδου, όπως και στη μητρωϊκή ανάλυση, είναι η δυνατότητα προσομοίωσης της πραγματικής κατασκευής με συστατικά στοιχεία, τα οποία συνδέονται σε ένα πεπερασμένο αριθμό κόμβων. Η ανάπτυξή της μπορεί να θεωρηθεί ως συμβολή τριών βασικών επιστημονικών περιοχών, των ενεργειακών μεθόδων της μηχανικής, της θεωρίας των προσεγγίσεων των μαθηματικών, αλλά και των πληροφοριακών συστημάτων σχεδιασμού CAD. Η αξία της μεθόδου έγκειται στη δυνατότητά της να παρουσιάζεται ως ενιαίο εργαλείο για τη στατική και δυναμική, γραμμική και μη γραμμική ανάλυση των κατασκευών από ραβδωτούς, επιφανειακούς και χωρικούς φορείς ή συνδυασμό τους, για τυχαία γεωμετρία, φόρτιση και συνοριακές συνθήκες.

Τα πεπερασμένα στοιχεία από τα οποία αποτελείται ο φορέας εφάπτονται μεταξύ τους, χωρίς να επιτρέπεται ανάμεσά τους η ύπαρξη κενών, συνθέτοντας έτσι ένα συνεχές πλέγμα. Τα στοιχεία αυτά αλληλοσυνδέονται μέσω κομβικών σημείων που βρίσκονται στα σύνορά τους. Οι βασικές παράμετροι που ζητούνται είναι οι μετακινήσεις των κόμβων, οι οποίες προσδιορίζονται από συναρτήσεις που χαρακτηρίζουν το είδος του πεπερασμένου στοιχείου. Τα τεχνητά στοιχεία ή αλλιώς πεπερασμένα στοιχεία είναι συνήθως τετράπλευρα ή τριγωνικά. Η επιλογή του κατάλληλου σχήματος για το πεπερασμένο στοιχείο και των συναρτήσεων που θα δίνουν τις μετακινήσεις, επηρεάζουν σημαντικά την ακρίβεια της προσομοίωσης.

3.2 Πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SOFISTIK

Η SOFISTIK είναι μία από τις μεγαλύτερες εταιρείες προγραμμάτων λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό, τον σχεδιασμό και την κατασκευή τεχνικών έργων σε όλο το κόσμο. Περιλαμβάνει το κατάλληλο λογισμικό περιβάλλον που βασίζεται στις πλατφόρμες του AutoCAD και του Revit.

Στο πρόγραμμα υπάρχει έτοιμη βιβλιοθήκη υλικών όπως είναι για παράδειγμα το σκυρόδεμα, ο χάλυβας και το ξύλο, σύμφωνα με διάφορους κανονισμούς: παλιούς γερμανικούς (DIN 1045,4227), νέους (DIN 1045-1, Fachberichte), Ευρωκώδικες (EC2, EC3), ελβετικούς, αυστριακούς, βρετανικούς, γαλλικούς, ισπανικούς, ιταλικούς, ινδικούς, αμερικανικούς κ.α. Δεν υπάρχει περιορισμός στον αριθμό των υλικών σε ένα φορέα ή στην ίδια διατομή. Μη γραμμικές ιδιότητες των υλικών μπορούν να ληφθούν κατ' ευθείαν από τους κανονισμούς ή να δοθούν ιδιαίτερες από τον χρήστη.

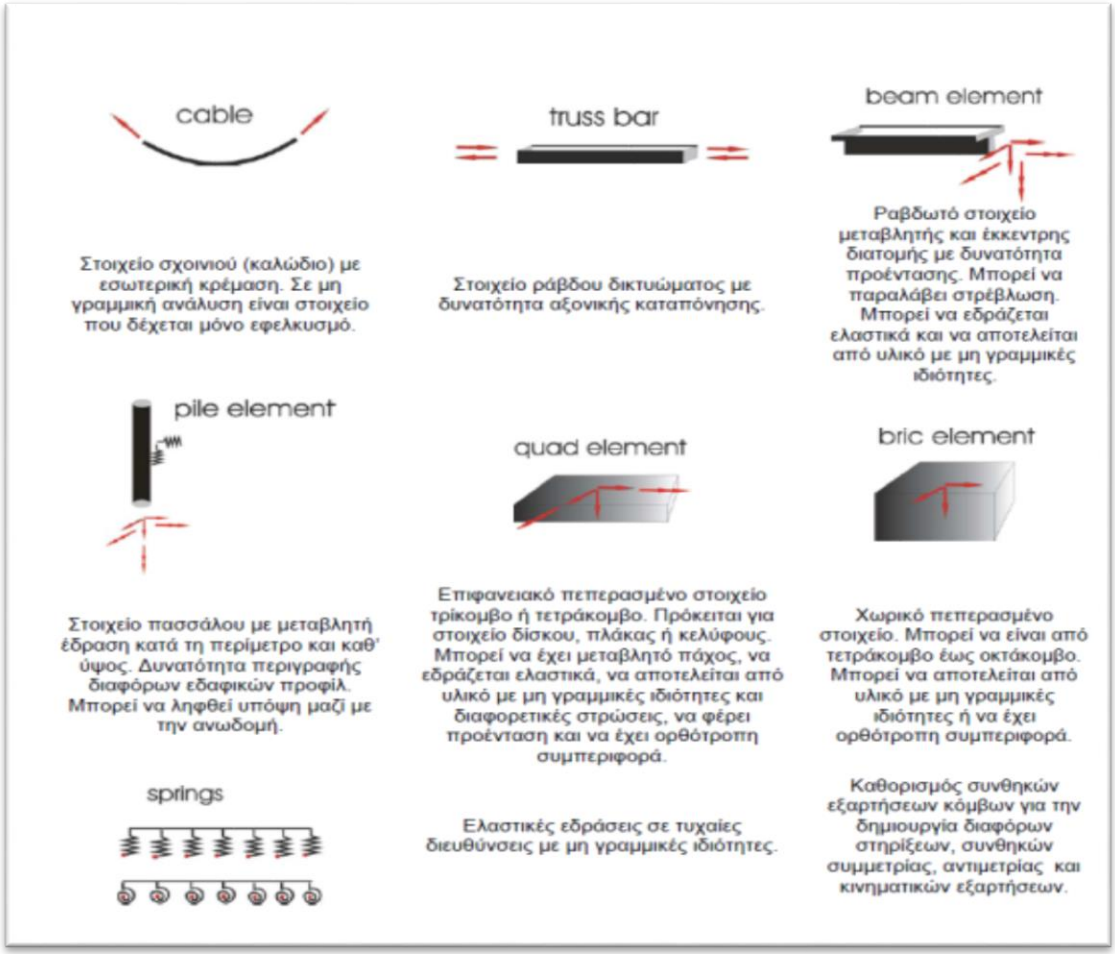
Επίσης στο λογισμικό περιλαμβάνονται έτοιμες τυπικές διατομές, όπως ορθογωνικές, πλακοδοκοί, κυκλικές, καθώς και κιβωτοειδείς, σύμμικτες και λεπτότοιχες. Υπολογίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά, ελαστικά και πλαστικά, της διατομής, καθώς και μεγέθη για τον υπολογισμό των αξονικών και διατμητικών τάσεων.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

Τα προγράμματα ανάλυσης του SOFISTIK περιλαμβάνουν μεγάλη γκάμα αναλύσεων από στατική έως και δυναμική και συνεπώς καλύπτεται όλο το φάσμα αναλύσεων, ακόμα και των πιο απαιτητικών.

Όπως αναφέρθηκε το λογισμικό στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Για την μοντελοποίηση περιλαμβάνονται τα παρακάτω είδη στοιχείων (elements), τα οποία περιγράφονται στην εικόνα παρακάτω:

- Cable element
- Truss element

- Beam element
- Pile element
- Quad element
- Bric element



Εικόνα 3.2.1: Είδη πεπερασμένων στοιχείων που περιλαμβάνονται στο λογισμικό SOFISTIK

3.3 Διαδικασία Προσομοίωσης-Μοντελοποίησης

Για την προσομοίωση μίας κατασκευής σε λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων είναι αναγκαίος ο διαχωρισμός των εργασιών σε διακεκριμένα στάδια. Στην ενότητα αυτή θα περιγραφούν λεπτομερώς οι απαραίτητες πληροφορίες που αφορούν τη γεωμετρία του αριθμητικού προσομοιώματος, τη διακριτοποίηση αυτού σε πεπερασμένα στοιχεία, τις συνοριακές συνθήκες, καθώς και τις επιβαλλόμενες φορτίσεις. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι εικόνες που θα παρουσιαστούν στη συνέχεια αφορούν ένα συγκεκριμένο τυπικό προσομοίωμα για τους δύο τύπους πλαισίου (SC-Type, C-Type), η επιλογή του οποίου έγινε καθαρά για λόγους ευκρίνειας της διαδικασίας που ακολουθήθηκε.

1ο Στάδιο: Ορισμός των μηχανικών και φυσικών ιδιοτήτων των υλικών

Ο ορισμός των υλικών γίνεται είτε επιλέγοντας υλικό από τις βιβλιοθήκες του SOFISTIK, είτε δημιουργώντας ένα υλικό εισάγοντας πλήθος ιδιοτήτων, παραμέτρων και αντοχών. Στη παρούσα περίπτωση επιλέχθηκε η ποιότητα χάλυβα S355 με μέγιστο πάχος 40mm για το σύνολο του φορέα και για τους δύο τύπους πλαισίου.

Πίνακας 3.3.1: Γενικές ιδιότητες χάλυβα ποιότητας S355

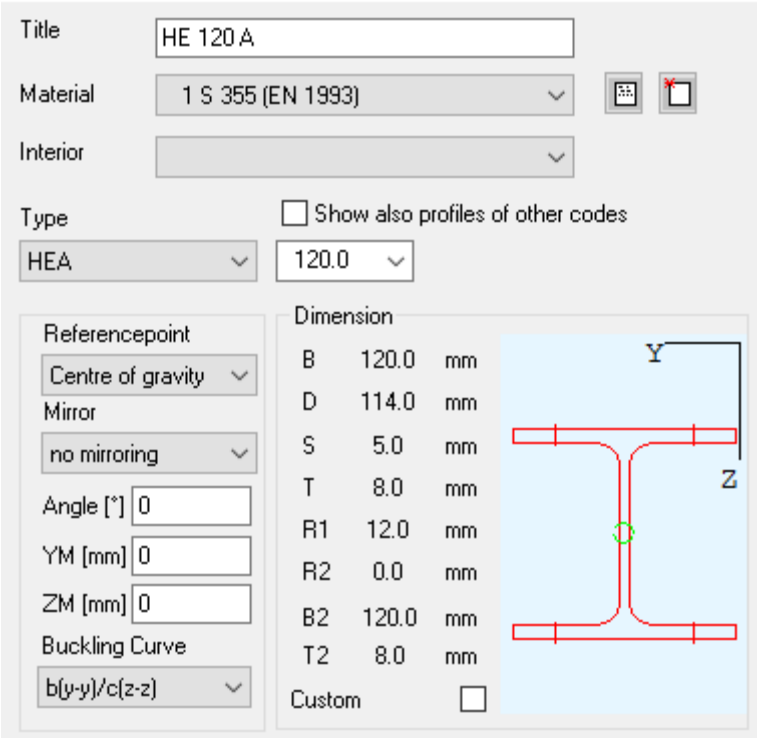
Γενικές ιδιότητες	
Ειδικό βάρος, γ	78,5 KN/m^3
Πυκνότητα, ρ	78,5 Kg/m^3
Συντελεστής θερμοκρασίας, α	12 * 10^{-5} 1/K
Μέτρο ελαστικότητας, Ε	2,10 * 10^5 N/mm^2
Δείκτης Poisson, μ	0,30
Μέτρο Διάτμησης, G	8.077 * 10^4 N/mm^2
Μέτρο συμπιεστότητας, Κ	1,70 * 10^5 N/mm^2

Πίνακας 3.3.2: Μηχανικές ιδιότητες χάλυβα ποιότητας S355

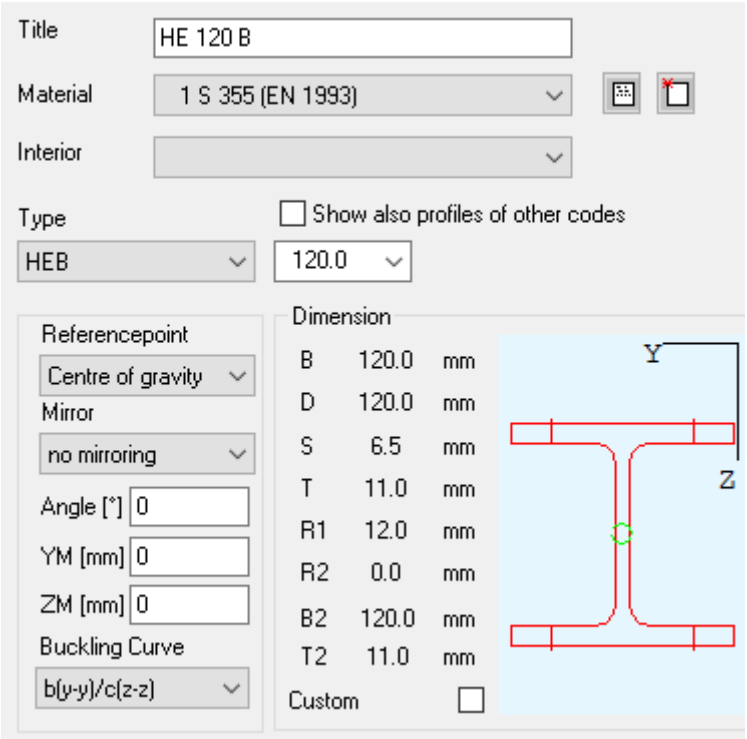
Μηχανικές ιδιότητες	
Τάση Διαρροής, f_y	355 MPa
Μέγιστη Τάση Εφελκυσμού, f_t	490 MPa
Μέγιστη Τάση Θλίψης, f_{tc}	490 MPa
Τάση διαρροής στη θλίψη, f_{yc}	355 MPa

2ο Στάδιο: Ορισμός διατομών

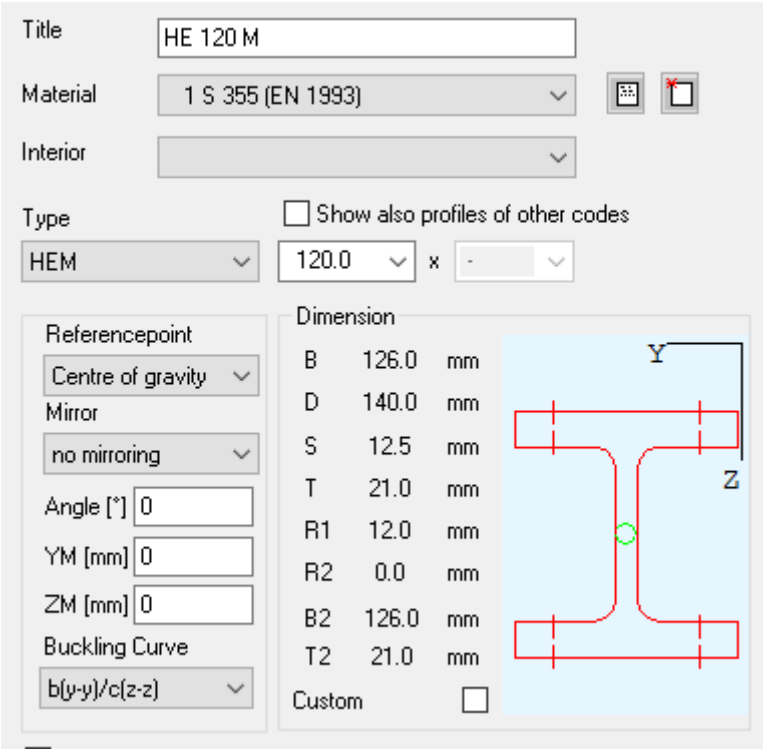
Οι διατομές των μελών του φορέα επιλέγονται από τη βιβλιοθήκη του SOFISTIK ή μπορούν να δημιουργηθούν στο περιβάλλον του AutoCAD. Σε κάθε διατομή προσδιορίζονται τα υλικά που την απαρτίζουν. Παρακάτω απεικονίζονται οι πρότυπες διατομές, όπως χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση και τη μελέτη του φορέα.



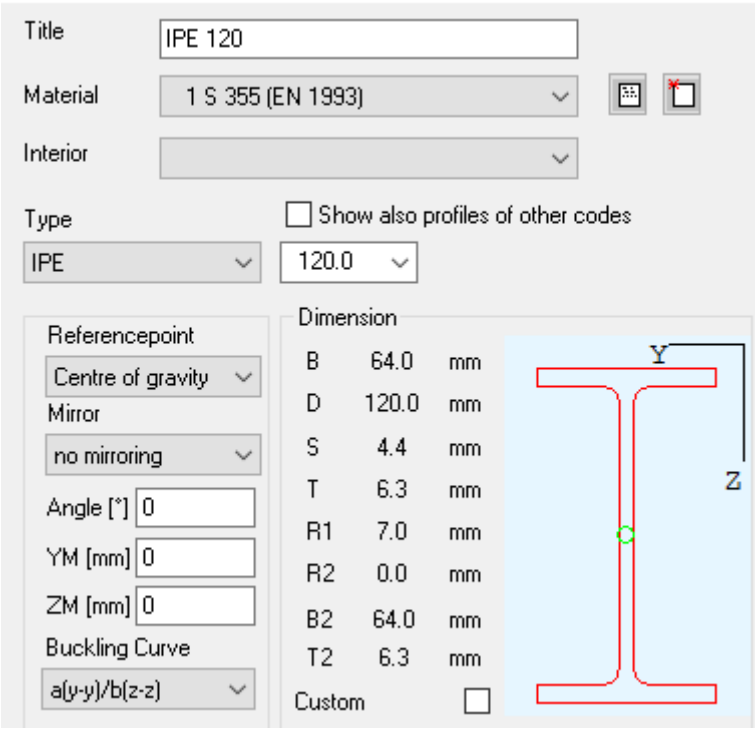
Εικόνα 3.3.1: Χαρακτηριστικά διατομής HEA 120 από το λογισμικό SOFISTIK



Εικόνα 3.3.2: Χαρακτηριστικά διατομής HEB 120 από το λογισμικό SOFISTIK



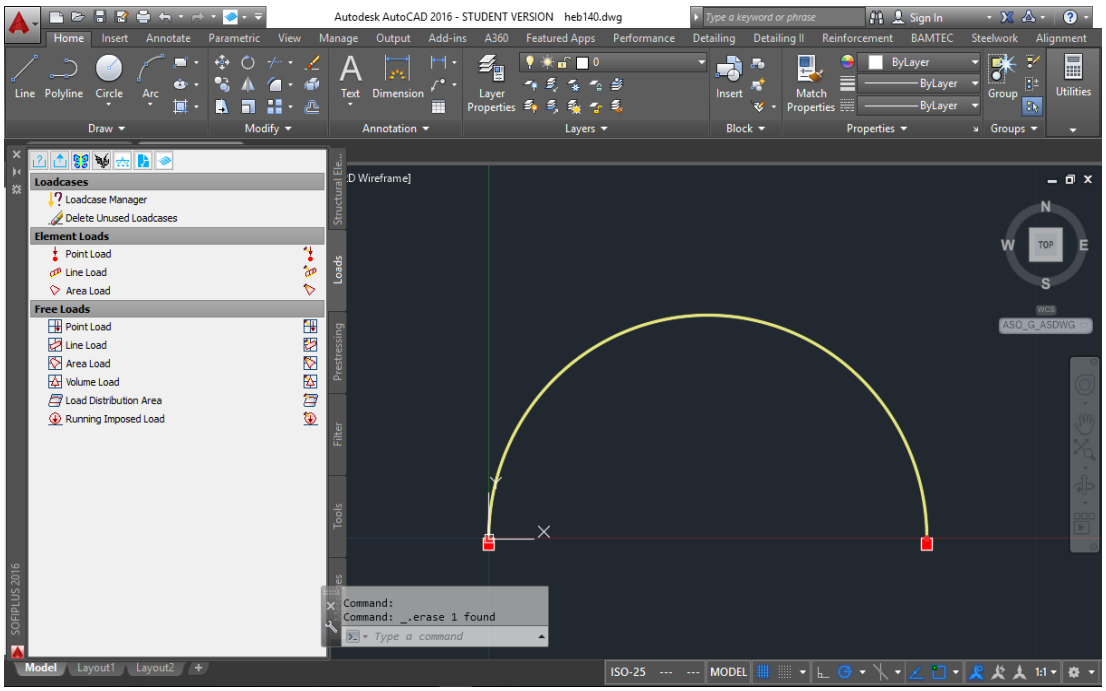
Εικόνα 3.3.3: Χαρακτηριστικά διατομής HEM 120 από το λογισμικό SOFISTIK



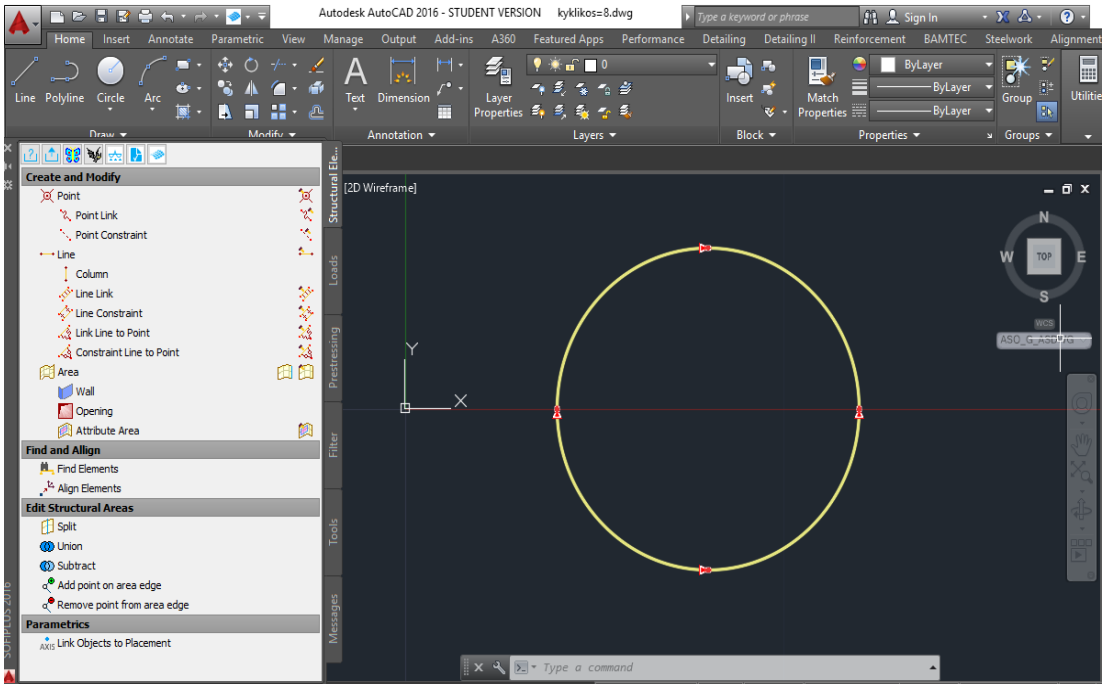
Εικόνα 3.3.4: Χαρακτηριστικά διατομής IPE 120 από το λογισμικό SOFISTIK

3ο Στάδιο: Σχεδιασμός γεωμετρίας, εισαγωγή δομικών στοιχείων και συνοριακών συνθηκών

Στο γραφικό περιβάλλον του AutoCAD σχεδιάζεται η γεωμετρία του φορέα, ορίζονται τα δομικά στοιχεία, όπως και οι συνοριακές συνθήκες. Η λογική της μοντελοποίησης στο SOFISTIK είναι ότι ο χρήστης ορίζει το είδος των πεπερασμένων στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν (τρικομβικό, τετρακομβικό), αλλά και τη πυκνότητα της διακριτοποίησης. Σε αυτή τη μελέτη χρησιμοποιήθηκε 2D Frame για το σύνολο του φορέα, Centric Beam ως δομικό στοιχείο του φορέα, ενώ οι στηρίξεις υλοποιήθηκαν με πακτώσεις όσο αναφορά τον ημικυκλικό τύπο πλαισίου και με πακτωκυλίσεις στους άξονες x , y για τον κυκλικό τύπο. Ακόμα αναφέρεται ότι επιλέχθηκε τετρακομβικός τύπος πεπερασμένων στοιχείων με μέγιστο επιτρεπόμενο μήκος ανά στοιχείο 0,5m.



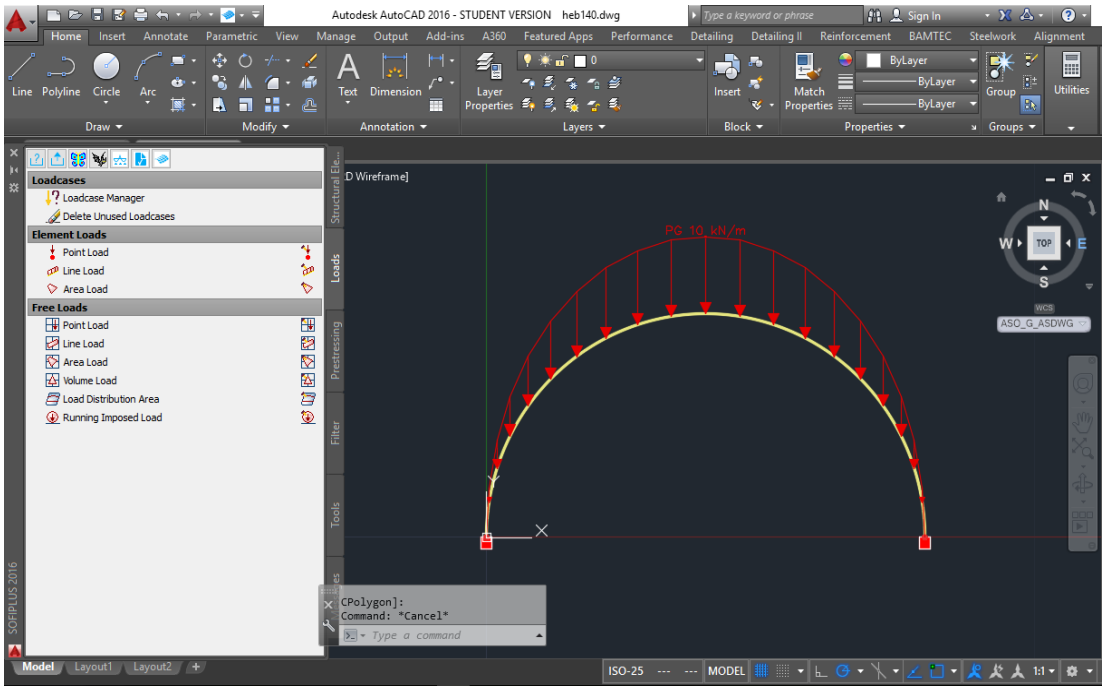
Εικόνα 3.3.5: Απεικόνιση της γεωμετρίας του ημικυκλικού φορέα στο περιβάλλον του AutoCAD



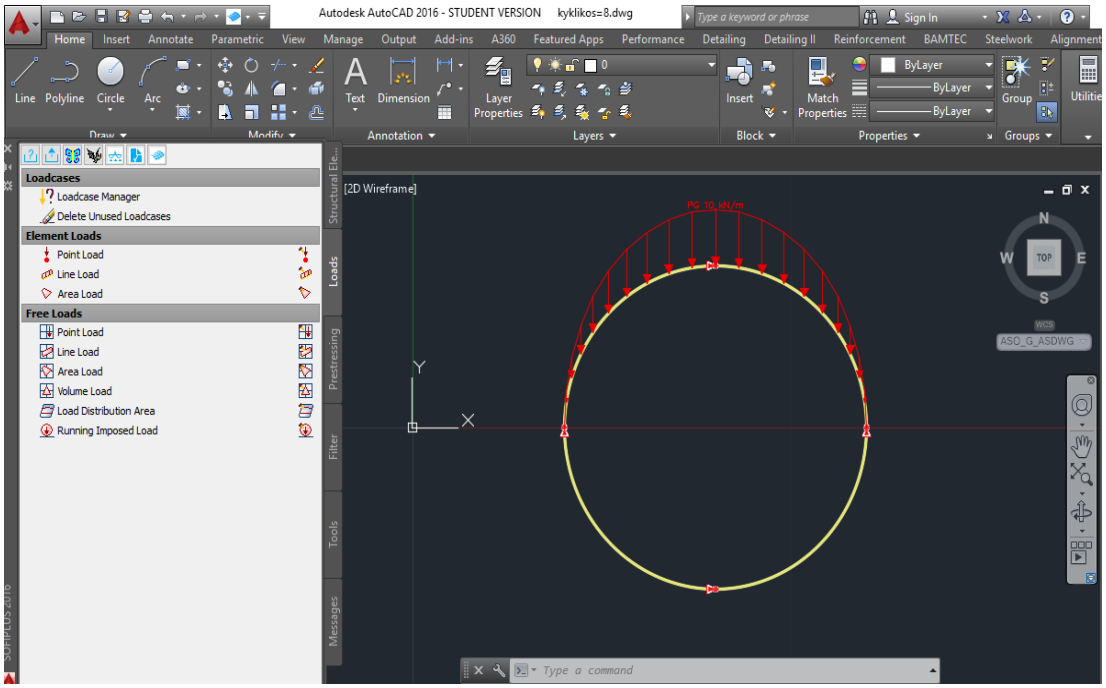
Εικόνα 3.3.6: Απεικόνιση της γεωμετρίας του κυκλικού φορέα στο περιβάλλον του AutoCAD

4ο Στάδιο: Εισαγωγή επιβαλλόμενων φορτίων

Στο γραφικό περιβάλλον του AutoCAD επιβάλλεται ημιτονοειδής φόρτιση με κατακόρυφο προσανατολισμό ως προς την επιφάνεια (load in gravity direction) και τη μέγιστη τιμή να εμφανίζεται στη στεφάνη του φορέα (quadratic load: in the middle). Επισημαίνεται πως στην επιβαλλόμενη φόρτιση συμπεριλαμβάνεται το ιδιοβάρος της κατασκευής.



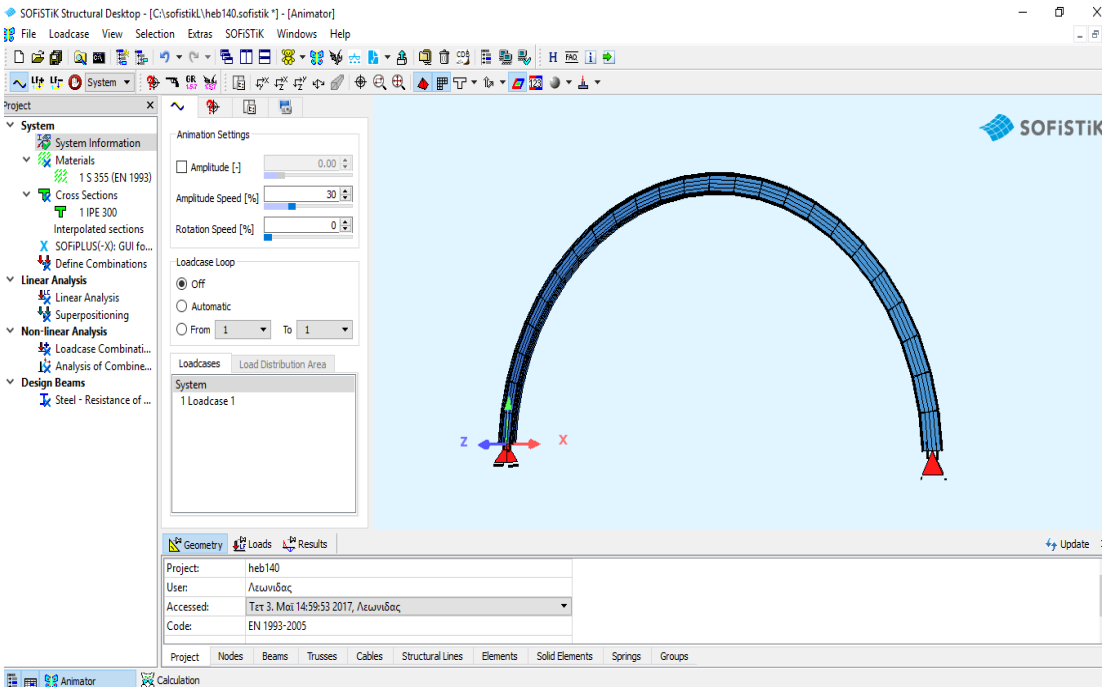
Εικόνα 3.3.7: Απεικόνιση του ημικυκλικού φορέα και επιβολή ημιτονοειδούς φόρτισης στο περιβάλλον του AutoCAD



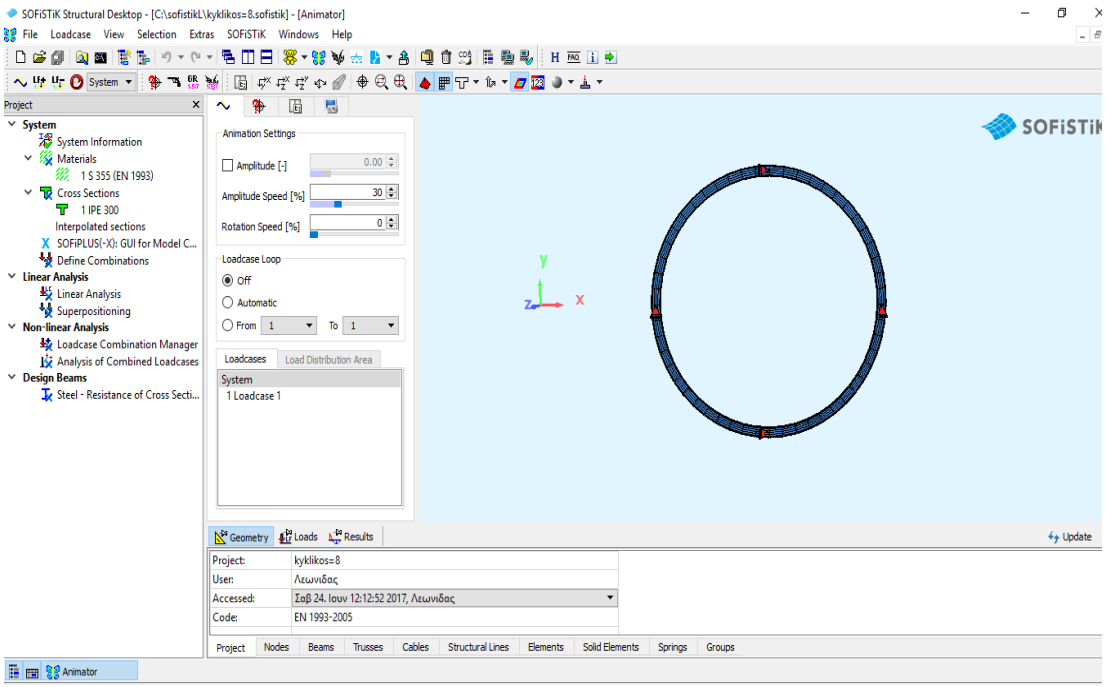
Εικόνα 3.3.8: Απεικόνιση του κυκλικού φορέα και επιβολή ημιτονοειδούς φόρτισης στο περιβάλλον του AutoCAD

5ο Στάδιο: Επίλυση του προβλήματος

Στο λογισμικό περιβάλλον του SOFISTIK καθορίζεται το είδος ανάλυσης (γραμμική, μη γραμμική) για την επίλυση του προβλήματος και την εξαγωγή των αποτελεσμάτων. Στη συγκεκριμένη περίπτωση επιλέχθηκε γραμμική ανάλυση του φορέα, όπως έχει προαναφερθεί. Η εξαγωγή των αποτελεσμάτων αφορά τα διαγράμματα αξονικής δύναμης (N), τέμνουσας (V) και καμπτικής ροπής (M).



Εικόνα 3.3.9: Εξαγωγή του φορέα από το περιβάλλον του AutoCAD στο λογισμικό του SOFISTIK

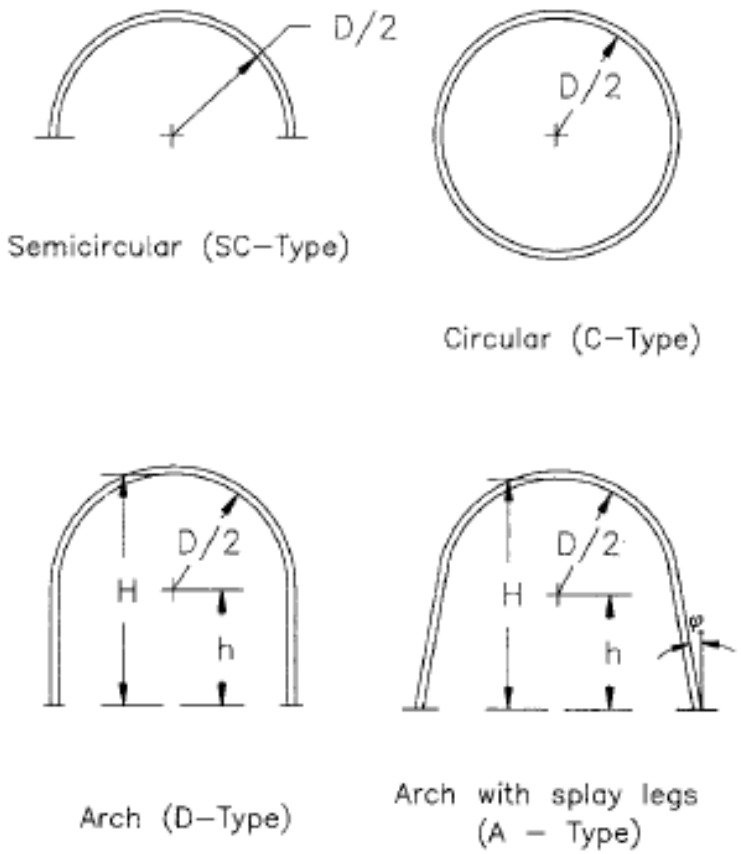


Εικόνα 3.3.10: Εξαγωγή του φορέα από το περιβάλλον του AutoCAD στο λογισμικό του SOFISTIK

Κεφάλαιο 4: Ανάλυση και μελέτη της απόκρισης των χαλύβδινων πλαισίων

4.1 Διάκριση χαλύβδινων πλαισίων ανάλογα με τη γεωμετρία τους

Γενικά, τα πλαίσια έχουν τη δυνατότητα να προσαρμόζονται στη γεωμετρία του εκάστοτε υπόγειου ανοίγματος και συνεπώς διακρίνονται σε διάφορα είδη ανάλογα με το σχήμα τους. Πιο συγκεκριμένα τα μεταλλικά τόξα μπορούν να πάρουν ημικυκλική, κυκλική, καμπύλη με ευθύγραμμα ή κεκλιμένα πόδια μορφή. Στις φωτογραφίες που ακολουθούν απεικονίζονται τα παραπάνω σχήματα μεταλλικών πλαισίων που χρησιμοποιούνται ευρέως στα υπόγεια έργα:



Εικόνα 4.1.1: Τύποι πλαισίων με βάση την γεωμετρία τους (Mitri and Hassani 1990)

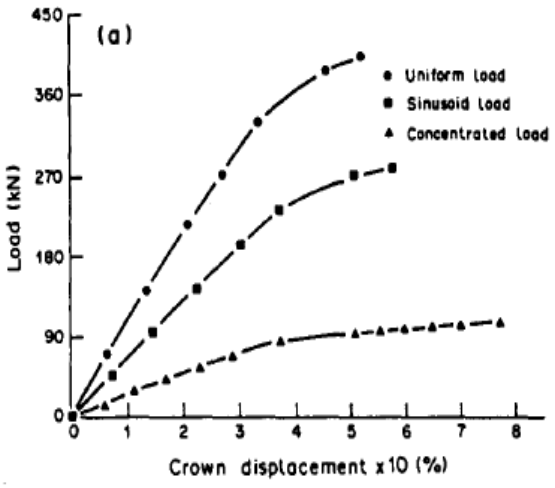
Στην παρούσα εργασία μελετήθηκαν οι δύο από τους παραπάνω τύπους πλαισίων και συγκεκριμένα ο ημικυκλικός (SC - Type) και ο κυκλικός (C – Type).

4.2 Κατανομή φορτίων στα χαλύβδινα πλαίσια

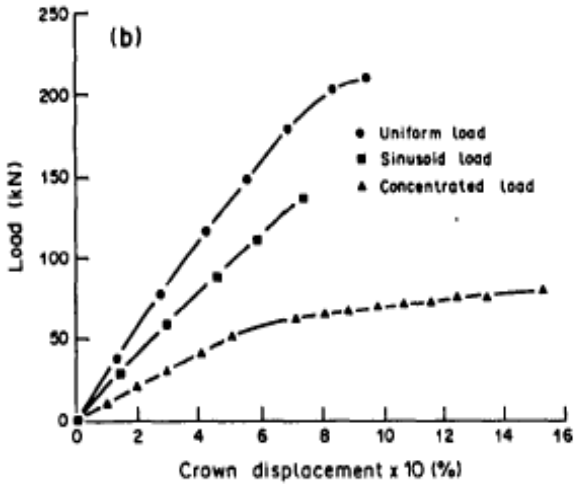
Ένα από τα σημαντικότερα θέματα που εμφανίζεται κατά το σχεδιασμό της υποστήριξης των υπόγειων έργων, είναι το είδος της κατανομής των φορτίων που επιβάλλεται στο πλαίσιο. Γενικά, είναι γνωστό πως η κατανομή των πιέσεων εξαρτάται από τη γεωμετρία του ανοίγματος σε συνδυασμό με το είδος της βραχόμαζας. Έχουν γίνει αρκετές ενέργειες ώστε να υπάρξει μία λογική προσπάθεια για την προσομοίωση της φόρτισης που επιβάλλεται, ανεξάρτητα από το είδος του πλαισίου και την ποιότητα της βραχόμαζας. Για παράδειγμα, μερικοί ερευνητές όπως ο Whittaker και ο Hodgkinson [6], πρότειναν μία ελλειπτικής μορφής κατανομή πιέσεων, ενώ ο Pottler [7] υπέθεσε μία ομοιόμορφη κατανομή πιέσεων που αναπτύσσεται ιδίως σε πιο χαλαρά εδάφη. Ωστόσο, πολλοί ερευνητές που μελέτησαν το συγκεκριμένο πρόβλημα κατέληξαν ότι η πιο πιθανή μορφή κατανομής πιέσεων είναι η μη-ομοιόμορφη με τη μέγιστη τιμή να εμφανίζεται

ακριβώς στη κορυφή του πλαισίου. Μια λογική κατανομής τέτοιου είδους είναι η ημιτονοειδής, η οποία επιβλήθηκε στα μεταλλικά πλαίσια στην παρούσα εργασία.

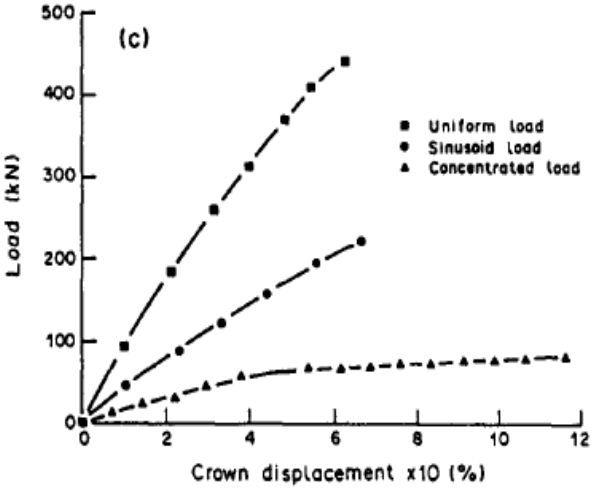
Σύμφωνα με δοκιμές που έχουν γίνει παλαιότερα κατά την μελέτη των επιβαλλόμενων φορτίσεων σε μεταλλικά τόξα, έχουν προκύψει τα παρακάτω συμπεράσματα. Πιο συγκεκριμένα, εξετάστηκε η απόκριση των πλαισίων κάτω από την επιβολή τριών διαφορετικών κατανομών, όπως είναι η επιβολή συγκεντρωμένου φορτίου, ομοιόμορφα κατανεμημένου, καθώς και ημιτονοειδούς μορφής. Τα δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν για την προαναφερθείσα προσομοίωση προσαρμόστηκαν στους Βρετανικούς Κανονισμούς, όπου χρησιμοποιήθηκε η πρότυπη διατομή “H”, ενώ ο χάλυβας που επιλέχθηκε είχε μέγιστη τάση εφελκυσμού 430MPa και όριο διαρροής 268MPa. Οι τρεις αυτές κατανομές επιβλήθηκαν στους τρεις τύπους πλαισίων και συγκεκριμένα στον ημικυκλικό τύπο (SC - Type), στον καμπύλο με ευθύγραμμα πόδια (D - Type), όπως και με κεκλιμένα πόδια (A - Type) αντίστοιχα. Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν οι ακόλουθες γραφικές απεικονίσεις:



Εικόνα 4.2.1: Απόδοση διαφορετικών κατανομών φόρτισης στο φορτίο αντοχής της υποστήριξης (SC-Type), Mitri and Hassani 1990



Εικόνα 4.2.2: Απόδοση διαφορετικών κατανομών φόρτισης στο φορτίο αντοχής της υποστήριξης (D-Type), Mitri and Hassani 1990



Εικόνα 4.2.3: Απόδοση διαφορετικών κατανομών φόρτισης στο φορτίο αντοχής της υποστήριξης (A-Type), Mitri and Hassani 1990

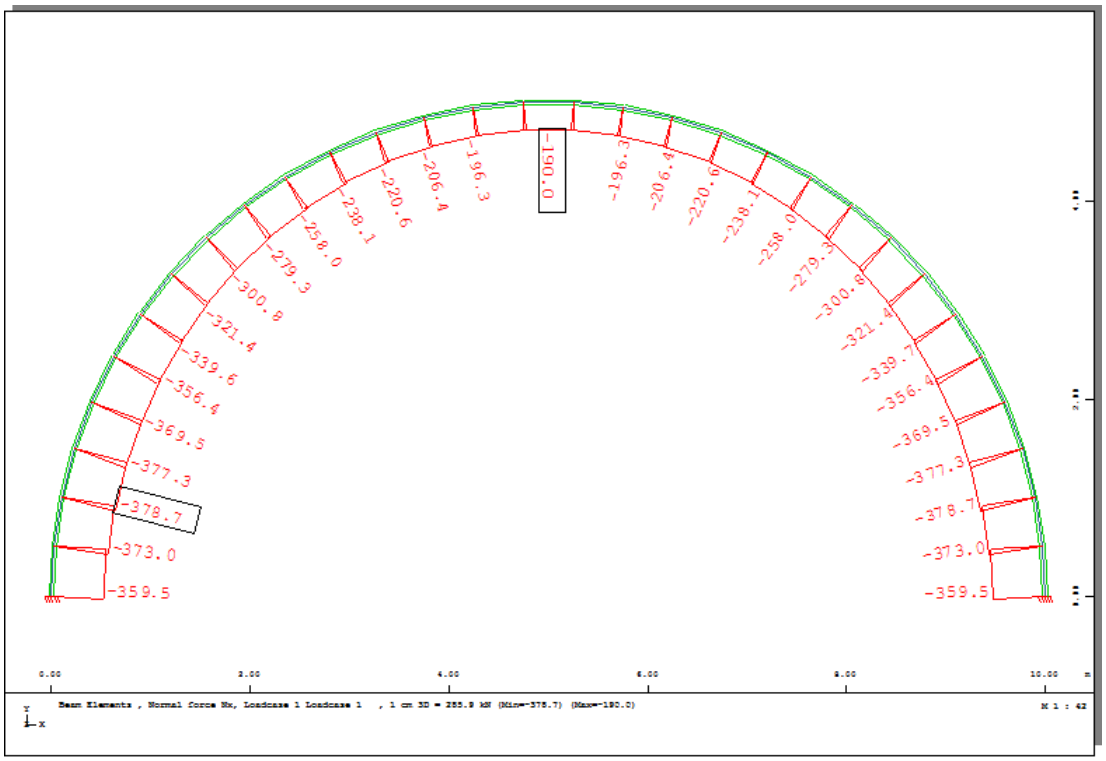
Σύμφωνα με τις ως άνω γραφικές παραστάσεις προκύπτει το συμπέρασμα ότι το είδος της φόρτισης που επιβάλλεται στο κάθε είδος μεταλλικού πλαισίου, παίζει καθοριστικό ρόλο στην απόκριση αυτού. Αναλυτικότερα, η συγκεντρωμένη φόρτιση έχει σαν επακόλουθο την ανάπτυξη μεγαλύτερων παραμορφώσεων συγκριτικά με τις άλλες δύο φορτίσεις και συνεπώς αποτελεί τον πιο συντηρητικό σχεδιασμό, όσο αναφορά τα μέτρα υποστήριξης που απαιτείται να εφαρμοστούν στο εκάστοτε άνοιγμα. Από την αντίθετη πλευρά, η ομοιόμορφα κατανεμημένη φόρτιση για μεγάλες τιμές φορτίου συνεπάγεται την πρόκληση των μικρότερων δυνατών παραμορφώσεων. Συνεπώς, η ημιτονοειδής κατανομή φορτίου αποτελεί τη βέλτιστη λύση σχεδιασμού και προτιμάται κατά τη μελέτη και το σχεδιασμό των σηράγγων.

4.3 Ανάλυση και μελέτη της ευστάθειας του ημικυκλικού τύπου πλαισίου (SC-Type)

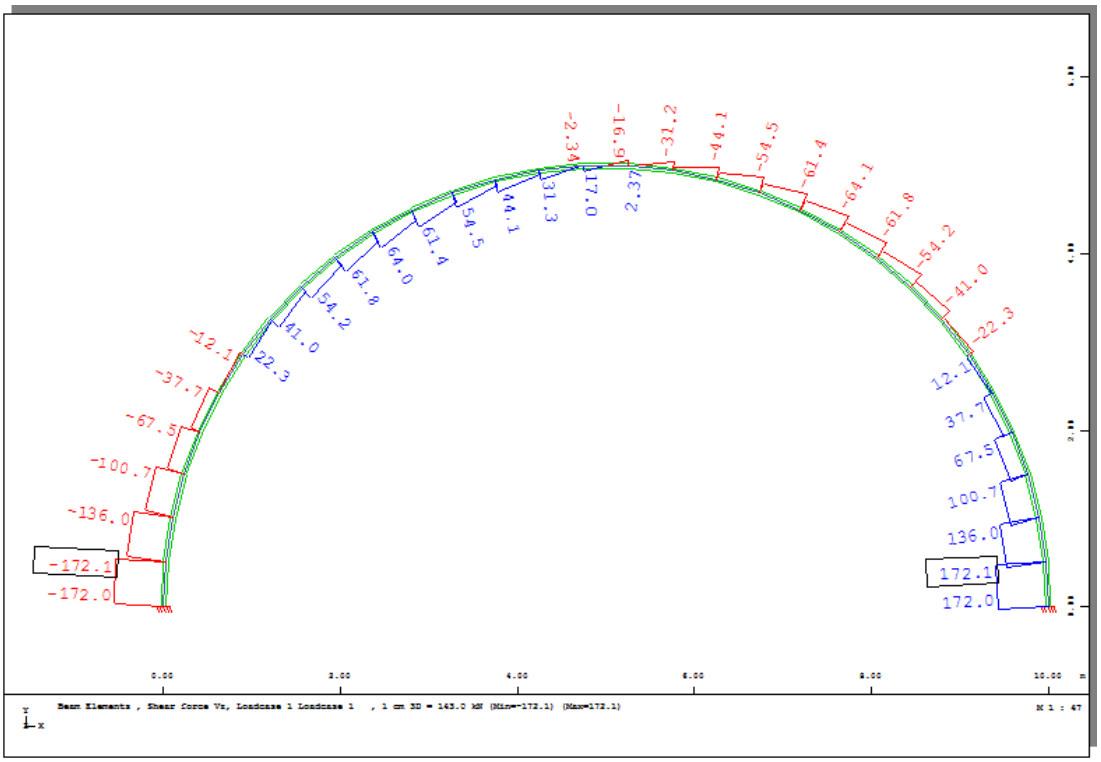
4.3.1 Γραμμική ανάλυση και υπολογισμός του φορτίου αντοχής του φορέα σύμφωνα με τον EC 3

Όπως έχει αναφερθεί προηγουμένως στο Κεφάλαιο 3, η προσομοίωση των μεταλλικών πλαισίων πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SOFISTIK, λαμβάνοντας υπόψη όλες τις απαραίτητες παραμέτρους σχετικά με τη γεωμετρία, αλλά και τις κατασκευαστικές προδιαγραφές του εκάστοτε φορέα. Αφού ολοκληρώθηκε η προσομοίωση, ακολούθησε η γραμμική ανάλυση με την εξαγωγή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών M, τεμνουσών δυνάμεων V και αξονικών δυνάμεων N, καθώς και των μετατοπίσεων του εκάστοτε φορέα για περαιτέρω μελέτη της κατασκευής. Στη συνέχεια, σύμφωνα με τις εξισώσεις του Ευρωκώδικα 3 για πλαστική ανάλυση των κατασκευών, υπολογίστηκε το φορτίο αντοχής του εκάστοτε φορέα, με την επιβολή δοκιμαστικών φορτίσεων ημιτονοειδούς μορφής, έως ότου η διατομή του φορέα να μην επαρκεί.

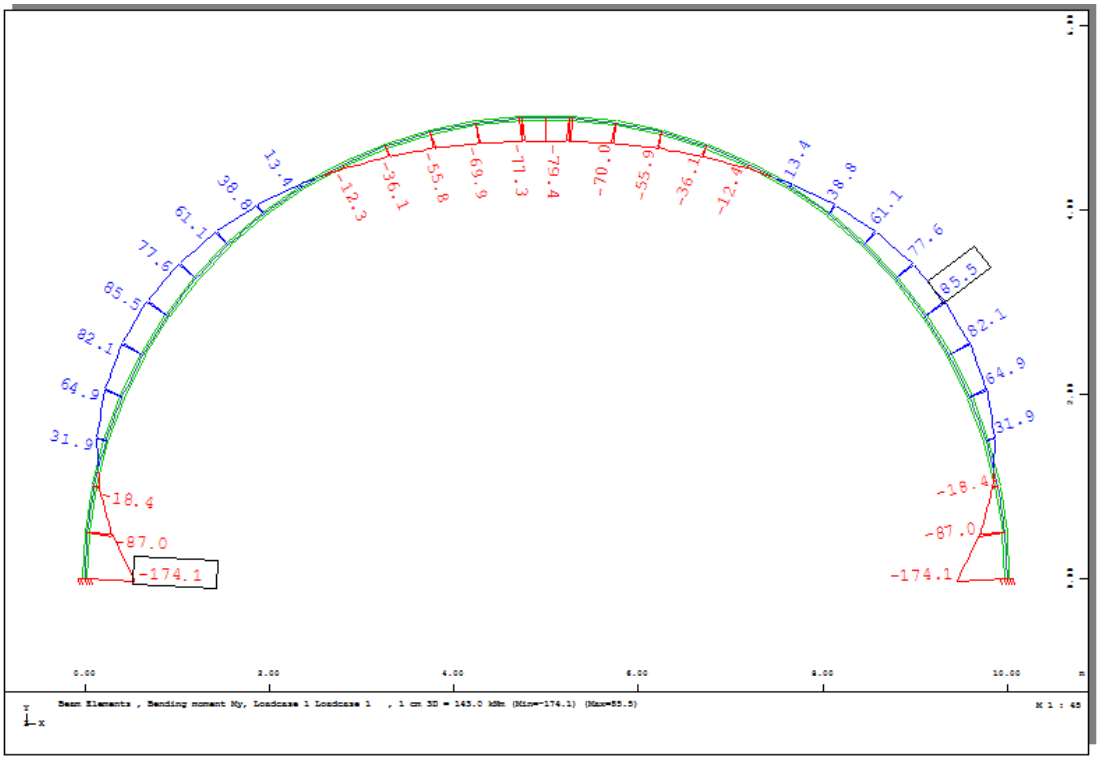
Ενδεικτικά για τον ημικυκλικό τύπο πλαισίου, με άνοιγμα 10m και διατομή HEB 200 παρουσιάζονται παρακάτω τα διαγράμματα M,V,N για μέγιστη τιμή φορτίου στη στεφάνη P=67KN/m και στη συνέχεια σύμφωνα με τις εξισώσεις του EC 3 για πλαστική ανάλυση, υπολογίζεται το φορτίο αντοχής του φορέα.



Εικόνα 4.3.1.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων Nx για φορτίο P=67KN/m



Εικόνα 4.3.1.2: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz για φορτίο P=67KN/m



Εικόνα 4.3.1.3: Διάγραμμα καμπτικών ροπών My για φορτίο P=67KN/m

Η μελέτη της ευστάθειας του εκάστοτε φορέα έγινε σύμφωνα με τις εξισώσεις που προβλέπει ο EC3 (Κεφάλαιο 2.12.2) για τις μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών όπως προκύπτουν από τα διαγράμματα M,V,N.

- Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{C,Rd} = N_{pl} = \frac{A * fy}{\gamma_{M0}} = \frac{0.007808\, m^2 * 355 * 10^3 kPa}{1{,}0} = 2771{,}84\, KN$$

$N_{ed} = 378{,}7KN$

$N_{Ed} < N_{C,Rd} \Rightarrow 378{,}7KN < 2771{,}84KN,$ **η διατομή επαρκεί**

- Έλεγχος σε διάτμηση

$$V_{C,Rd} = V_{Pl,Rd} = \frac{A_V}{\sqrt{\mathbf{3}}}\frac{fy}{\gamma_{M0}} = \frac{2{,}483 * 10^{-3} m^2}{\sqrt{\mathbf{3}}}\frac{355 * 10^3 KPa}{1{,}0} = 508{,}939KN$$

όπου: $A_V = \max[(A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f), (b * d * t_w)] = [(0{,}007808 - 2 * 0{,}2 * 0{,}015 + (0{,}009 + 2 * 0{,}018) * 0{,}015), (0{,}2 * 0{,}13 * 0{,}009)] = [2{,}483 * 10^{-3}, 2{,}34 * 10^{-4}] = 2{,}483 * 10^{-3} m^2$

$V_{Ed} = 172{,}1KN$

$V_{Ed} < V_{C,Rd} \Rightarrow 172{,}1KN < 508{,}939KN,$ **η διατομή επαρκεί**

- Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{642{,}5 * 10^{-6} m^3 * 355 * 10^3 KPa}{1{,}0} = 228{,}095KNm$$

$M_{Ed} = 174{,}1KNm$

$M_{Ed} < M_{C,Rd} \Rightarrow 174{,}1KNm < 228{,}095KNm,$ **η διατομή επαρκεί**

- Έλεγχος σε διάτμηση και κάμψη

Κριτήριο μη σημαντικής διάτμησης:

$\text{VEd} \leq 0{,}5 * \text{Vpl, Rd} \Rightarrow 172{,}0\text{KN} \leq 0{,}5 * 508{,}939\text{KN} \Rightarrow 172{,}0\text{KN} \leq 254{,}47\text{KN},$ ισχύει και συνεπώς δεν απαιτείται ο έλεγχος για ταυτόχρονη διάμτηση και κάμψη

- Έλεγχος σε κάμψη και αξονική

Κριτήριο για μη απαίτηση μείωσης της αντοχής σε κάμψη:

$N_{Ed} \leq \min\{0{,}5 * N_{pl,w,Rd}, 0{,}25 * \text{N}_{\text{pl,Rd}}\} \Rightarrow \min\{0{,}5 * 543{,}15, 0{,}25 * 2771{,}84\} =$

$\min\{271{,}575\ ,\ 692{,}96\} = 271{,}575 \Rightarrow 359{,}5KN \leq 271{,}575KN$, δεν ισχύει και συνεπώς απαιτείται ο έλεγχος σε κάμψη και αξονική

αναφέρεται πως:

$$Npl,w,Rd = \frac{(h_w * t_w)fy}{\gamma_{M0}} = \frac{(0{,}17 * 0{,}009 *)355 * 10^3 KPa}{1{,}0} = 543{,}15KN$$

Οπότε, η μειωμένη πλαστική αντοχή λόγω αξονικής δίνεται από τον τύπο:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}\,[1\ -n] * [1 - 0{,}5 * a]$$

όπου:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{359{,}5}{2771{,}84} = 0{,}12969$$

$$a = \min\left[0{,}5, \frac{A - 2\,b * t_f}{A}\right] = \min\left[0{,}5, \frac{0.007808m^2 - 2\ 0{,}2m * 0{,}015m}{0.007808m^2}\right] =$$

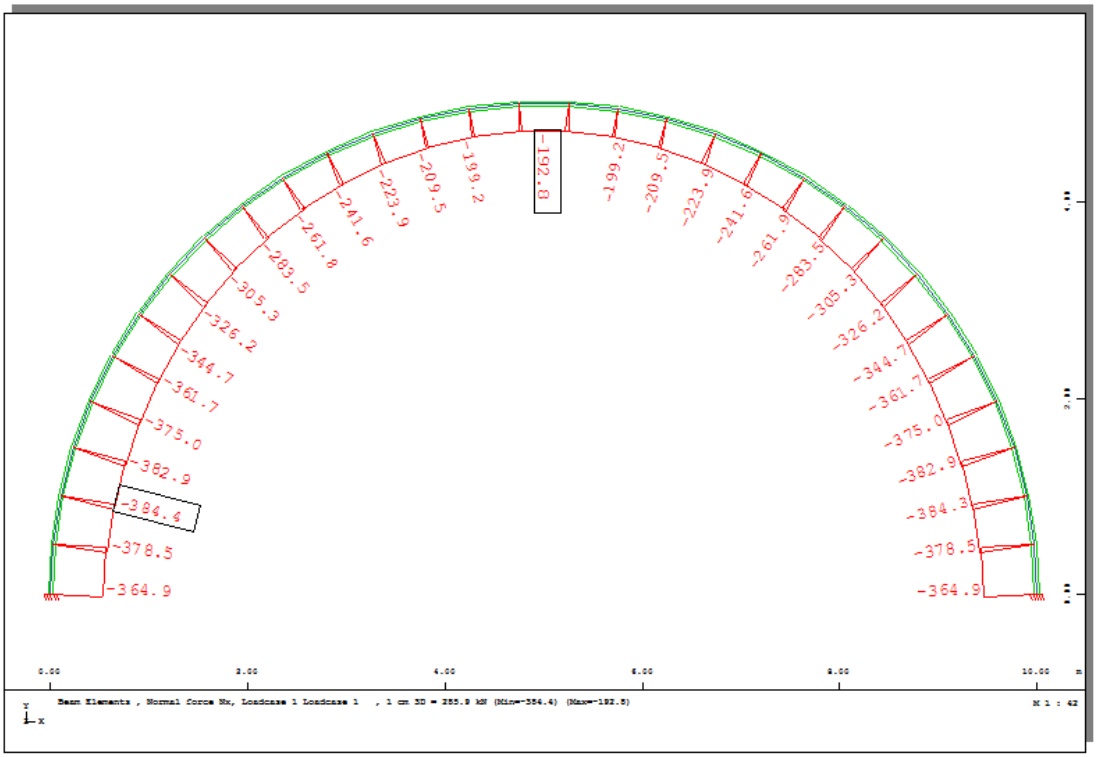
$$= \min[0{,}5\ , 0{,}231557] = 0{,}231557$$

Άρα: $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} * [1\ -\ n] * [1 - 0{,}5 * a] = 228{,}095KNm * [1 - 0{,}12969] * [1 - 0{,}5 * 0{,}231557] = 175{,}5287KNm$

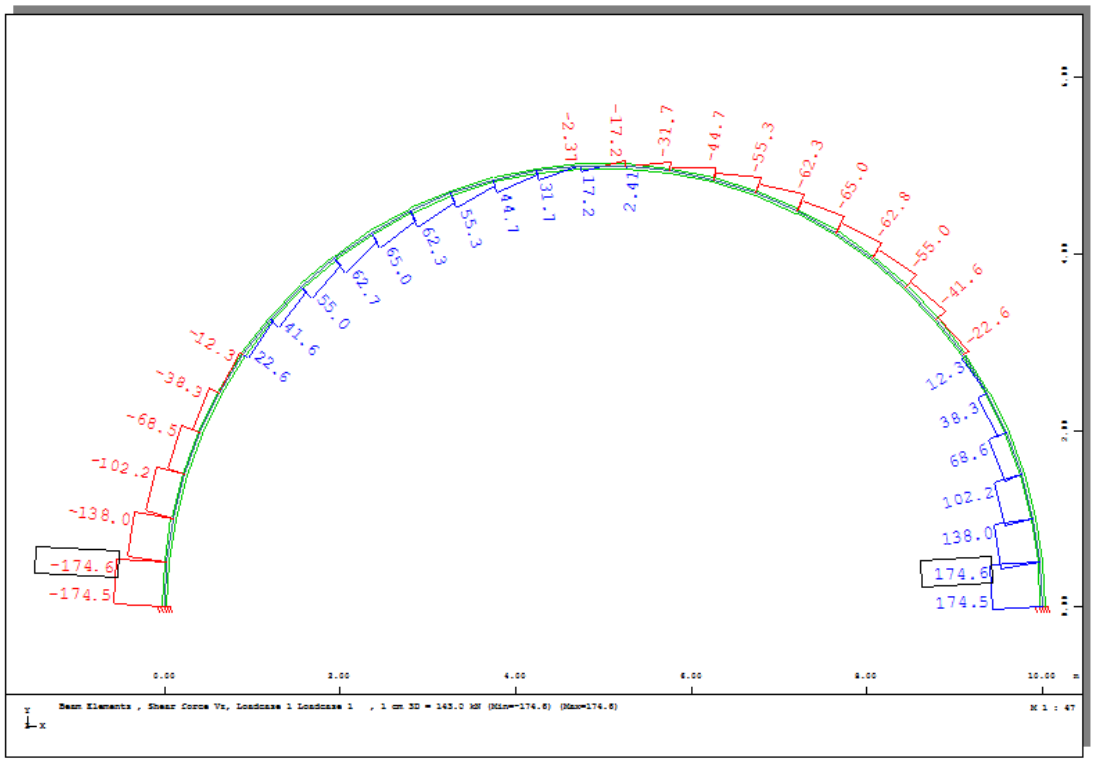
Κριτήριο επάρκειας:

$MEd\ \leq\ MN,Rd\ \Rightarrow 174{,}1\ KNm \leq 175{,}5287KNm,$ **η διατομή επαρκεί**

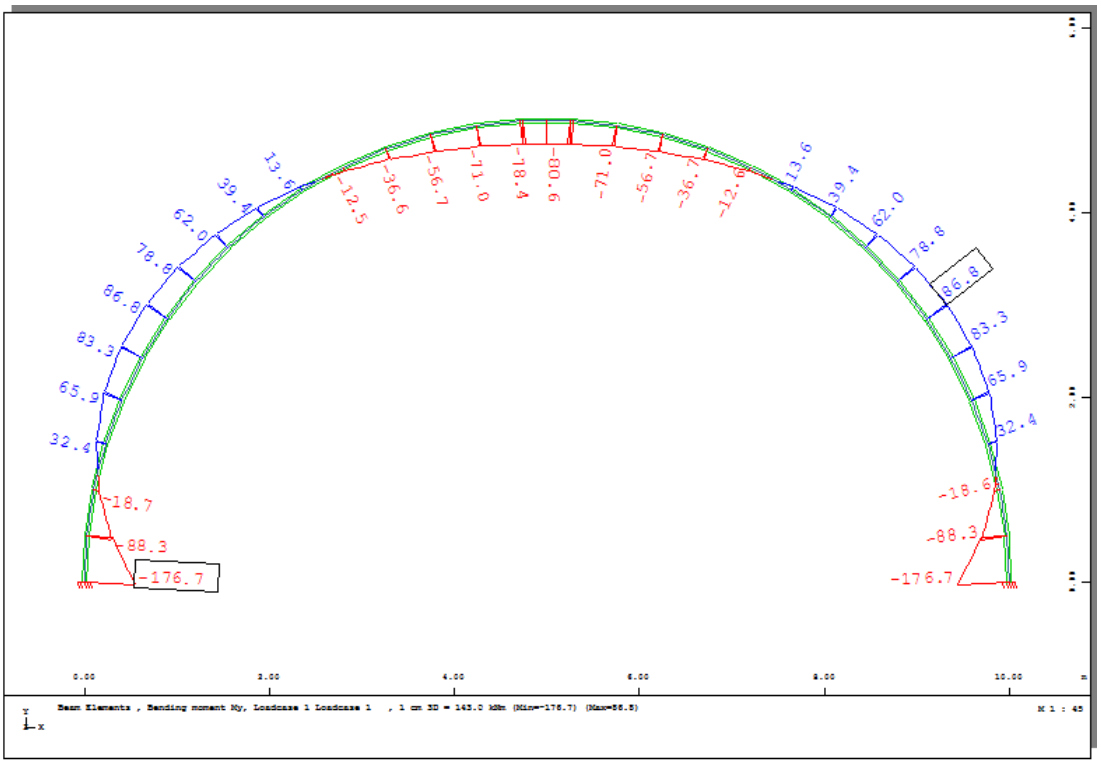
Για φορτίο **P= 68KN/m** τα αντίστοιχα διαγράμματα M,V,N είναι τα παρακάτω:



Εικόνα 4.3.1.4: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων Nx για φορτίο P=68KN/m



Εικόνα 4.3.1.5: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz για φορτίο P=68KN/m



Εικόνα 4.3.1.6: Διάγραμμα καμπτικών ροπών My για φορτίο P=68KN/m

Σημειώνεται πως σύμφωνα με τους απαραίτητους ελέγχους σε θλίψη, διάτμηση, μονοαξονική κάμψη, καθώς και σε ταυτόχρονη διάτμηση και κάμψη η διατομή επαρκεί όπως προηγουμένως.

- Έλεγχος σε κάμψη και αξονική

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{364{,}9}{2771{,}84} = 0{,}131644$$

$$\alpha = 0{,}231557$$

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} * [1 - n] * [1 - 0{,}5 * a]$$
$$= 228{,}095KNm * [1 - 0{,}131644] * [1 - 0{,}5 * 0{,}231557] = 175{,}1357KNm$$

Κριτήριο επάρκειας:

$MEd \leq MN,Rd \Rightarrow 176{,}7KNm \leq 175{,}1357KNm,$ **η διατομή δεν επαρκεί**

Επομένως για φορτίο P=68KN/m η διατομή δεν επαρκεί και συνεπώς το φορτίο αντοχής είναι P=67KN/m.

Παρακάτω απεικονίζεται το φύλλο excel με βάση το οποίο έγιναν αναλυτικά οι ως άνω υπολογισμοί για διάφορες τιμές φορτίων που καθορίστηκαν από δοκιμές.

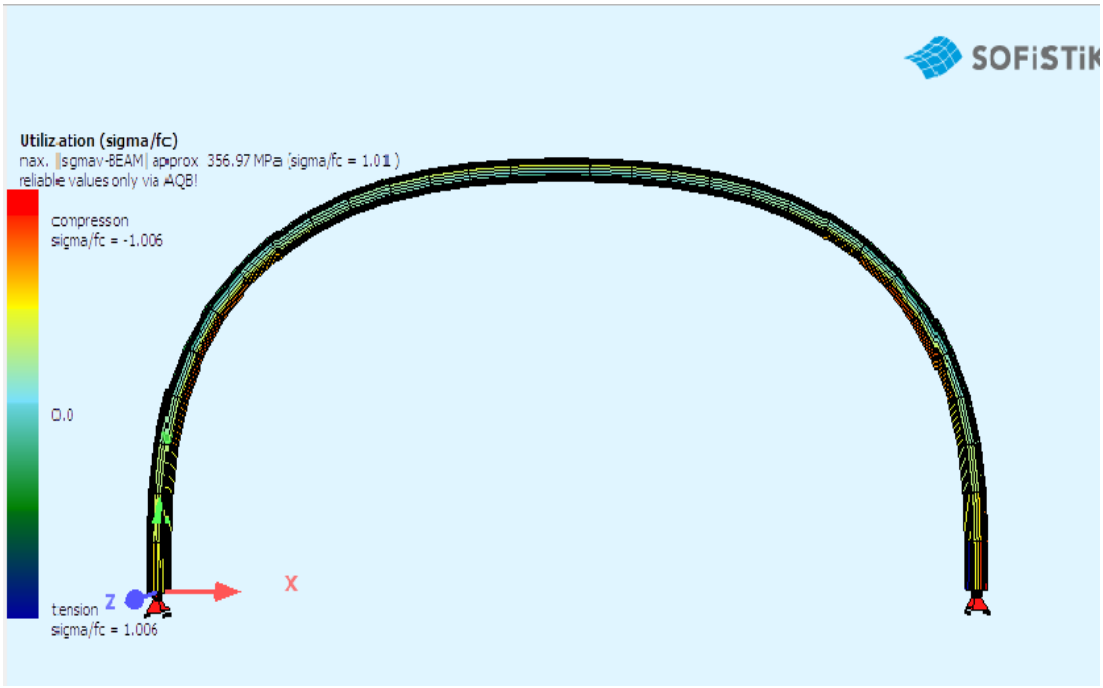
P(KN/m)	Med(KNm)	Ved(KN)	Ned(KN)	Mpl(KNm)	Vpl(KN)	Npl(KN)	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ
50	129,9	128,4	268,3	228,095	508,939	2771,9	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
60	155,9	154,1	322	228,095	508,939	2771,9	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
65	168,9	166,9	348,8	228,095	508,939	2771,9	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
67	174,1	172,1	359,5	228,095	508,939	2771,9	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
68	176,7	174,6	364,9	228,095	508,939	2771,9	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ρ	ρ	fy(Mpa)	b(m)	d(m)	r(m)	t_f(m)	h_w(m)	t_w(m)	A(m2)	A_V(m2)
ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	ΟΧΙ	-	355	0,2	0,134	0,018	0,015	0,17	0,009	0,007808	0,002483
ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	ΟΧΙ	-	355	0,2	0,134	0,018	0,015	0,17	0,009	0,007808	0,002483
ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	ΟΧΙ	-	355	0,2	0,134	0,018	0,015	0,17	0,009	0,007808	0,002483
ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	ΟΧΙ	-	355	0,2	0,134	0,018	0,015	0,17	0,009	0,007808	0,002483
ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	ΟΧΙ	-	355	0,2	0,134	0,018	0,015	0,17	0,009	0,007808	0,002483

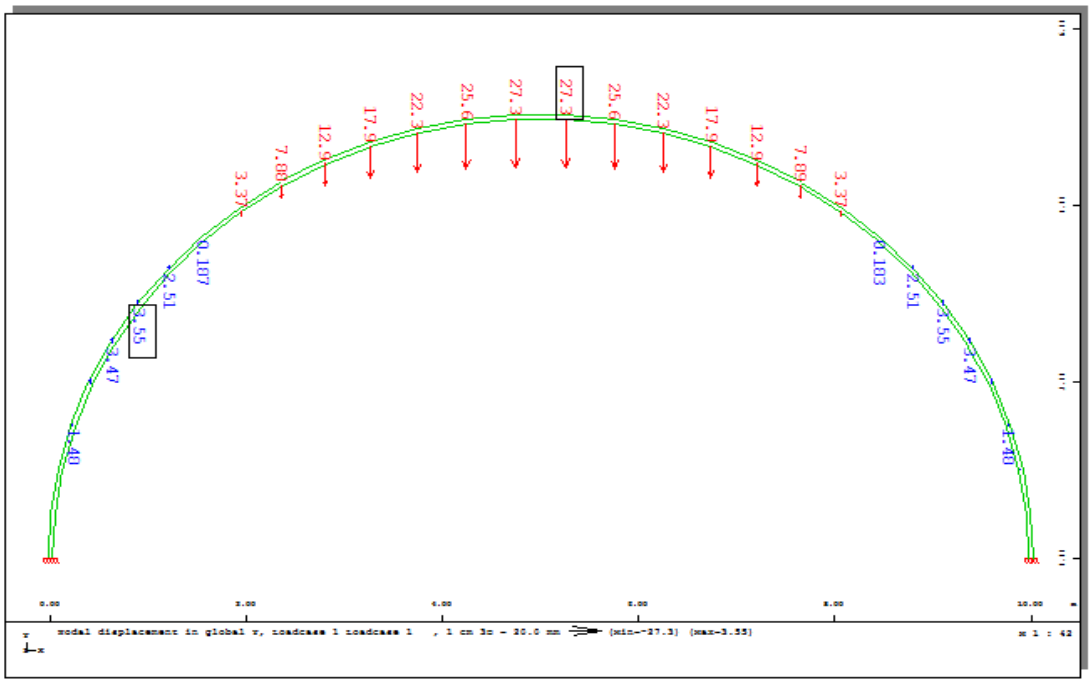
Wply(m3)	Mv,pl(KNm)	η	α	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ-ΑΞΟΝΙΚΗ-ΔΙΑΤΜΗΣΗ	$M_{Npl,y}$ (KNm)
0,0006425	228,095	0,1	0,2	ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΟΙΩΣΗ	228,09500
0,0006425	228,095	0,1	0,2	ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	178,25722
0,0006425	228,095	0,1	0,2	ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	176,30720
0,0006425	228,095	0,1	0,2	ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	175,52866
0,0006425	228,095	0,1	0,2	ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	175,13574

4.3.2 Υπολογισμός βέλους κάμψης και σύγκριση με τις αναπτυσσόμενες μετατοπίσεις

Στη συνέχεια απεικονίζεται ο παραμορφωμένος φορέας, καθώς και οι μετακινήσεις στον άξονα y σε mm για το φορτίο αντοχής. Σημειώνεται πως η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση παρουσιάζεται στη κορυφή του μεταλλικού πλαισίου και ισούται με 27,3mm.

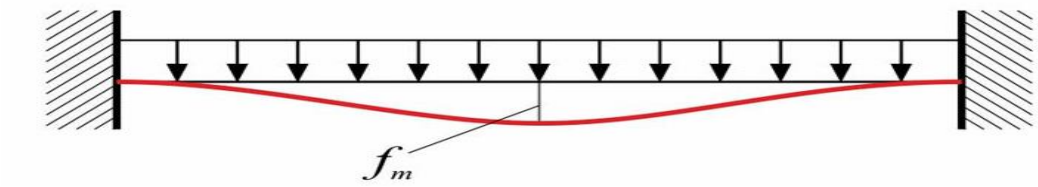


Εικόνα 4.3.2.1: Παραμορφωμένος φορέας για P=67KN/m



Εικόνα 4.3.2.2: Κατακόρυφες μετακινήσεις (mm) για P=67KN/m

Σύμφωνα με τη θεωρία Marcus δύναται να υπολογιστεί το βέλος κάμψης της δοκού ανάλογα με τις συνθήκες στήριξής της.



Εικόνα 4.3.2.3: Βέλος κάμψης για αμφίπακτη δοκό κατά Marcus

Ο υπολογισμός του βέλους κάμψης γίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$f_m = \frac{1}{384} * \frac{p * l^4}{EI} \qquad [\ 4.3.2.1\ ]$$

όπου:

p: κατανεμημένο φορτίο (KN/m)

l: μήκος δοκού (m)

Προκειμένου να υπολογιστεί το βέλος κάμψης σύμφωνα με τον παραπάνω τύπο και να είναι δυνατή η σύγκριση αυτού με την μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση που αναπτύσσεται στη στεφάνη του ημικυκλικού τύπου πλαισίου, έγιναν οι εξής παραδοχές:

- το μήκος της δοκού l εξομοιώθηκε με το συνολικό μήκος του φορέα, $l = 15{,}701m$
- το ημιτονοειδές φορτίο εξομοιώθηκε με ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο με τιμή που αντιστοιχεί στο φορτίο αντοχής του φορέα, $P = 67KN/m$

$$f_m = \frac{1}{384} * \frac{67\frac{KN}{m} * 15{,}701^4 m^4}{210000 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 0{,}000057 m^4} = 569mm$$

Το βέλος κάμψης που υπολογίζεται από τον παραπάνω τύπο είναι μεγαλύτερο συγκριτικά με τη μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση (27,3mm) που αναπτύσσεται στη στεφάνη του ημικυκλικού πλαισίου, όπως έχει προέλθει από την γραμμική ανάλυση του φορέα στο λογισμικό SOFISTIK. Το αποτέλεσμα αυτό είναι λογικό λόγω της διαφορετικής κατανομής της φόρτισης, όπως επίσης και της διαφορετικής γεωμετρίας του φορέα. Το ημιτονοειδές φορτίο που επιβάλλεται στο πλαίσιο μηδενίζεται στα άκρα του φορέα, με αποτέλεσμα η συνολική φόρτιση να είναι αρκετά μικρότερη συγκριτικά με το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο. Ακόμα, λόγω της γεωμετρίας του πλαισίου αναπτύσσεται εφελκυσμός στις πλαϊνές πλευρές του φορέα, με αποτέλεσμα τον περιορισμό της

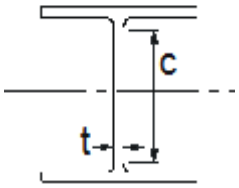
κατακόρυφης μετατόπισης που αναπτύσσεται στη στεφάνη, λόγω της εμφάνισης του φαινομένου θλίψης στη κορυφή του φορέα.

4.3.3 Κατηγοριοποίηση διατομής τύπου "I" σύμφωνα με τον EC 3

Προκειμένου να ισχύουν οι εξισώσεις του Ευρωκώδικα 3 που χρησιμοποιήθηκαν προηγουμένως για τον έλεγχο της επάρκειας της διατομής, έγινε η υπόθεση πως η διατομή ανήκει στη κατηγορία 1 ή 2. Στη συνέχεια ακολουθεί ο αναλυτικός υπολογισμός της κατηγορίας της διατομής, έτσι ώστε να επαληθευτεί η ορθότητα της εν λόγω υπόθεσης.

- Εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

Η διατομή μορφής ''I'' η οποία χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, διαθέτει κορμό. Στην περίπτωση αυτή, το πλάτος c του στοιχείου αντιστοιχεί στο ύψος d του κορμού και έτσι ο λόγος πλάτους – πάχους c/t εξομοιώνεται με τον λόγο d/tw, όπου tw είναι το πάχος του κορμού.



Στη συγκεκριμένη διατομή HEB 200 ισχύει ότι:

d= 134mm και t_w= 9mm

οπότε:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{134}{9} \approx 15$$

Προκύπτει πως ο κορμός είναι εσωτερικό στοιχείο σε θλίψη και κάμψη, με αποτέλεσμα να υπολογίζεται η μέση τάση κορμού σ_w από την παρακάτω εξίσωση:

$$\sigma_w = \frac{N_{Ed}}{d * t_w} = \frac{359{,}5 * 10^3 N}{134mm * 9mm} = 298{,}093 \frac{N}{mm^2}$$

Σημειώνεται πως για το φορτίο αντοχής P=67KN/m, η τιμή της αξονικής δύναμης ισούται με 359,5KN.

Προκειμένου να ανήκει ο κορμός στην κατηγορία 1 πρέπει να ισχύει:

$$\sigma_w < \sigma_{wlim}$$

Σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα για $\frac{c}{t} = 15$ και χάλυβα S355 προκύπτει ότι:

$$\sigma_{wlim} = 355 \frac{N}{mm^2}$$

Πίνακας 4.3.3.1: Μέγιστες τιμές της μέσης τάσης κορμού σ_w (N/mm2) για την κατηγοριοποίηση των διατομών σε ΚΛΑΣΗ 1

Μέγιστες τιμές της μέσης τάσης κορμού σ_w (N/mm²) για την κατηγοριοποίηση των διατομών σε ΚΛΑΣΗ 1						
c/t	Τάση διαρροής f_y (N/mm²)					
	S235		S275		S355	
24	215,0	235,0	255,0	275,0	335,0	355,0
26	215,0	235,0	255,0	275,0	335,0	355,0
28	215,0	235,0	255,0	275,0	335,0	328,1
30	215,0	235,0	255,0	275,0	335,0	286,2

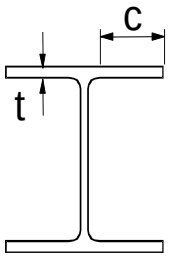
οπότε:

$$\sigma_w < \sigma_{wlim} \Rightarrow 298{,}093 \frac{N}{mm^2} < 355 \frac{N}{mm^2}$$

Άρα ο κορμός της διατομής ανήκει στην κατηγορία 1.

- Προεξέχοντα στοιχεία πελμάτων

Στην περίπτωση αυτή το πλάτος c του στοιχείου αντιστοιχεί στο μήκος της θεωρούμενης προεξοχής του πέλματος και έτσι, ο λόγος πλάτους – πάχους c/t συμπίπτει με τον λόγο c/tf, όπου tf είναι το πάχος του πέλματος.



Στη συγκεκριμένη διατομή HEB 200 ισχύει ότι:

t_f= 15mm

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{200}{2}}{15} = 6{,}67$$

Σύμφωνα με τον πίνακα 2.11.1.1 για να ανήκει το πέλμα στην κατηγορία 1 πρέπει να ισχύει ότι:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9 * \varepsilon$$

όπου:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0{,}81$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 9 * \varepsilon \Rightarrow 6{,}67 \leq 7{,}29$$

Άρα το πέλμα της διατομής ανήκει στην κατηγορία 1.

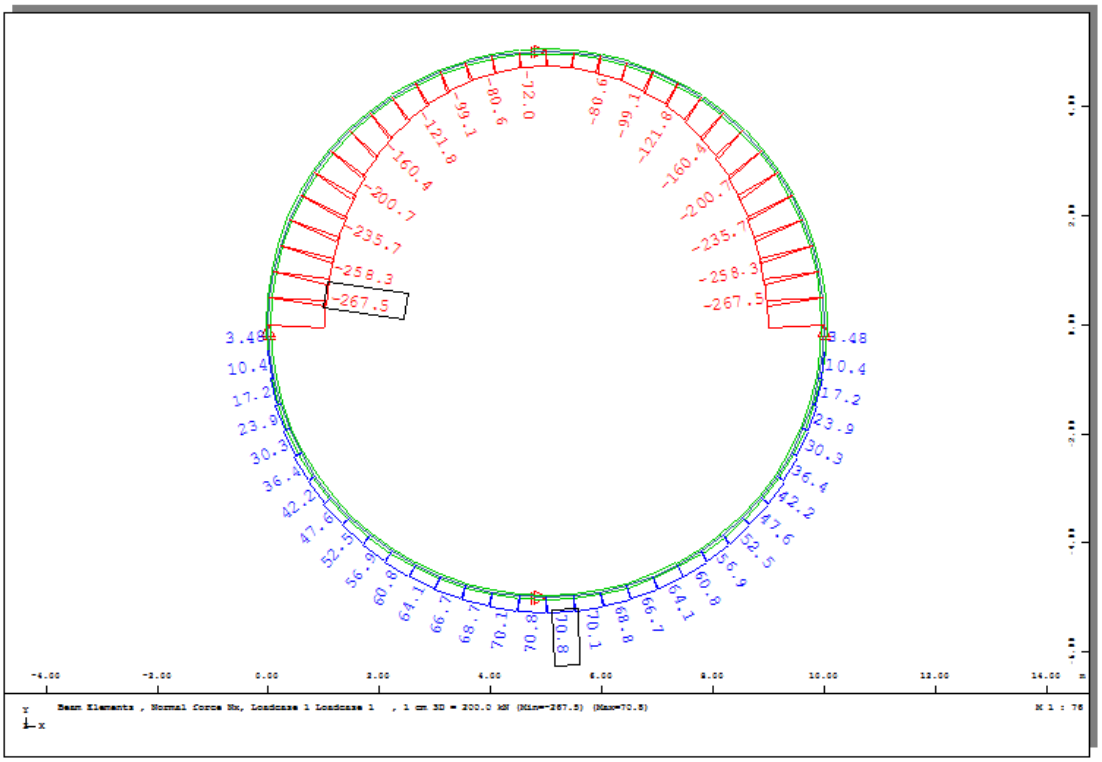
Συνεπώς με βάση τα παραπάνω προκύπτει το συμπέρασμα, πως η αρχική υπόθεση της κατηγορίας της διατομής είναι ορθή.

4.4 Ανάλυση και μελέτη της ευστάθειας του κυκλικού τύπου πλαισίου (C-Type)

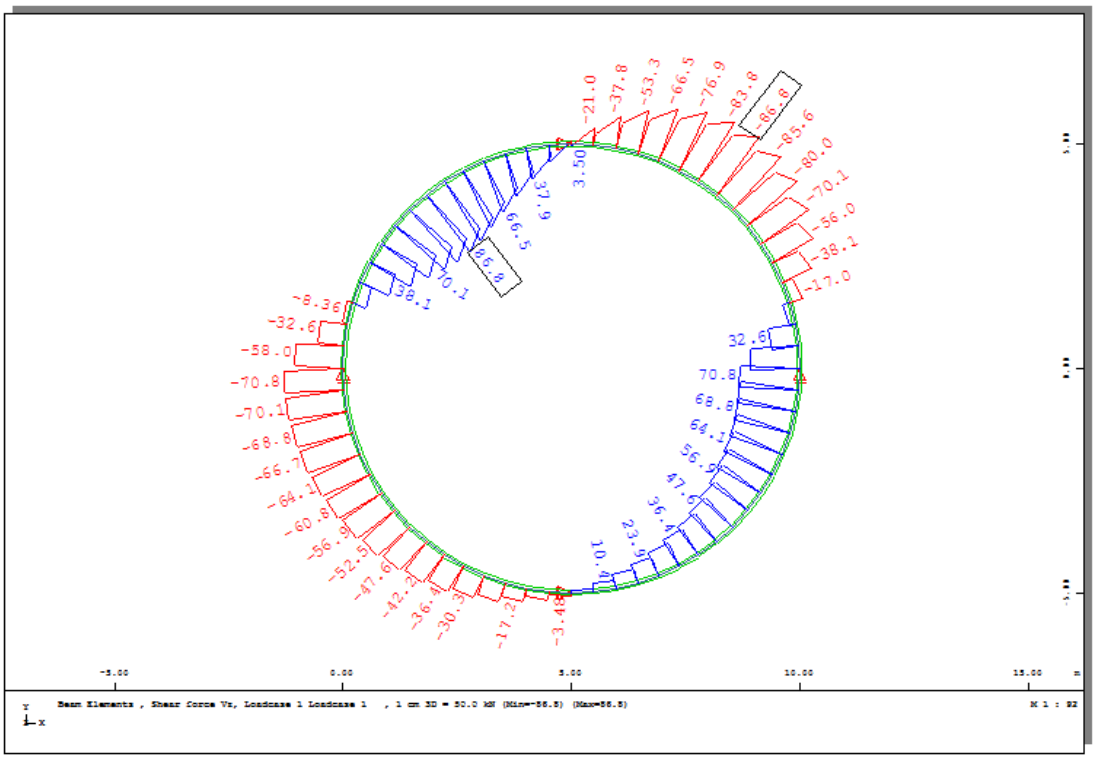
4.4.1 Γραμμική ανάλυση και υπολογισμός του φορτίου αντοχής του φορέα σύμφωνα με τον EC 3

Η μελέτη της φέρουσας ικανότητας του κυκλικού τύπου πλαισίου πραγματοποιήθηκε με τον ίδιο τρόπο, με τον οποίο μελετήθηκε η απόκριση του ημικυκλικού τύπου, όπως αναφέρεται στο προηγούμενο κεφάλαιο.

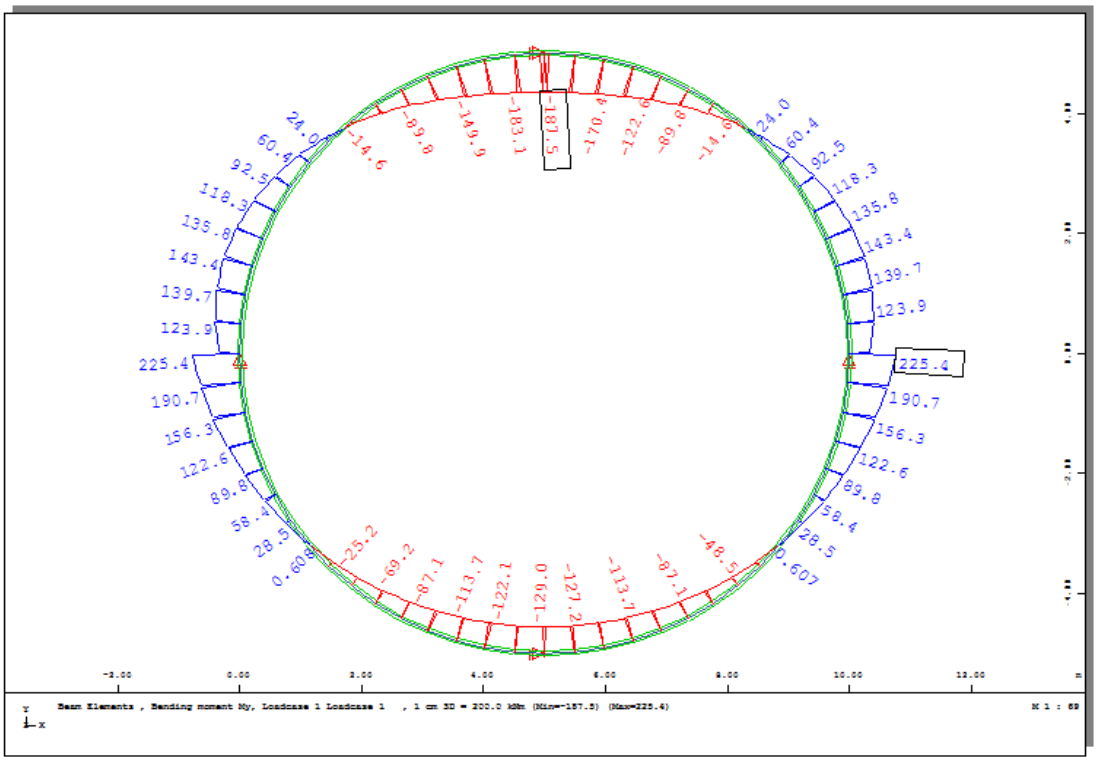
Ενδεικτικά για τον κυκλικό τύπο πλαισίου, με άνοιγμα 10m και διατομή HEB 200 παρουσιάζονται παρακάτω τα διαγράμματα M,V,N για μέγιστη τιμή φορτίου στη στεφάνη P=50KN/m, όπως προήλθαν από τη γραμμική ανάλυση στο λογισμικό SOFISTIK και στη συνέχεια σύμφωνα με τις εξισώσεις του EC 3 για πλαστική ανάλυση των κατασκευών, υπολογίζεται το φορτίο αντοχής του φορέα.



Εικόνα 4.4.1.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων Nx για φορτίο P=50KN/m



Εικόνα 4.4.1.2: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz για φορτίο P=50KN/m



Εικόνα 4.4.1.3: Διάγραμμα καμπτικών ροπών My για φορτίο P=50KN/m

Η μελέτη της ευστάθειας του εκάστοτε φορέα έγινε σύμφωνα με τις εξισώσεις που προβλέπει ο EC3 (Κεφάλαιο 2.12.2) για τις μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών όπως προκύπτουν από τα διαγράμματα M,V,N.

- Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{C,Rd} = N_{pl} = \frac{A * fy}{\gamma_{M0}} = \frac{0.007808\, m^2 * 355 * 10^3 kPa}{1{,}0} = 2771{,}84\, KN$$

$$N_{ed} = 267{,}5KN$$

$N_{Ed} < N_{C,Rd} \Rightarrow 267{,}5KN < 2771{,}84KN$, **η διατομή επαρκεί**

- Έλεγχος σε διάτμηση

$$V_{C,Rd} = V_{Pl,Rd} = \frac{A_V}{\sqrt{3}} \frac{fy}{\gamma_{M0}} = \frac{2{,}483 * 10^{-3} m^2}{\sqrt{3}} \frac{355 * 10^3 KPa}{1{,}0} = 508{,}939KN$$

όπου:

$A_V = \max[(A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f), (b * d * t_w)] = [(0{,}007808 - 2 * 0{,}2 * 0{,}015 + (0{,}009 + 2 * 0{,}018) * 0{,}015), (0{,}2 * 0{,}13 * 0{,}009)] = [2{,}483 * 10^{-3}, 2{,}34 * 10^{-4}] = 2{,}483 * 10^{-3} m^2$

$V_{Ed} = 86{,}8KN$

$V_{Ed} < V_{C,Rd} \Rightarrow 86{,}8KN < 508{,}939KN$, **η διατομή επαρκεί**

- Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{642{,}5 * 10^{-6} m^3 * 355 * 10^3 KPa}{1{,}0} = 228{,}095KNm$$

$M_{Ed} = 225{,}4KNm$

$M_{Ed} < M_{C,Rd} \Rightarrow 225{,}4KNm < 228{,}095KNm$, **η διατομή επαρκεί**

- Έλεγχος σε διάτμηση και κάμψη

Κριτήριο μη σημαντικής διάτμησης:

$V_{Ed} \leq 0{,}5 * V_{pl,Rd} \Rightarrow 70{,}8KN \leq 0{,}5 * 508{,}939KN \Rightarrow 70{,}8KN \leq 254{,}47KN$, ισχύει και συνεπώς δεν απαιτείται ο έλεγχος για ταυτόχρονη διάμτηση και κάμψη

- Έλεγχος σε κάμψη και αξονική

Κριτήριο για μη απαίτηση μείωσης της αντοχής σε κάμψη:

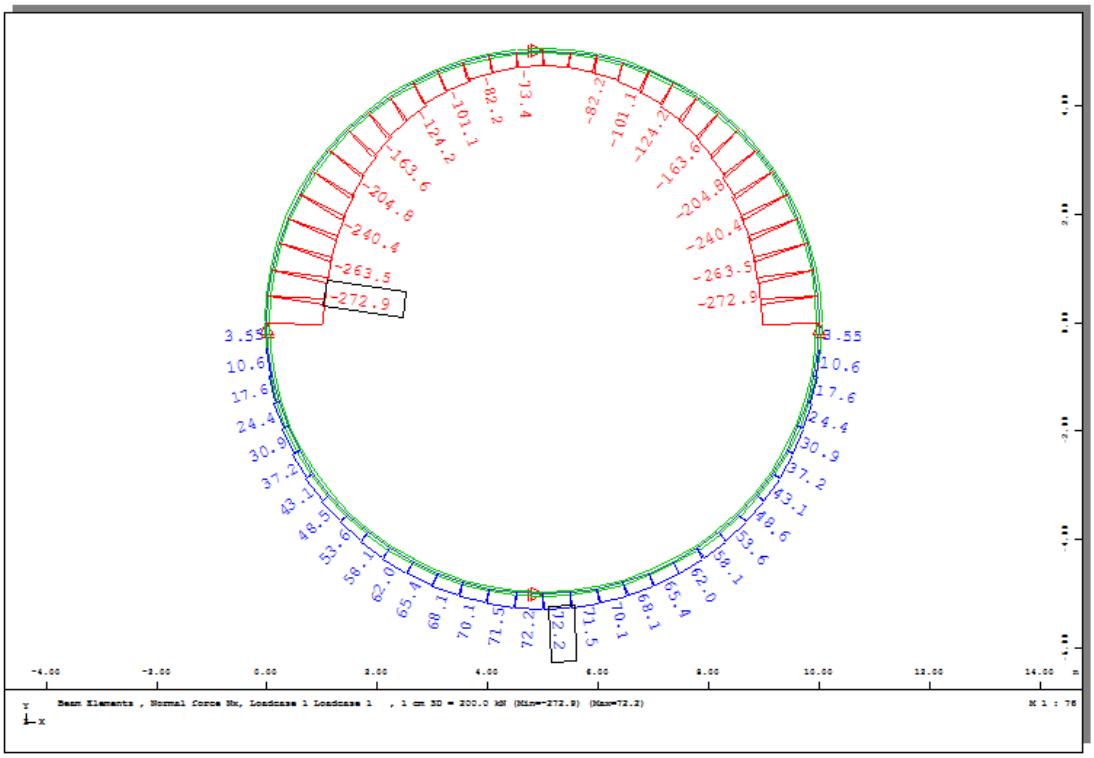
$N_{Ed} \leq \min\{0{,}5 * N_{pl,w,Rd}, 0{,}25 * N_{pl,Rd}\} \Rightarrow N_{Ed} \leq \min\{0{,}5 * 543{,}15, 0{,}25 * 2771{,}84\} = \min\{271{,}575, 692{,}96\} = 271{,}575KN \Rightarrow 267{,}5KN \leq 271{,}575KN$, ισχύει και επομένως δεν απαιτείται απομείωση της ροπής

αναφέρεται ότι:

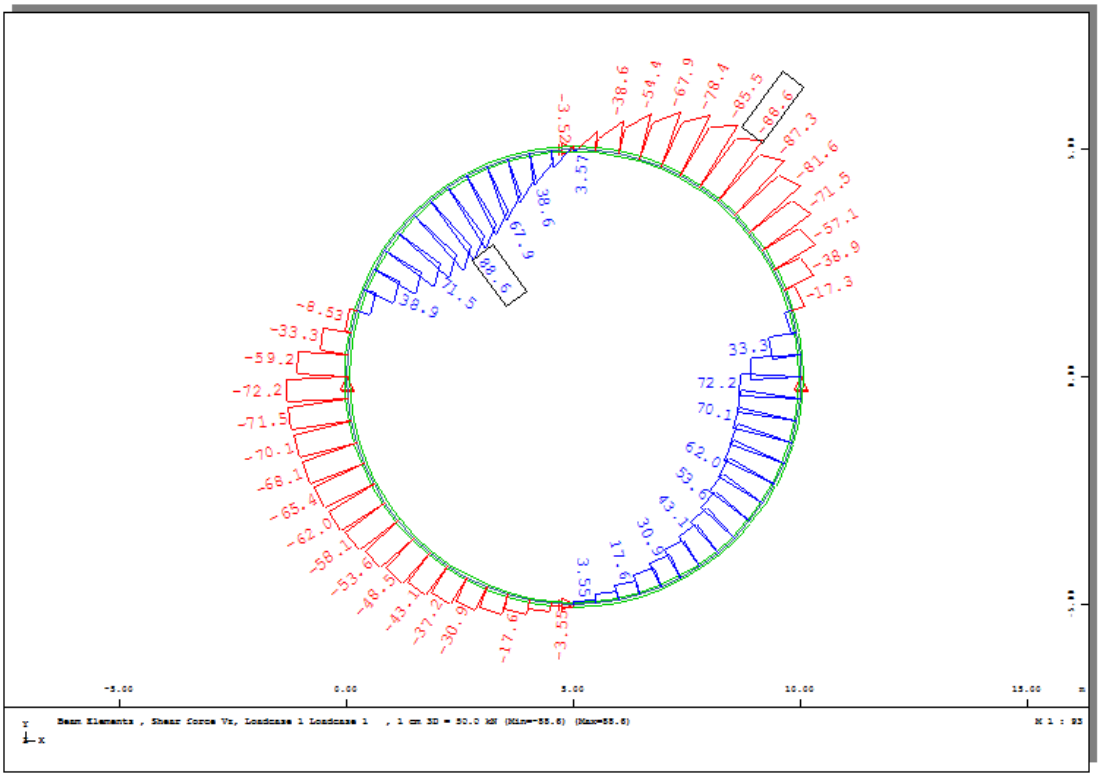
$$Npl, w, Rd = \frac{(h_w * t_w) fy}{\gamma_{M0}} = \frac{(0{,}17 * 0{,}009 *) 355 * 10^3 KPa}{1{,}0} = 543{,}15KN$$

Επομένως η διατομή επαρκεί.

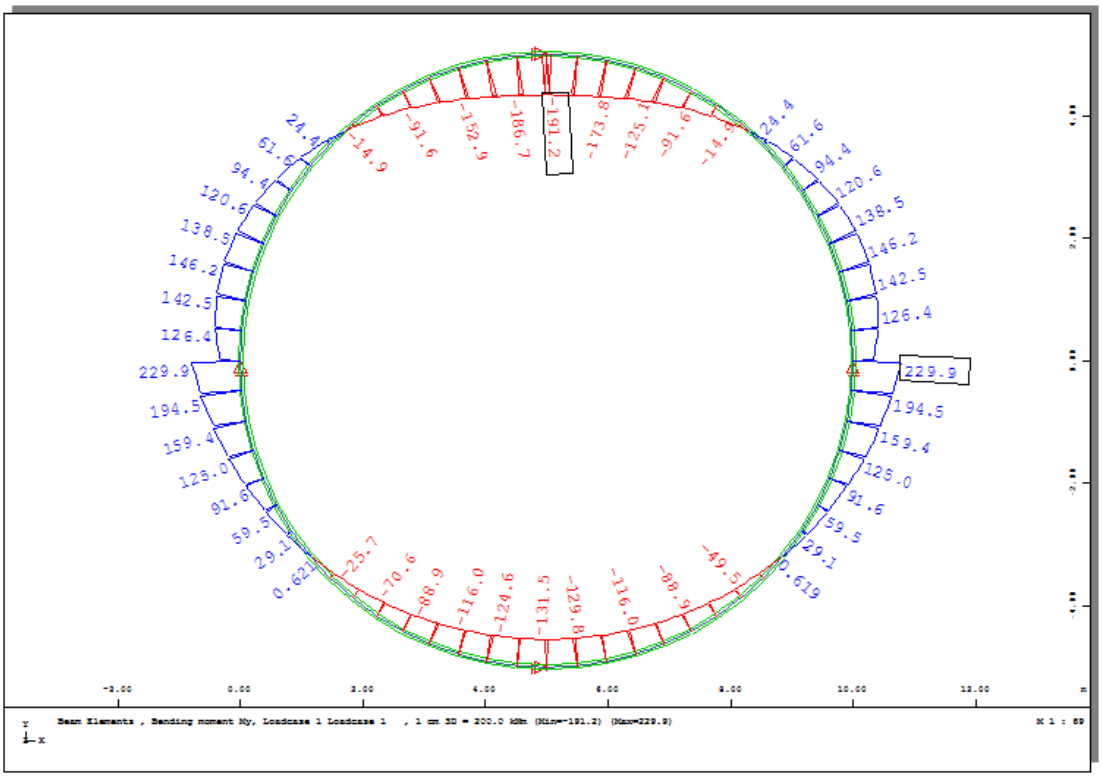
Για φορτίο **P= 51KN/m** τα αντίστοιχα διαγράμματα M,V,N είναι τα ακόλουθα:



Εικόνα 4.4.1.4: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων Nx για φορτίο P=51KN/m



Εικόνα 4.4.1.5: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz για φορτίο P=51KN/m



Εικόνα 4.4.1.6: Διάγραμμα καμπτικών ροπών My για φορτίο P=51KN/m

Σημειώνεται πως σύμφωνα με τους απαραίτητους ελέγχους σε θλίψη, διάτμηση, μονοαξονική κάμψη, καθώς και σε ταυτόχρονη διάτμηση και κάμψη η διατομή επαρκεί όπως προηγουμένως.

- Έλεγχος σε κάμψη και αξονική

Κριτήριο για μη απαίτηση μείωσης της αντοχής σε κάμψη:

$N_{Ed} \leq \min\{0{,}5 * N_{pl,w,Rd}, 0{,}25 * \mathrm{N_{pl,Rd}}\} \Rightarrow N_{Ed} \leq \min\{0{,}5 * 543{,}15, 0{,}25 * 2771{,}84\} =$

$\min\{271{,}575\ ,\ 692{,}96\}$= 271,575KN ⇒ 272,9KN ≤ 271,575KN, δεν ισχύει και συνεπώς απαιτείται ο έλεγχος σε κάμψη και αξονική

αναφέρεται πως:

$$Npl, w, Rd = \frac{(h_w * t_w) fy}{\gamma_{M0}} = \frac{(0{,}17 * 0{,}009 *) 355 * 10^3 KPa}{1{,}0} = 543{,}15KN$$

Οπότε, η μειωμένη πλαστική αντοχή λόγω αξονικής δίνεται από τον τύπο:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}\ [1\ - n] * [1 - 0{,}5 * a]$$

όπου:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{272{,}9}{2771{,}84} = 0{,}098453$$

$$a = \min\left[0{,}5, \frac{A - 2\ b * t_f}{A}\right] = \min\left[0{,}5, \frac{0.007808m^2 - 2\ 0{,}2m * 0{,}015m}{0.007808m^2}\right] =$$
$$= \min[0{,}5\ , 0{,}231557] = 0{,}231557$$

Άρα:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} * [1\ -\ n] * [1 - 0{,}5 * a]$$
$$= 228{,}095KNm * [1 - 0{,}098453] * [1 - 0{,}5 * 0{,}231557] = 181{,}83KNm$$

Κριτήριο επάρκειας:

$MEd\ \leq\ MN, Rd\ \Rightarrow 229{,}9\ \leq 181{,}597KNm,$ **η διατομή δεν επαρκεί**

Επομένως για φορτίο P=51KN/m η διατομή δεν επαρκεί και συνεπώς το φορτίο αντοχής είναι P=50KN/m.

Παρακάτω απεικονίζεται το φύλλο excel με βάση το οποίο έγιναν αναλυτικά οι ως άνω υπολογισμοί για διάφορες τιμές φορτίων που καθορίστηκαν από δοκιμές.

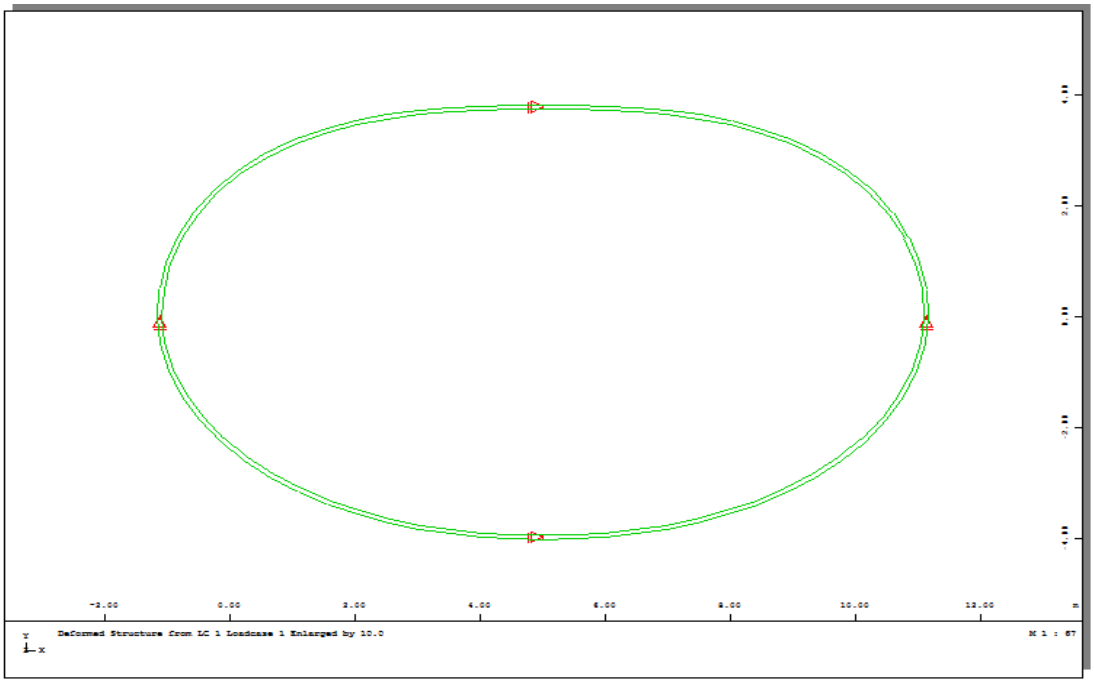
P(KN/m)	Med(KNm)	Ved(KN)	Ned(KN)	Mpl(KNm)	Vpl(KN)	Npl(KN)	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ
40	180,3	56,6	214	228,095	508,939	2771,88	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
46	207,4	65,1	246,1	228,095	508,939	2771,88	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
48	216,4	68	256,8	228,095	508,939	2771,88	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
50	225,4	70,8	267,5	228,095	508,939	2771,88	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
49	220,9	69,4	262,2	228,095	508,939	2771,88	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
51	229,9	72,2	272,9	228,095	508,939	2771,88	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ρ	ρ	fy(Mpa)	b(m)	d(m)	r(m)	t_f(m)	h_w(m)	t_w(m)	A(m2)	A_V(m2)
ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	ΟΧΙ	–	355	0,2	0,134	0,018	0,015	0,17	0,009	0,007808	0,002483
ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	ΟΧΙ	0,0000134	355	0,2	0,134	0,018	0,015	0,17	0,009	0,007808	0,002483
ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	ΟΧΙ	0,0000134	355	0,2	0,134	0,018	0,015	0,17	0,009	0,007808	0,002483
ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	ΟΧΙ	0,0000134	355	0,2	0,134	0,018	0,015	0,17	0,009	0,007808	0,002483
ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	ΟΧΙ	0,0000134	355	0,2	0,134	0,018	0,015	0,17	0,009	0,007808	0,002483
ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	ΟΧΙ	0,0000134	355	0,2	0,134	0,018	0,015	0,17	0,009	0,007808	0,002483

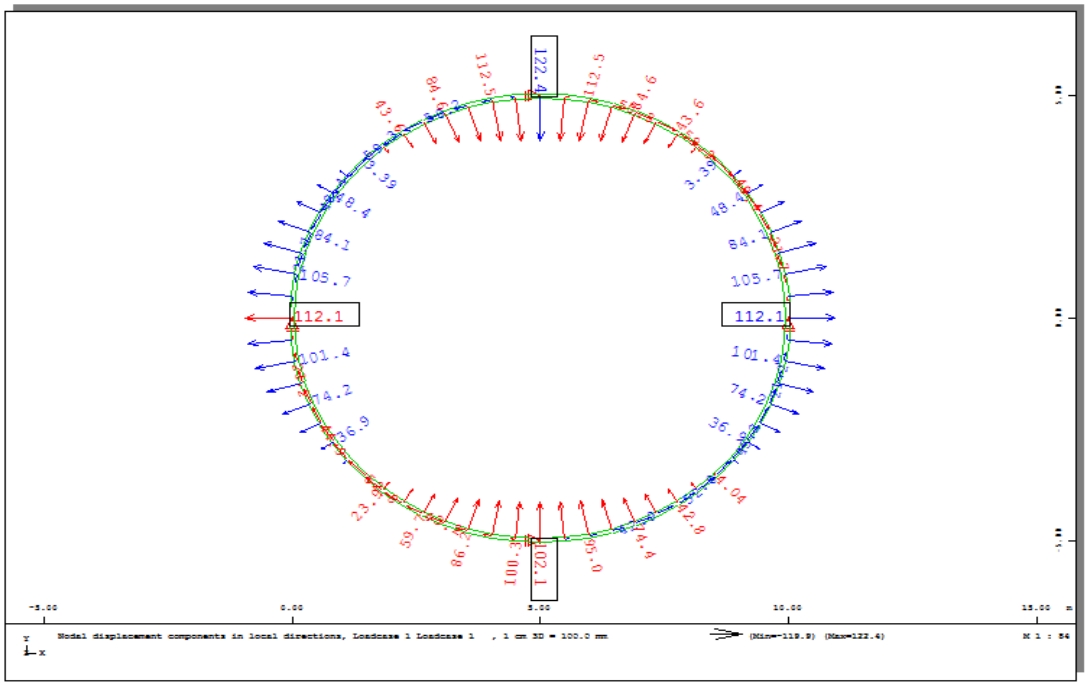
Wply(m3)	Mv,pl(KNm)	η	α	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ-ΑΞΟΝΙΚΗ-ΔΙΑΤΜΗΣΗ	MNpl,y(KNm)
0,0006425	228,095	0,077204	0,231557	ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΟΙΩΣΗ	186,1154748
0,0006425	228,095	0,088785	0,231557	ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΟΙΩΣΗ	183,7798271
0,0006425	228,095	0,092645	0,231557	ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΟΙΩΣΗ	183,0012778
0,0006425	228,095	0,096505	0,231557	ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΟΙΩΣΗ	182,2227285
0,0006425	228,095	0,094593	0,231557	ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΟΙΩΣΗ	182,6083651
0,0006425	228,095	0,098453	0,231557	ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	181,8298158

4.4.2 Σύγκριση των αναπτυσσόμενων μετατοπίσεων μεταξύ των δύο τύπων πλαισίων

Όπως φαίνεται στη συνέχεια απεικονίζεται ο παραμορφωμένος φορέας, καθώς και οι μετακινήσεις στον άξονα y σε mm για το φορτίο αντοχής. Παρατηρείται πως η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση εντοπίζεται στη κορυφή του μεταλλικού πλαισίου και ισούται με 122,4mm.



Εικόνα 4.4.2.1: Παραμορφωμένος φορέας για P=50KN/m



Εικόνα 4.4.2.2: Κατακόρυφες μετακινήσεις (mm) για P=50KN/m

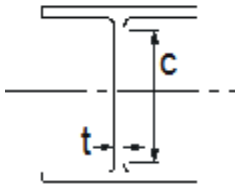
Ο ημικυκλικός τύπος πλαισίου εμφανίζει μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα, συγκριτικά με τον κυκλικό τύπο πλαισίου, όπως διαπιστώνεται από τις αναλύσεις μέσω του λογισμικού SOFISTIK. Από τα παραπάνω παραδείγματα εμφαίνεται πως για δεδομένο άνοιγμα (περί τα 10m), καθώς και για συγκεκριμένη διατομή, το φορτίο αντοχής του ημικυκλικού φορέα, είναι μεγαλύτερο σε σχέση με το φορτίο αντοχής του κυκλικού. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μεγαλύτερη καταπόνηση του κυκλικού φορέα και συνεπώς την ανάπτυξη μεγαλύτερων παραμορφώσεων, αλλά και μετατοπίσεων. Η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση που αναπτύσσεται στη στεφάνη του κυκλικού φορέα είναι 78% μεγαλύτερη από την αντίστοιχη μετατόπιση στον ημικυκλικό φορέα για τα ανάλογα φορτία αντοχής. Επισημαίνεται πως η μέγιστη μετατόπιση εμφανίζεται στη κορυφή του φορέα, καθώς στο σημείο αυτό μεγιστοποιείται το φορτίο και συνεπώς αποτελεί τη δυσμενέστερη περιοχή του φορέα.

4.4.3 Κατηγοριοποίηση διατομής τύπου “I” σύμφωνα με τον EC 3

Έτσι ώστε να ισχύουν οι εξισώσεις του Ευρωκώδικα 3 που χρησιμοποιήθηκαν προηγουμένως για τον έλεγχο της επάρκειας της διατομής, έγινε η υπόθεση πως η διατομή ανήκει στη κατηγορία 1 ή 2. Στη συνέχεια ακολουθεί ο αναλυτικός υπολογισμός της κατηγορίας της διατομής, έτσι ώστε να επαληθευτεί η ορθότητα της εν λόγω υπόθεσης.

- Εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

Η διατομή μορφής ‘’I’’ η οποία χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, διαθέτει κορμό. Στην περίπτωση αυτή, το πλάτος c του στοιχείου αντιστοιχεί στο ύψος d του κορμού και έτσι ο λόγος πλάτους – πάχους c/t εξομοιώνεται με τον λόγο d/tw, όπου tw είναι το πάχος του κορμού.



Στη συγκεκριμένη διατομή HEB 200 ισχύει ότι:

d= 134mm και t_w= 9mm

οπότε:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{134}{9} \approx 15$$

Προκύπτει πως ο κορμός είναι εσωτερικό στοιχείο σε θλίψη και κάμψη, με αποτέλεσμα να υπολογίζεται η μέση τάση κορμού σ_w από την παρακάτω εξίσωση:

$$\sigma_w = \frac{N_{Ed}}{d * t_w} = \frac{267{,}5 * 10^3 N}{134mm * 9mm} = 221{,}8076 \frac{N}{mm^2}$$

Σημειώνεται πως για το φορτίο αντοχής P=50KN/m, η τιμή της αξονικής δύναμης ισούται με 267,5KN.

Προκειμένου να ανήκει ο κορμός στην κατηγορία 1 πρέπει να ισχύει:

$\sigma_w < \sigma_{wlim}$

Σύμφωνα με τον πίνακα 4.3.3.1 για $\frac{c}{t} = 15$ και χάλυβα S355 προκύπτει ότι:

$$\sigma_{wlim} = 355 \frac{N}{mm^2}$$

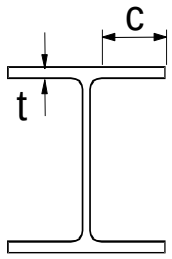
οπότε:

$$\sigma_w < \sigma_{wlim} \Rightarrow 221{,}8076 \frac{N}{mm^2} < 355 \frac{N}{mm^2}$$

Άρα ο κορμός της διατομής ανήκει στην κατηγορία 1.

- Προεξέχοντα στοιχεία πελμάτων

Στην περίπτωση αυτή το πλάτος c του στοιχείου αντιστοιχεί στο μήκος της θεωρούμενης προεξοχής του πέλματος και έτσι, ο λόγος πλάτους – πάχους c/t συμπίπτει με τον λόγο c/tf, όπου tf είναι το πάχος του πέλματος.



Στη συγκεκριμένη διατομή HEB 200 ισχύει ότι:

t_f= 15mm

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{200}{2}}{15} = 6{,}67$$

Σύμφωνα με τον πίνακα 2.11.1.1 για να ανήκει το πέλμα στην κατηγορία 1 πρέπει να ισχύει ότι:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9 * \varepsilon$$

όπου:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0{,}81$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 9 * \varepsilon \Rightarrow 6{,}67 \leq 7{,}29$$

Άρα το πέλμα της διατομής ανήκει στην κατηγορία 1.

Συνεπώς με βάση τα παραπάνω προκύπτει το συμπέρασμα, πως η αρχική υπόθεση της κατηγορίας της διατομής είναι ορθή.

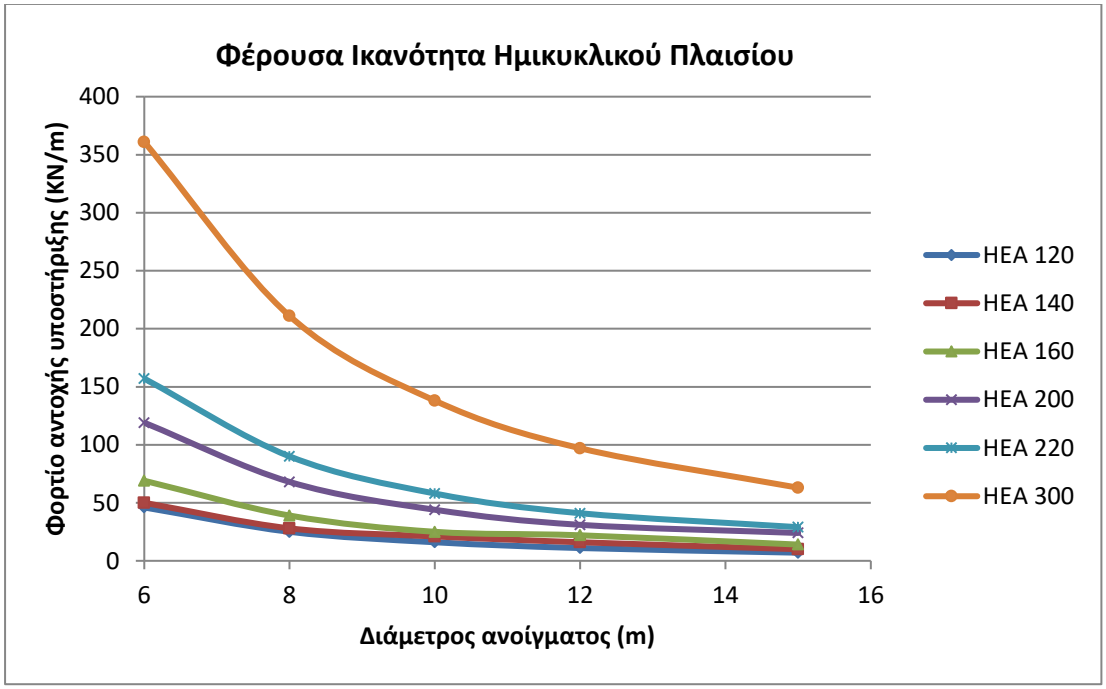
4.5 Πινακοποίηση αποτελεσμάτων και δημιουργία γραφικών παραστάσεων

4.5.1 Αποτελέσματα των φορτίων αντοχής για τον ημικυκλικό τύπο πλαισίου (SC-Type)

Σύμφωνα με τους ελέγχους που ορίζει ο Ευρωκώδικας 3 για την επάρκεια μίας διατομής, μελετήθηκε εκτενώς η απόκριση του ημικυκλικού τύπου χαλύβδινου τόξου για ένα εύρος ανοιγμάτων (6 – 15m), καθώς και για ένα εύρος διατομών (HEA, HEB, HEM, IPE). Τα αποτελέσματα που προήλθαν από τους ελέγχους αυτούς συγκεντρώνονται στους ακόλουθους πίνακες, ενώ στη συνέχεια παρουσιάζονται οι σχετικές γραφικές απεικονίσεις για την συσχέτιση του φορτίου αντοχής και του είδους της διατομής, αλλά και του φορτίου αντοχής με το εκάστοτε άνοιγμα.

Πίνακας 4.5.1.1: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEA για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

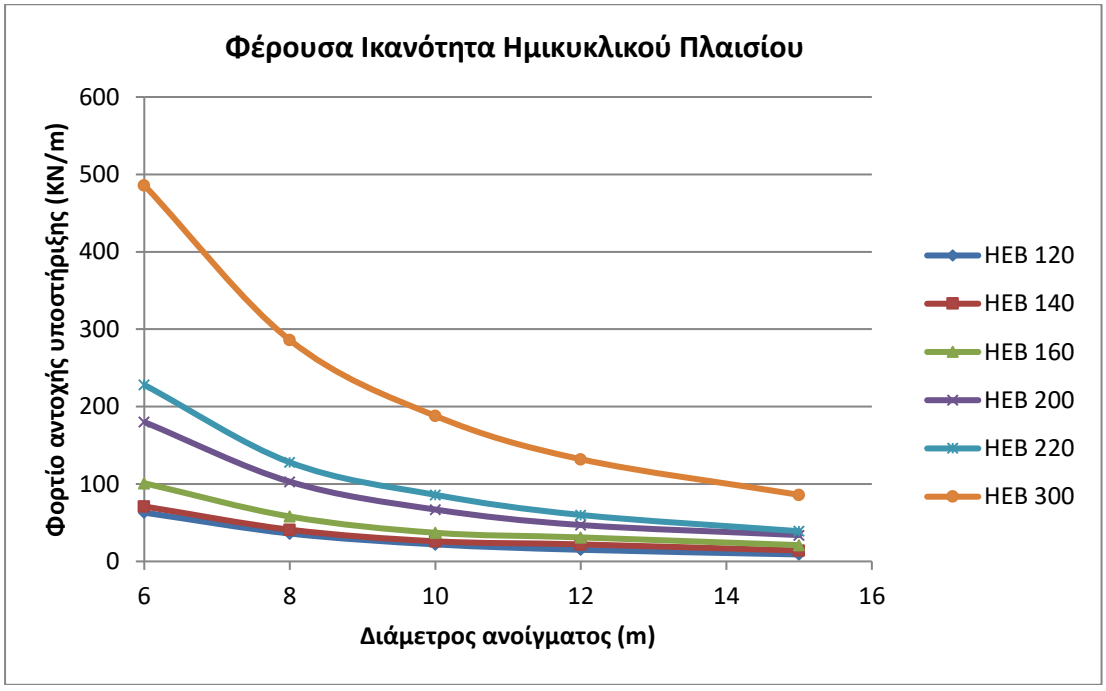
Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P (KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEA 120	46	25	16	11	7
HEA 140	50	28	21	16	10
HEA 160	69	39	25	22	14
HEA 200	119	68	44	31	24
HEA 220	157	90	58	41	29
HEA 300	361	211	138	97	63



Σχήμα 4.5.1.1: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEA για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

Πίνακας 4.5.1.2: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEB για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

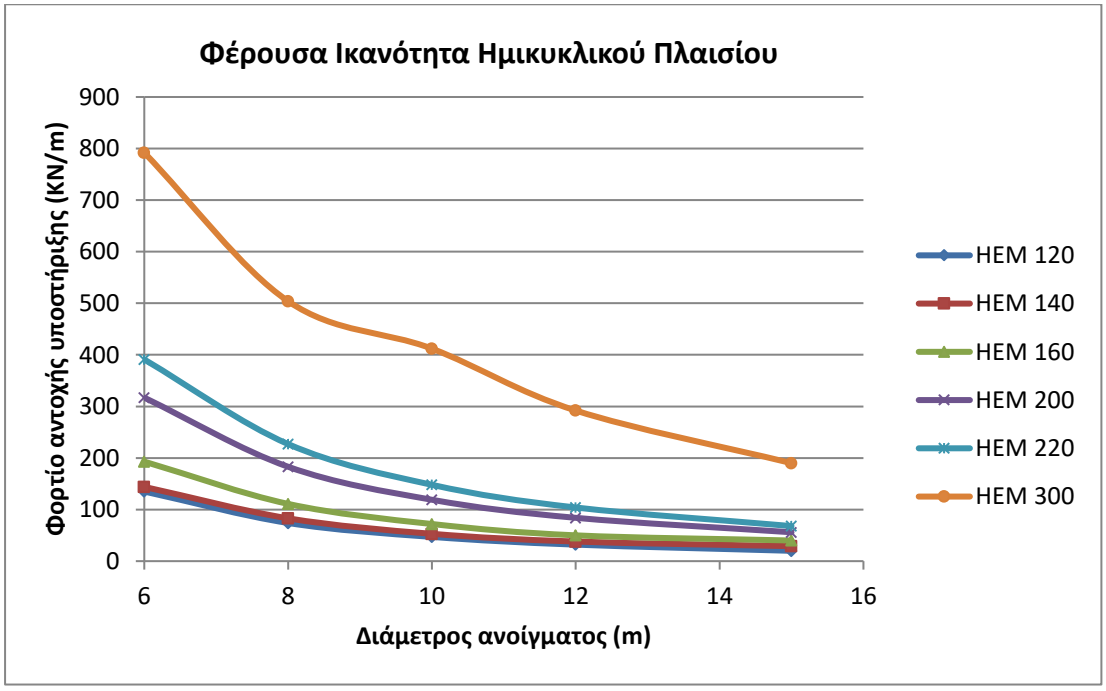
Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P (KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEB 120	63	36	22	15	9
HEB 140	71	41	26	22	14
HEB 160	101	58	37	31	21
HEB 200	180	103	67	47	34
HEB 220	228	128	86	60	39
HEB 300	486	286	188	132	86



Σχήμα 4.5.1.2: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEB για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

Πίνακας 4.5.1.3: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEM για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

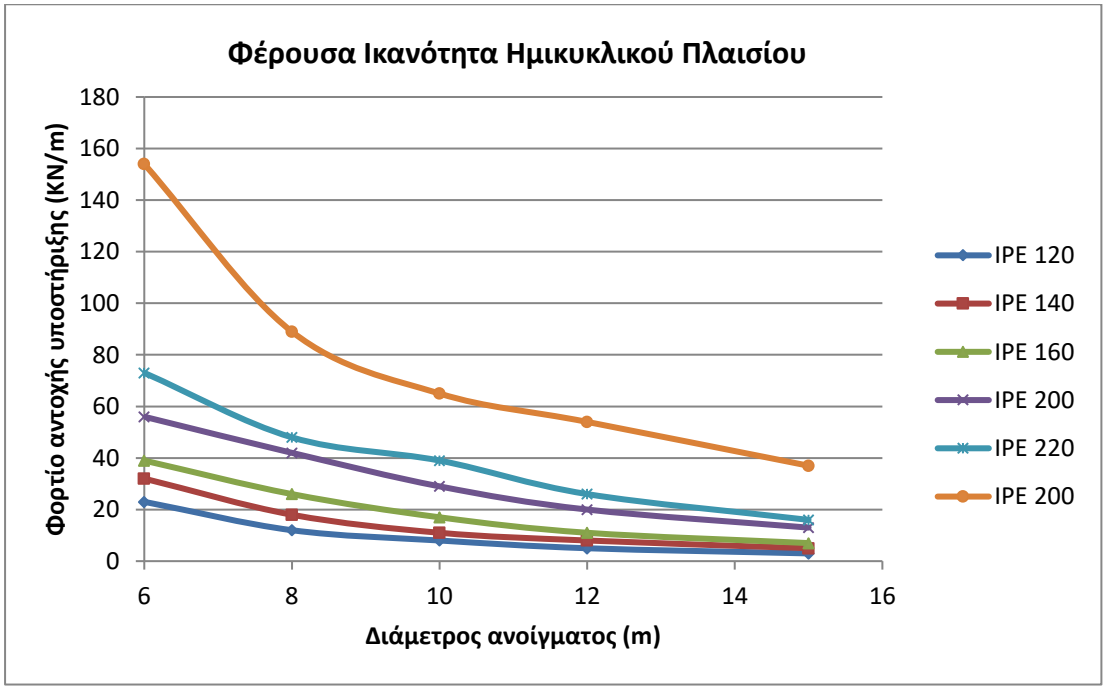
Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P (KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEM 120	135	74	47	32	20
HEM 140	144	83	53	38	29
HEM 160	193	111	72	50	40
HEM 200	317	183	119	84	56
HEM220	391	227	148	104	68
HEM 300	792	504	412	292	190



Σχήμα 4.5.1.3: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEM για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

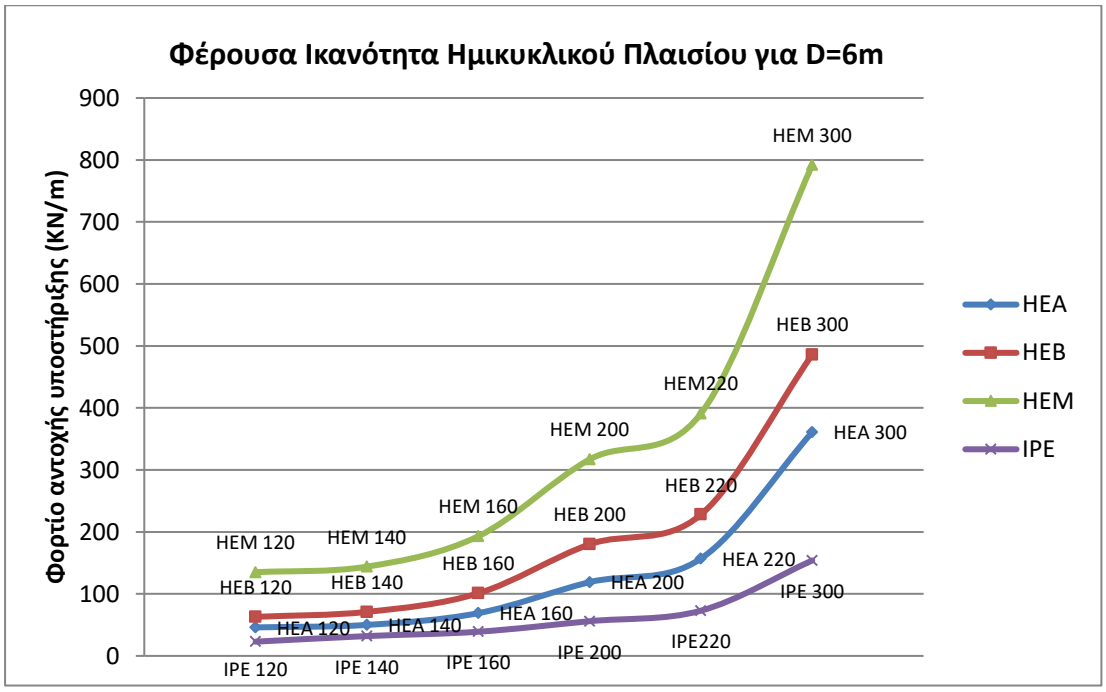
Πίνακας 4.5.1.4: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής IPE για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P (KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
IPE 120	23	12	8	5	3
IPE 140	32	18	11	8	5
IPE 160	39	26	17	11	7
IPE 200	56	42	29	20	13
IPE220	73	48	39	26	16
IPE 300	154	89	65	54	37

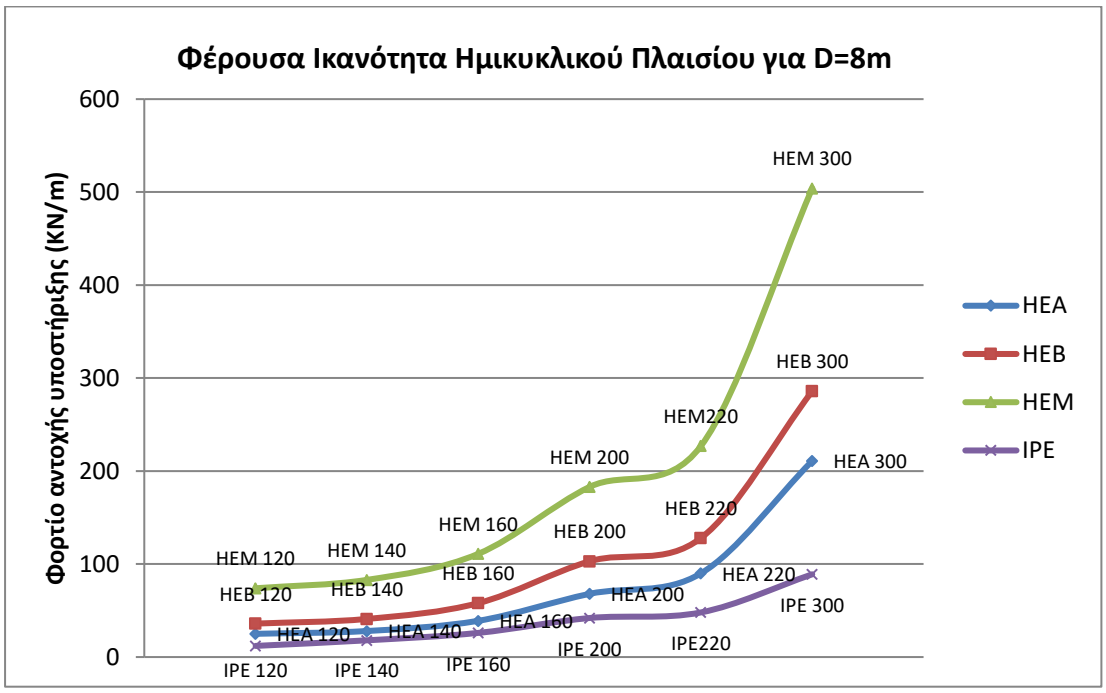


Σχήμα 4.5.1.4: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής IPE για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

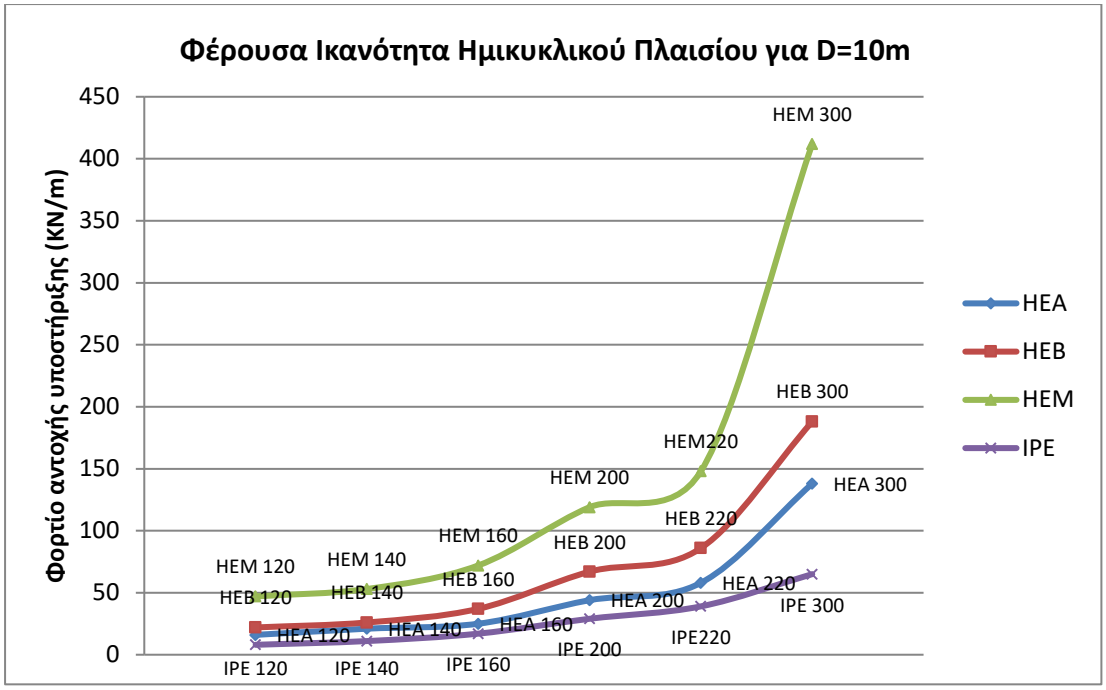
Με σκοπό τη περεταίρω μελέτη της φέρουσας ικανότητας του φορέα όταν, η βασική παράμετρος σχεδιασμού είναι το υπόγειο άνοιγμα, σχεδιάστηκαν οι ακόλουθες γραφικές παραστάσεις.



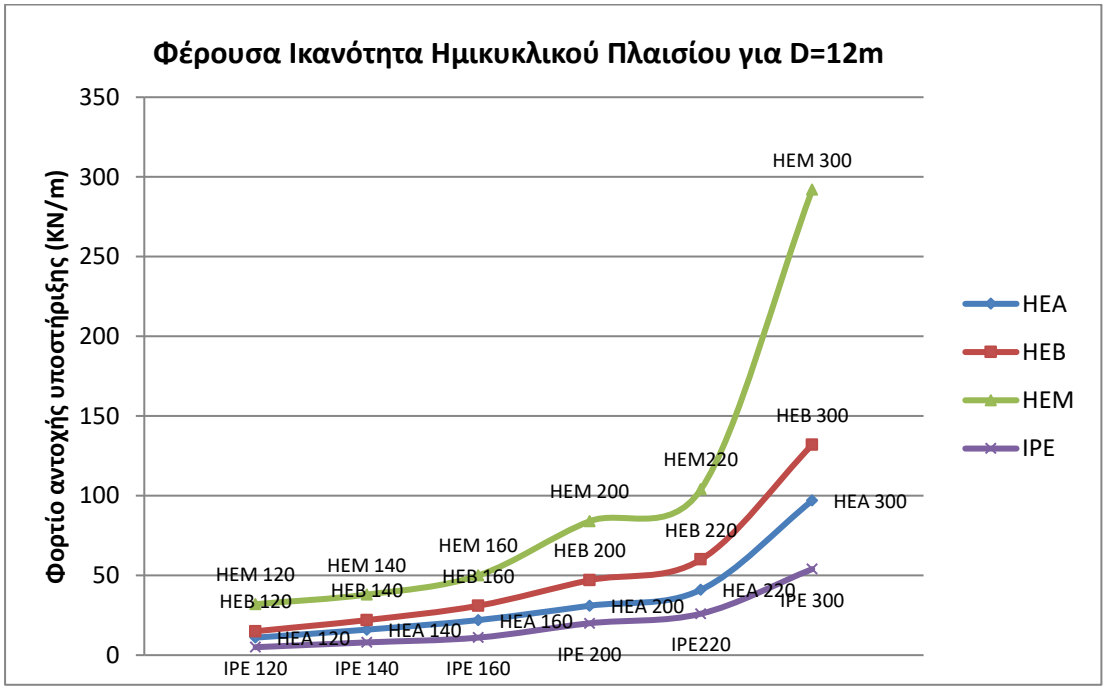
Σχήμα 4.5.1.5: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για υπόγειο ανοίγματα 6m



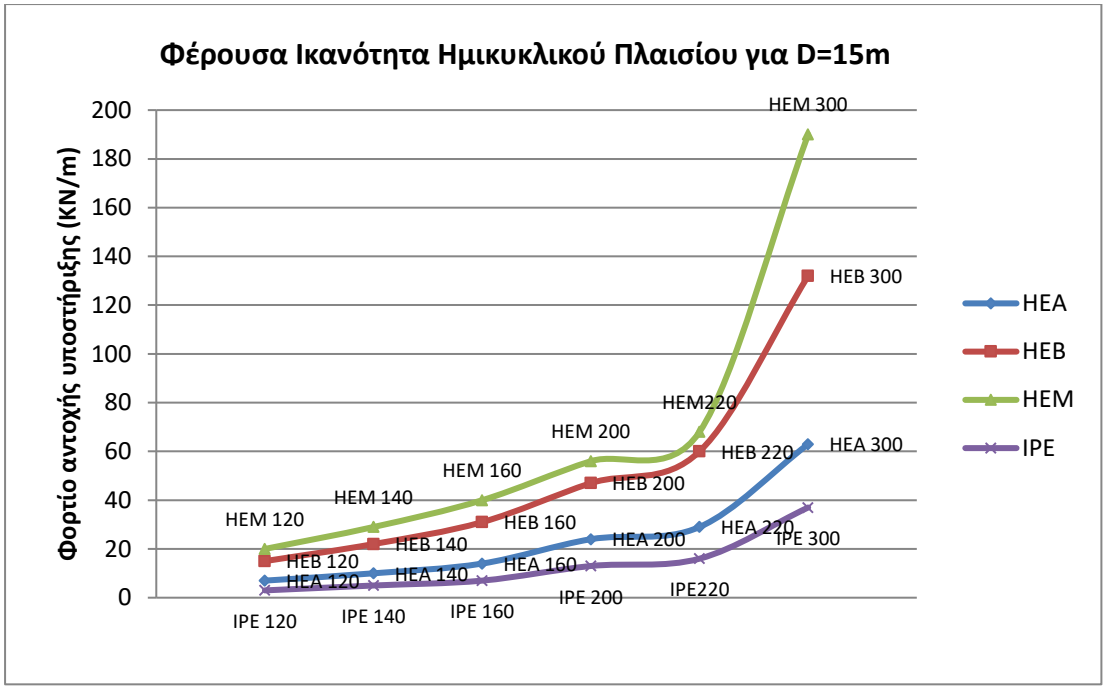
Σχήμα 4.5.1.6: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για υπόγειο ανοίγματα 8m



Σχήμα 4.5.1.7: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για υπόγειο ανοίγματα 10m



Σχήμα 4.5.1.8: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για υπόγειο ανοίγματα 12m



Σχήμα 4.5.1.9: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για υπόγειο ανοίγματα 15m

4.5.2 Σχολιασμός των αποτελεσμάτων

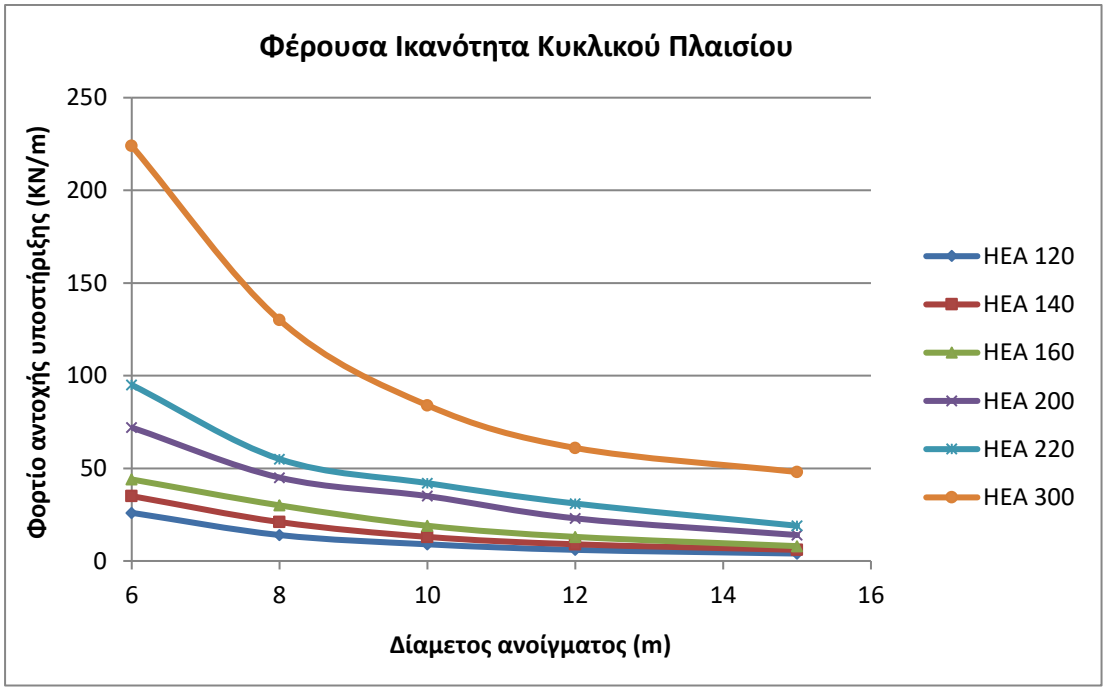
Αρχικά από τις στατικές αναλύσεις παρατηρείται πως τα εντατικά μεγέθη αυξάνονται με την αύξηση του πλάτους του υπόγειου ανοίγματος, με αποτέλεσμα το φορτίο αντοχής του φορέα να μειώνεται. Στις περιπτώσεις τεχνικών έργων όπου απαιτούνται μεγάλα υπόγεια ανοίγματα, οι συνθήκες κατασκευής κρίνονται δυσμενέστερες και συνεπώς για την ευστάθεια του έργου χρειάζονται ισχυρότερα μέτρα υποστήριξης. Επιπλέον από την εξαγωγή και επεξεργασία των ως άνω αποτελεσμάτων διαπιστώνεται πως η διατομή HEM αποκρίνεται καλύτερα στο εκάστοτε άνοιγμα συγκριτικά με τις υπόλοιπες, ενώ αντίθετα η διατομή IPE εμφανίζει τη δυσμενέστερη συμπεριφορά. Πιο συγκεκριμένα για άνοιγμα 10m η διατομή HEM 120 επαρκεί για φορτίο έως 47KN/m, ενώ από την άλλη πλευρά η διατομή IPE 120 επαρκεί για αρκετά μικρότερο φορτίο, το οποίο είναι λογικό εφόσον η διατομή HEM διαθέτει καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά. Αξίζει να σημειωθεί πως τα εντατικά μεγέθη μεγιστοποιούνται στα άκρα του φορέα λόγω της ύπαρξης των πακτώσεων, με αποτέλεσμα τη συγκέντρωση των τάσεων στα σημεία αυτά. Τέλος ο φορέας καταπονείται θλιπτικά στη κορυφή, ενώ εφελκύεται στα άκρα λόγω της επιβολής κατακόρυφης φόρτισης. Η δυσμενέστερη περιοχή εμφανίζεται στη στεφάνη του μεταλλικού πλαισίου, όπου η κατακόρυφη μετατόπιση λαμβάνει μέγιστη τιμή για το κάθε άνοιγμα, ενώ αντίθετα οι οριζόντιες μετατοπίσεις είναι περιορισμένες.

4.5.3 Αποτελέσματα των φορτίων αντοχής για τον κυκλικό τύπο πλαισίου (C-Type)

Ομοίως με τον ημικυκλικό τύπο πλαισίου παρουσιάζονται παρακάτω τα αποτελέσματα των φορτίων αντοχής του κυκλικού φορέα για τις διάφορες διατομές που χρησιμοποιήθηκαν, όπως και για τα διάφορα ανοίγματα.

Πίνακας 4.5.3.1: Φορτίο αντοχής υποστήριξης κυκλικού πλαισίου διατομής HEA για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

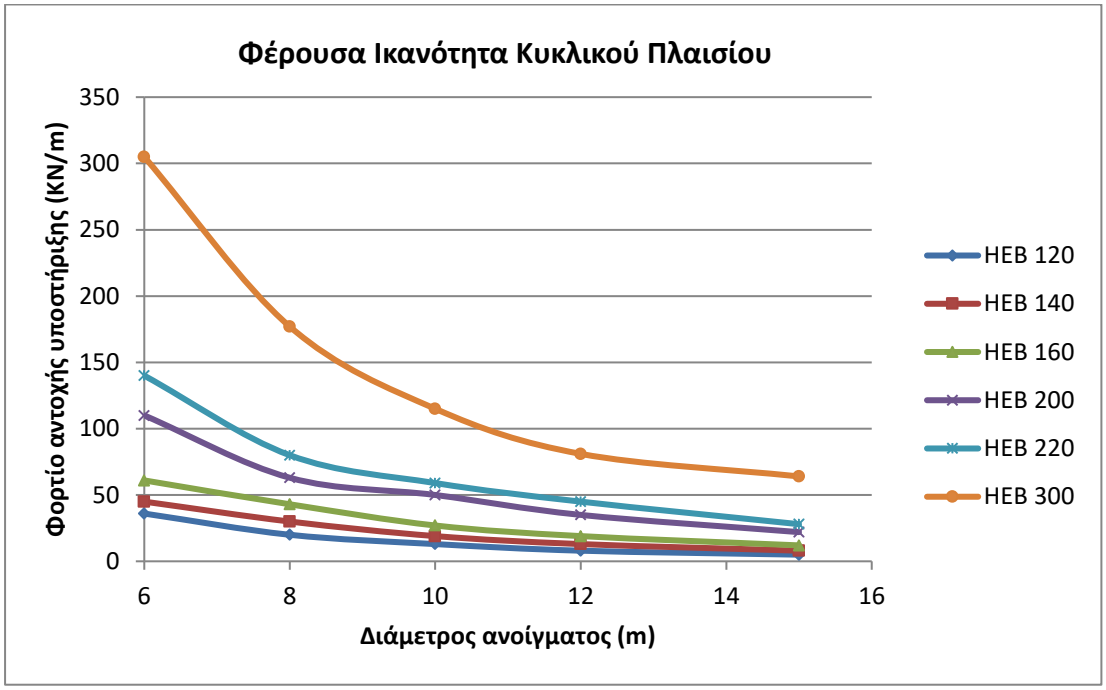
Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P (KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEA 120	26	14	9	6	4
HEA 140	35	21	13	9	6
HEA160	44	30	19	13	8
HEA 200	72	45	35	23	14
HEA 220	95	55	42	31	19
HEA 300	224	130	84	61	48



Σχήμα 4.5.3.1: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου διατομής HEA για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

Πίνακας 4.5.3.2: Φορτίο αντοχής υποστήριξης κυκλικού πλαισίου διατομής HEB για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

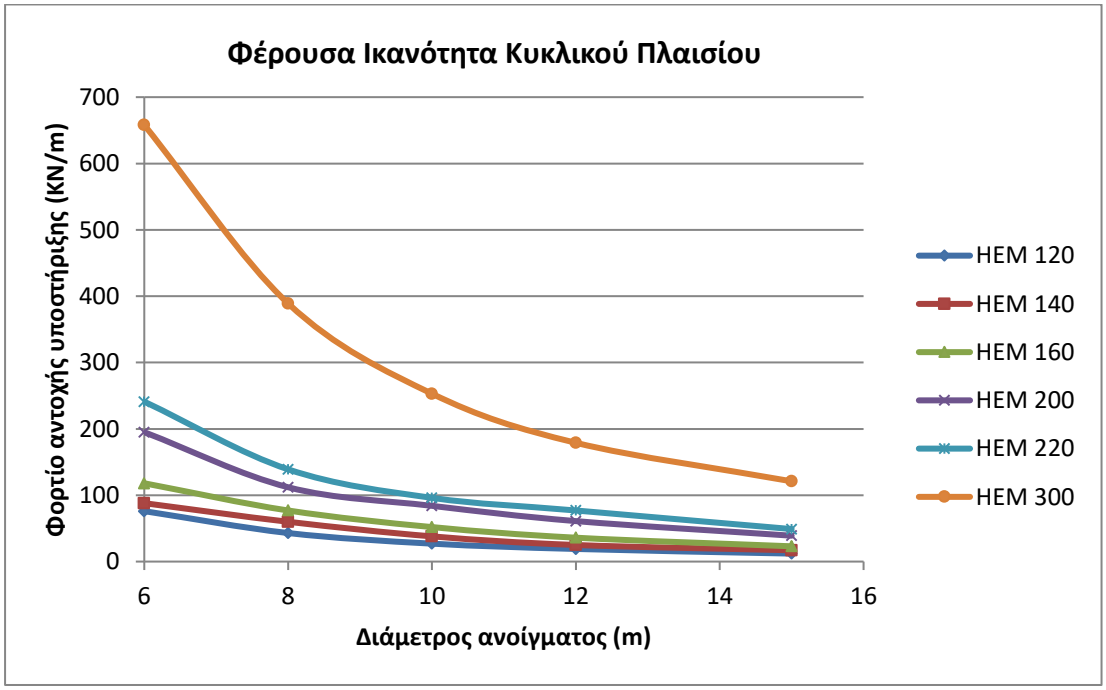
Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P (KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEB 120	36	20	13	8	5
HEB 140	45	30	19	13	8
HEB160	61	43	27	19	12
HEB 200	110	63	50	35	22
HEB 220	140	80	59	45	28
HEB 300	305	177	115	81	64



Σχήμα 4.5.3.2: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου διατομής HEB για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

Πίνακας 4.5.3.3: Φορτίο αντοχής υποστήριξης κυκλικού πλαισίου διατομής HEM για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

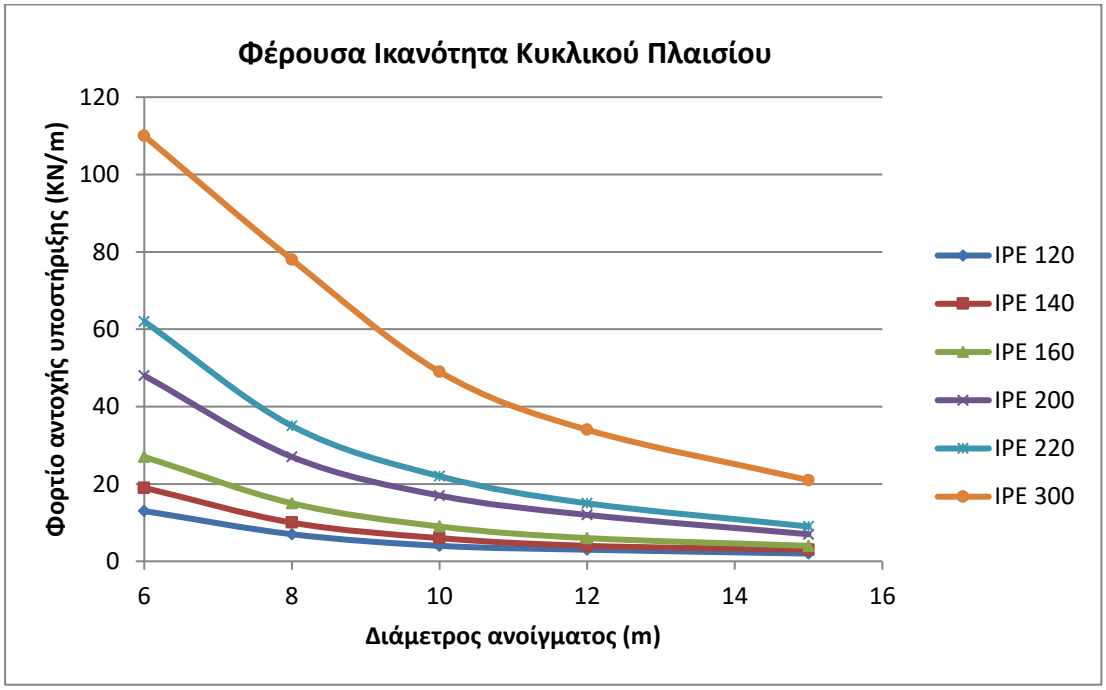
Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P (KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEM 120	76	43	27	19	12
HEM 140	88	60	38	25	17
HEM160	118	77	52	36	23
HEM 200	195	112	84	61	39
HEM 220	241	139	96	77	49
HEM 300	658	389	253	179	121



Σχήμα 4.5.3.3: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου διατομής HEM για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

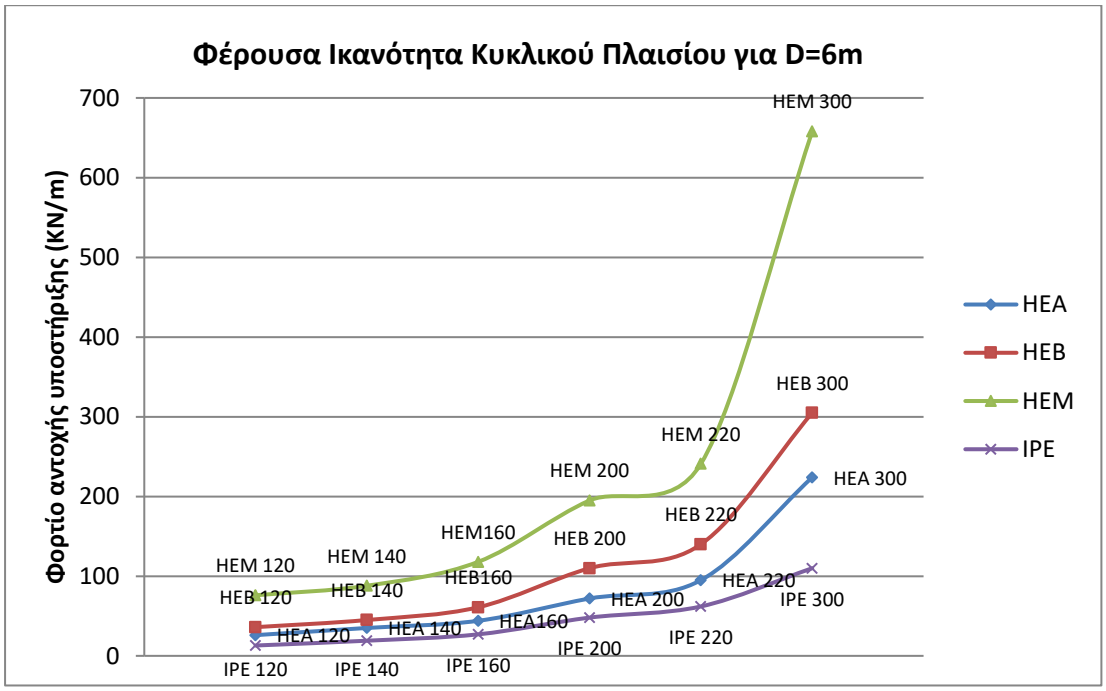
Πίνακας 4.5.3.4: Φορτίο αντοχής υποστήριξης κυκλικού πλαισίου διατομής IPE για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P (KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
IPE 120	13	7	4	3	2
IPE 140	19	10	6	4	3
IPE 160	27	15	9	6	4
IPE 200	48	27	17	12	7
IPE 220	62	35	22	15	9
IPE 300	110	78	49	34	21

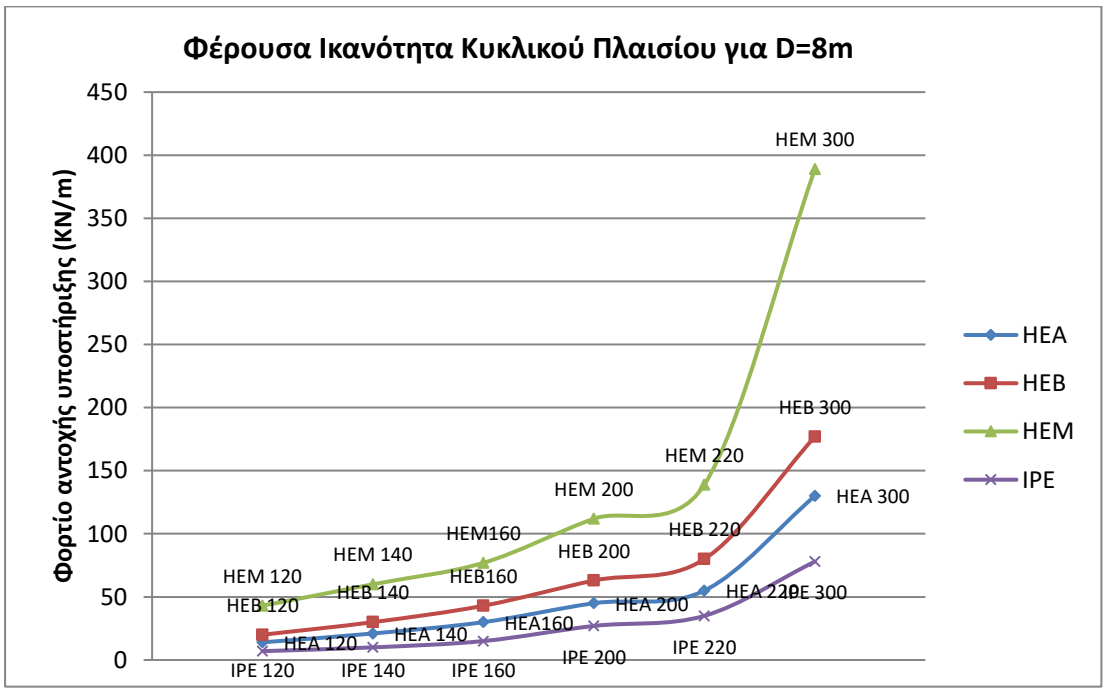


Σχήμα 4.5.3.4: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου διατομής IPE για υπόγεια ανοίγματα πλάτους 6-15m

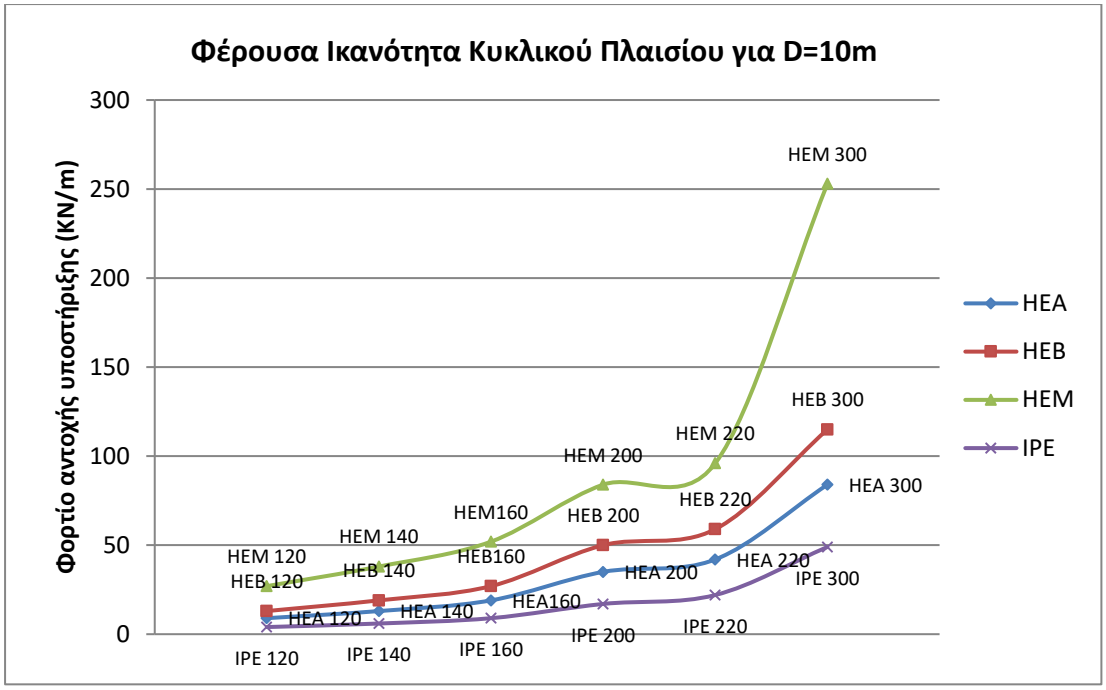
Για τις περιπτώσεις όπου η βασική παράμετρος σχεδιασμού είναι το υπόγειο άνοιγμα, σχεδιάστηκαν τα ακόλουθα διαγράμματα.



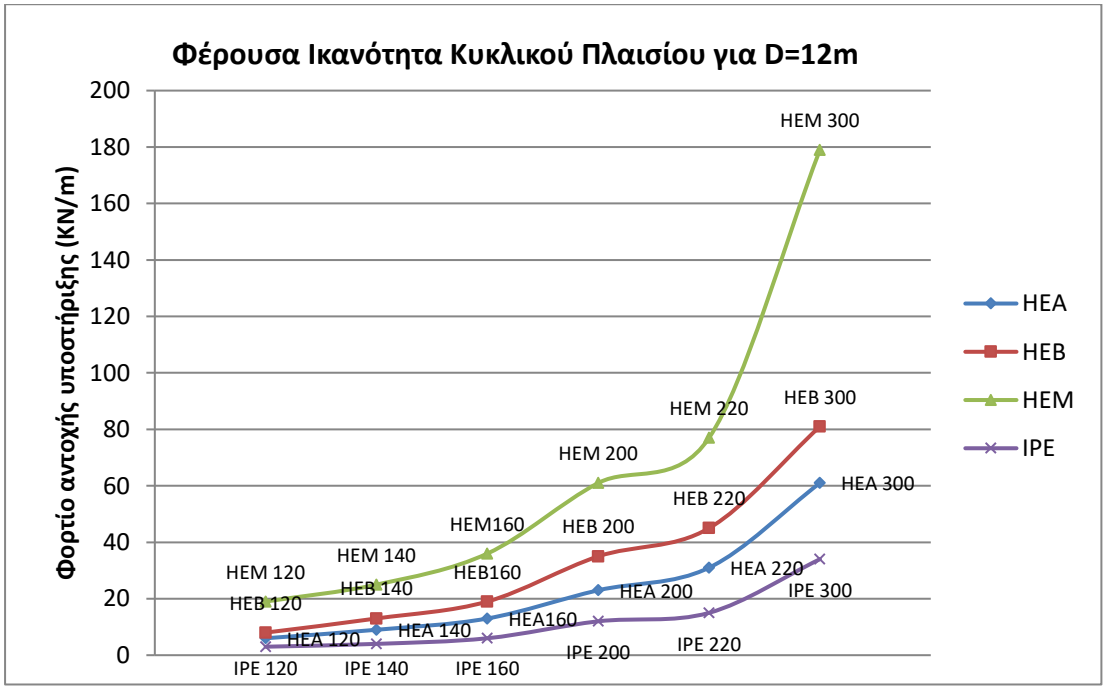
Σχήμα 4.5.3.5: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου για υπόγειο ανοίγματα 6m



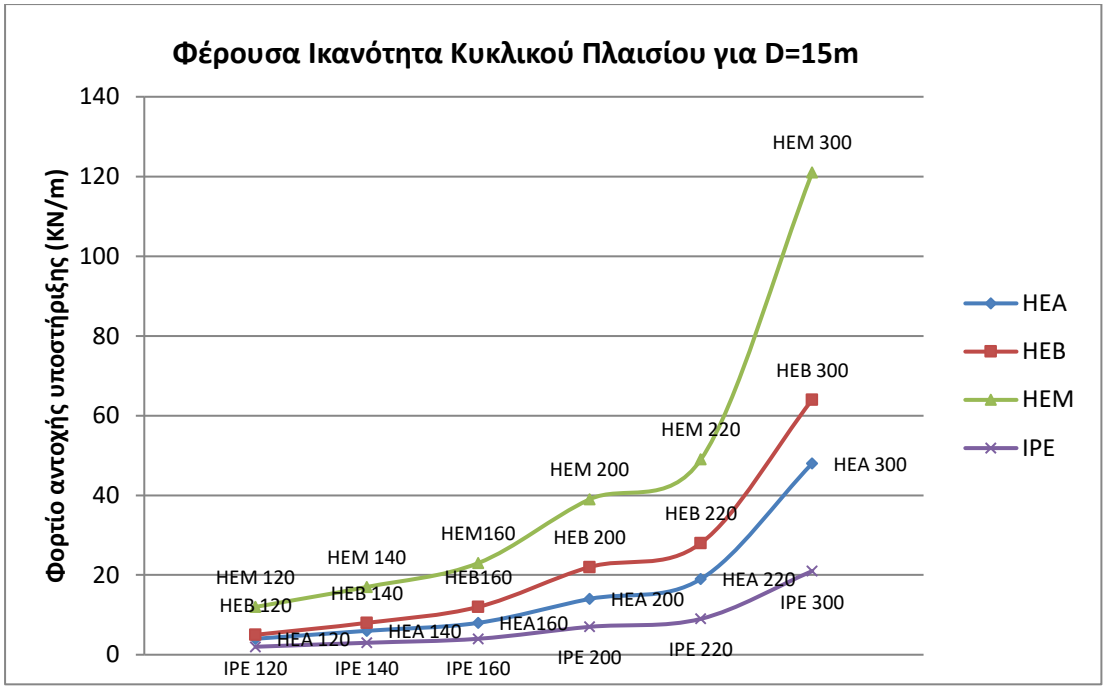
Σχήμα 4.5.3.6: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου για υπόγειο ανοίγματα 8m



Σχήμα 4.5.3.7: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου για υπόγειο ανοίγματα 10m



Σχήμα 4.5.3.8: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου για υπόγειο ανοίγματα 12m



Σχήμα 4.5.3.9: Φέρουσα ικανότητα κυκλικού πλαισίου για υπόγειο ανοίγματα 15m

4.5.4 Σχολιασμός των αποτελεσμάτων και σύγκριση των δύο τύπων

Όπως και στην περίπτωση του ημικυκλικού πλαισίου, έτσι και στο κυκλικό πλαίσιο, το φορτίο αντοχής του φορέα μειώνεται με την αύξηση της διαμέτρου του υπόγειου ανοίγματος. Ακόμα οι διατομές HEA, HEB, HEM και IPE, που χρησιμοποιήθηκαν στις παρούσες στατικές μελέτες έχουν αντίστοιχη απόκριση και στους δύο τύπους πλαισίων, με την διατομή HEM να εμφανίζει τη μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα, σε αντίθεση με την διατομή IPE που χαρακτηρίζεται ως η δυσμενέστερη, λόγω των πολύ μικρών φορτίων αντοχής που παρουσιάζει.

Συγκριτικά ο ημικυκλικός τύπος πλαισίου έχει καλύτερη απόκριση σε σχέση με τον κυκλικό, καθώς τα φορτία αντοχής του για τα διάφορα ανοίγματα, αλλά και για τις διάφορες διατομές, είναι μεγαλύτερα στο σύνολό τους. Το γεγονός αυτό οφείλεται στη διαφορετικότητα των δύο φορέων ως προς τη γεωμετρία τους, καθώς και ως προς τον τρόπο στήριξης.

4.6 Βαθμονόμηση βραχόμαζας για τον υπολογισμό της απαιτούμενης υποστήριξης

4.6.1 Σύστημα γεωτεχνικής ταξινόμησης της βραχόμαζας από τον Bieniawski (RMR)

Κατά τη διάρκεια της γεωλογικής μελέτης της ευρύτερης περιοχής όπου πρόκειται να κατασκευαστεί ένα υπόγειο τεχνικό έργο, όπως είναι η σήραγγα, κρίνεται απαραίτητη η εξέταση όλων εκείνων των παραγόντων, που είναι δυνατό να επηρεάσουν τη συμπεριφορά της βραχόμαζας και συνεπώς τη κατασκευή του έργου. Προκειμένου να εκτιμηθεί η ποιότητα της βραχόμαζας και να μπορέσει να ταξινομηθεί, έτσι ώστε να γίνει η κατάλληλη επιλογή των μέτρων υποστήριξης του υπόγειου ανοίγματος, έχουν αναπτυχθεί διάφορες εμπειρικές μέθοδοι. Από τα πιο διαδεδομένα συστήματα βάσει εμπειρικών ποσοτικών μεθόδων για τη βαθμονόμηση της βραχόμαζας, κρίνεται το σύστημα ταξινόμησης RMR από τον Bieniawski.

Όπως φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα, το σύστημα βαθμονόμησης RMR αποδίδει την γωνία εσωτερικής τριβής φ, τη συνοχή c και το μέτρο ελαστικότητας E για πέντε κατηγοριοποιήσεις βραχόμαζας.

Πίνακας 4.6.1.1: Σύστημα βαθμονόμησης RMR

Κατηγορία	RMR	Ποιότητα βραχόμαζας	Συνοχή (MPa)	Γωνία εσ. τριβής (°)	Μέσος χρόνος διατηρήσεως διατομής
I	81 - 100	Πολύ καλή	>0,4	> 45	10 χρόνια για 15m άνοιγμα
II	61 - 80	Καλή	0,3 – 0,4	35 - 45	6 μήνες για 8m άνοιγμα
III	41 - 60	Μέτρια	0,2 – 0,3	25 - 35	1 βδομάδα για 5m άνοιγμα
IV	21 - 40	Πτωχή	0,1 – 0,2	15 - 25	10 ώρες για 2,5m άνοιγμα
V	< 20	Πολύ πτωχή	< 0,1	< 15	30 λεπτά για 1m άνοιγμα

Το φορτίο που επιβάλλεται στην επένδυση της σήραγγας μπορεί να υπολογιστεί με βάση το RMR σύμφωνα με την εμπειρική σχέση (Unal, 1983):

$$P = \gamma * B * \frac{(100 - RMR)}{100} \qquad [\ 4.6.1.1\ ]$$

όπου:

γ: το μοναδιαίο βάρος του υπερκείμενου πετρώματος (KN/m^3)

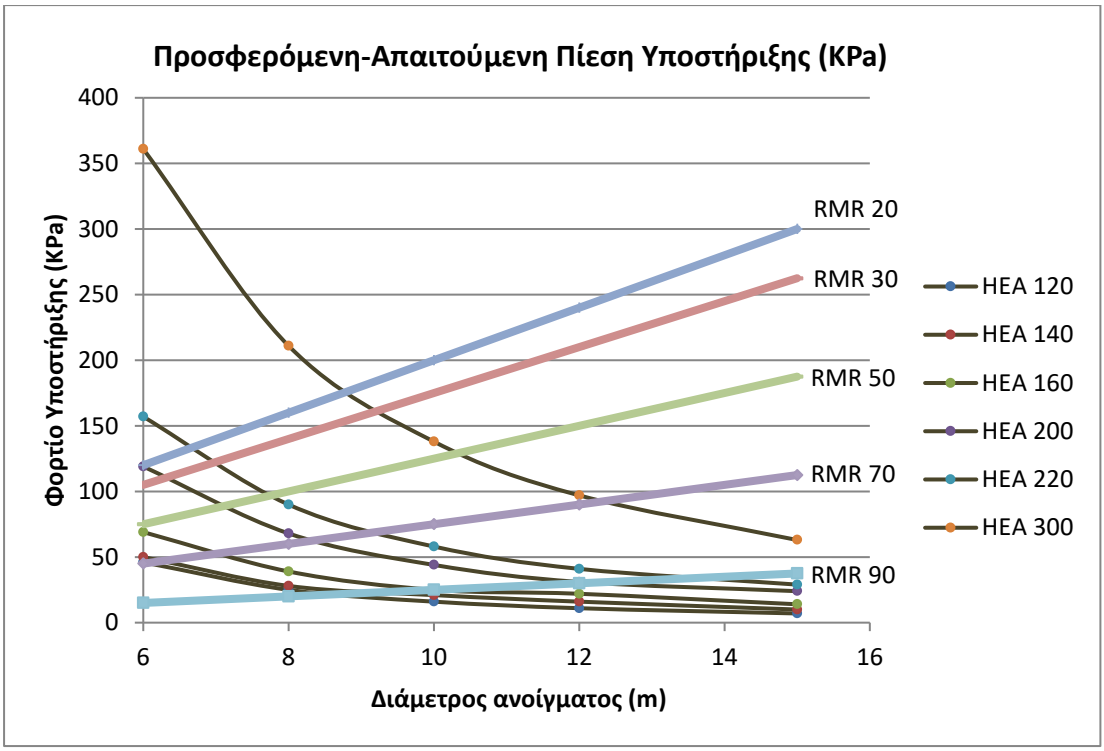
B: το πλάτος του υπόγειου ανοίγματος (m)

4.6.2 Καμπύλες προσφερόμενης – απαιτούμενης υποστήριξης από πλαίσια πρότυπων διατομών και σχολιασμός αποτελεσμάτων

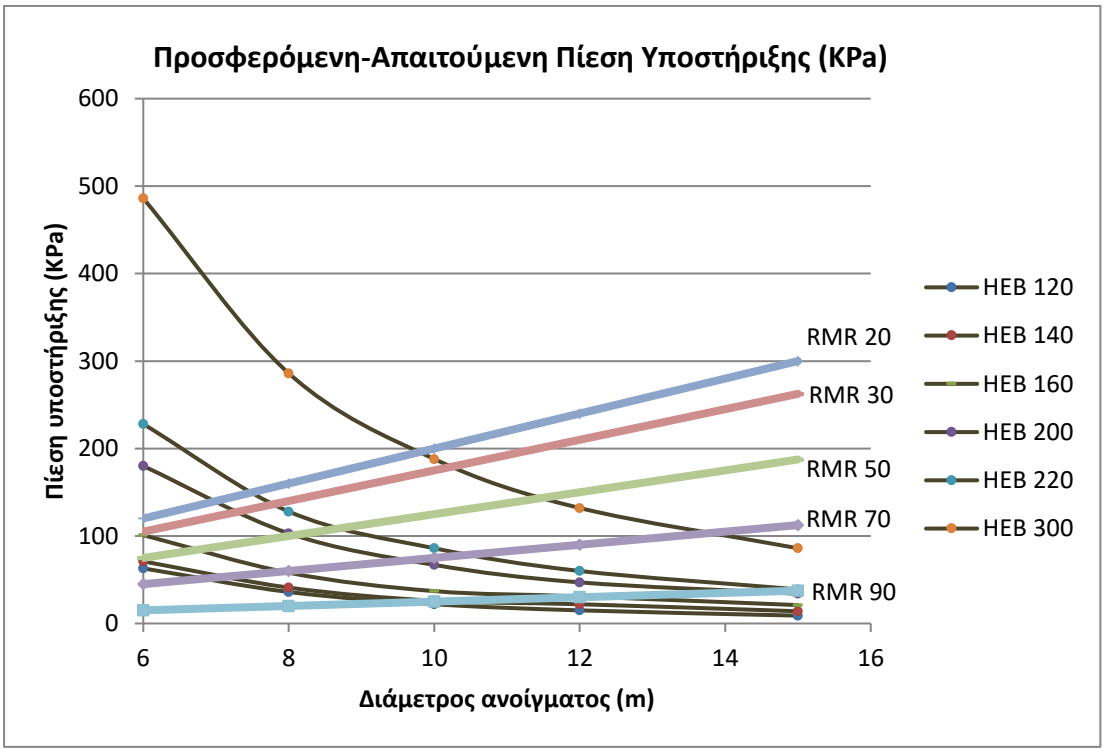
Για μία εκτενέστερη μελέτη της συμπεριφοράς του φορέα για τα διάφορα υπόγεια ανοίγματα, καθώς και για τους διάφορους τύπους διατομών που έχουν εφαρμοστεί, πραγματοποιήθηκε μία συσχέτιση μεταξύ της φέρουσας ικανότητας του μεταλλικού πλαισίου και της απαιτούμενης πίεσης υποστήριξης της βραχόμαζας με βάση το σύστημα RMR.

Αναλυτικότερα η απαιτούμενη πίεση υποστήριξης για κάθε μία από τις κατηγορίες ποιότητας της βραχόμαζας υπολογίστηκε σύμφωνα με την ως άνω εμπειρική σχέση, ενώ αναφέρεται πως οι υπολογισμοί έγιναν με την παραδοχή ότι το μοναδιαίο βάρος του πετρώματος ισούται με 25KN/m3. Για την κάθε κατηγορία βραχόμαζας λήφθηκε μία ενδιάμεση τιμή του δείκτη βαθμονόμησης RMR. Σημειώνεται πως τα ακόλουθα διαγράμματα σχεδιάστηκαν υποθέτοντας πως τα χαλύβδινα πλαίσια τοποθετούνται ανά 1m κατά μήκος του άξονα της σήραγγας.

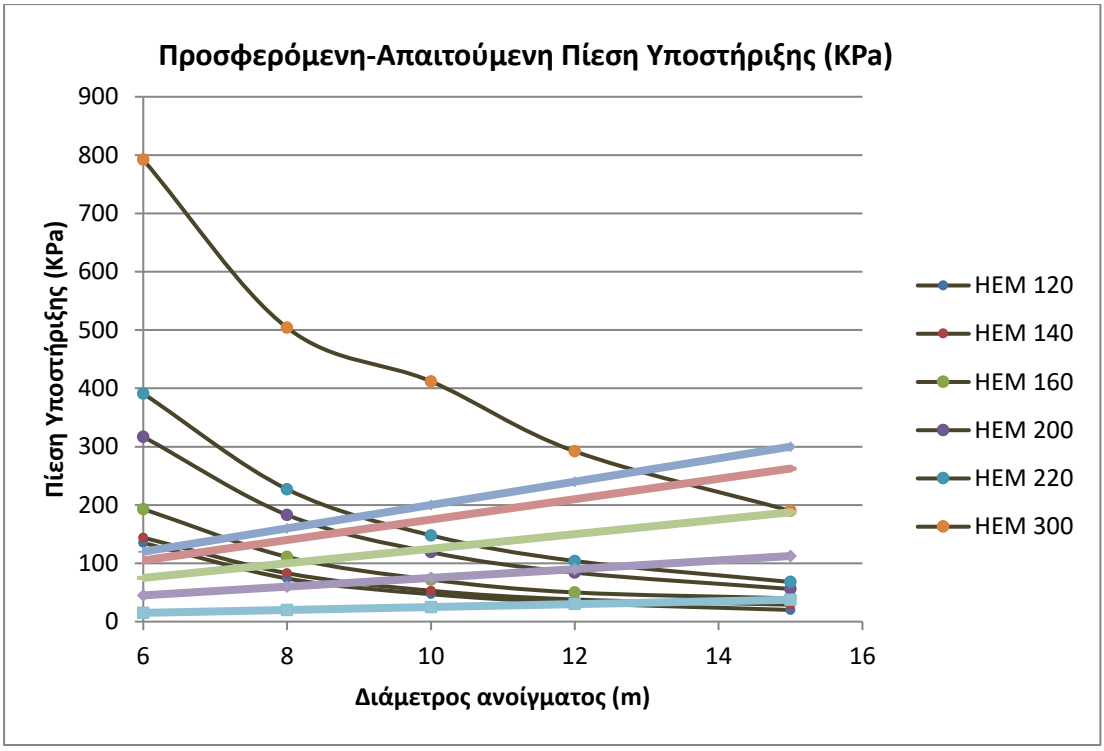
- *Ημικυκλικός τύπος πλαισίου SC-Type*



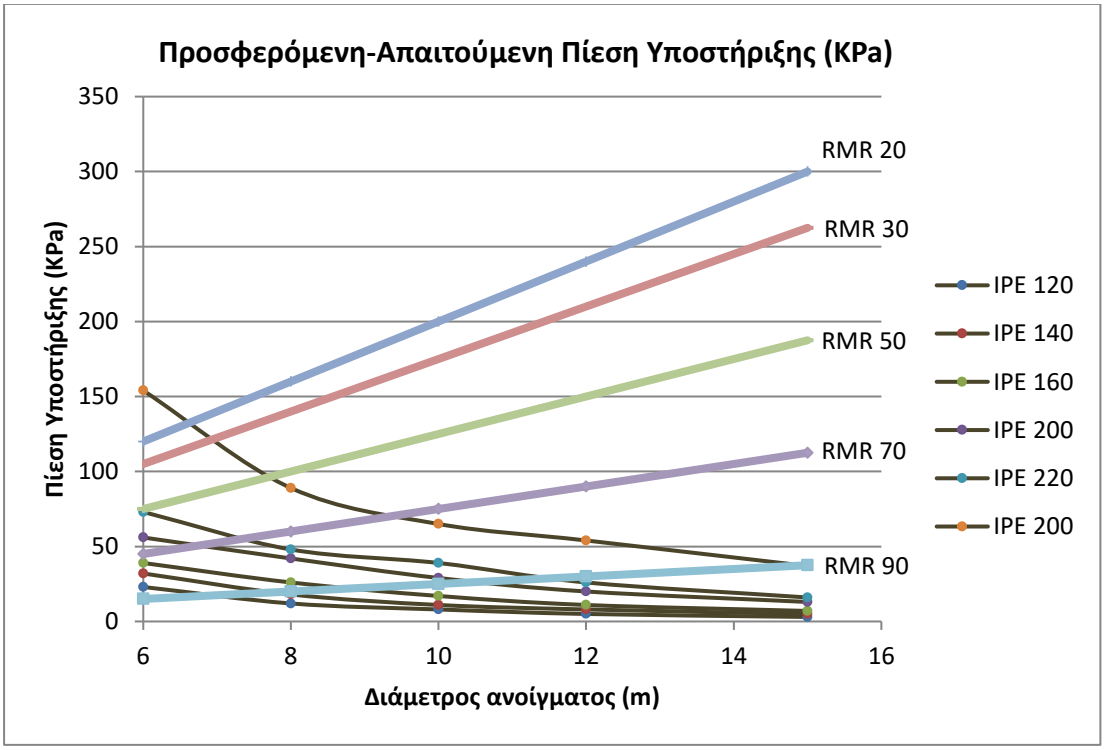
Σχήμα 4.6.2.1: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για ημικυκλικό πλαίσιο διατομής HEA



Σχήμα 4.6.2.2: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για ημικυκλικό πλαίσιο διατομής HEB



Σχήμα 4.6.2.3: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για ημικυκλικό πλαίσιο διατομής HEM



Σχήμα 4.6.2.4: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για ημικυκλικό πλαίσιο διατομής IPE

Σχολιασμός με βάση τις απαιτούμενες καμπύλες υποστήριξης

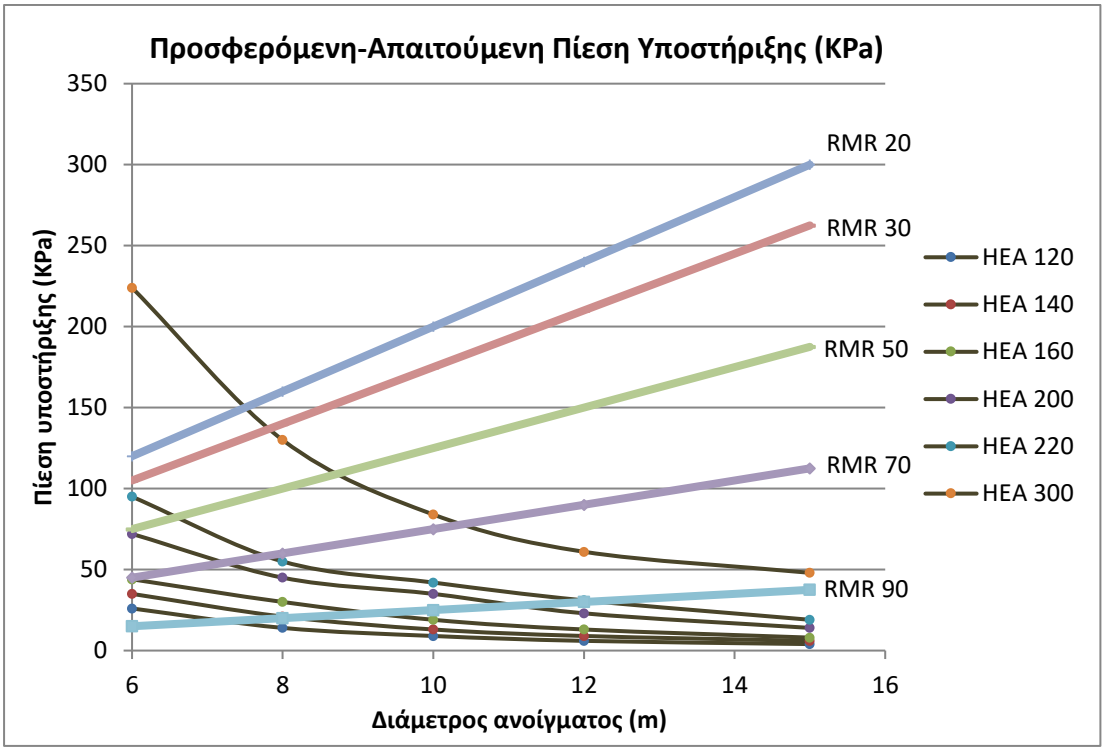
Η εμπειρική σχέση σύμφωνα με την οποία υπολογίζεται η απαιτούμενη πίεση υποστήριξης είναι γραμμική, το οποίο συνεπάγεται πως για δεδομένη τιμή του ειδικού βάρους του πετρώματος και του RMR, η πίεση υποστήριξης αυξάνεται γραμμικά με την αύξηση του πλάτους του υπόγειου ανοίγματος. Παρατηρείται πως για πολύ πτωχής ποιότητας βραχόμαζες (RMR=20) απαιτείται υψηλή πίεση υποστήριξης της τάξης των 300KPa για 15m υπόγειου ανοίγματος, ενώ αντίστοιχα για πολύ καλής ποιότητας βραχόμαζες (RMR=90), η απαίτηση είναι αρκετά μικρότερη περί των 37,5KPa. Αναλυτικότερα, για μικρά ανοίγματα μικρότερα των 6m φαίνεται πως για πολύ καλής ποιότητας βραχόμαζες οι διατομές HEA, HEB, HEM και IPE επαρκούν πλήρως, με εξαίρεση τη διατομή IPE 120 η οποία επαρκεί οριακά, διότι όπως έχει ήδη αναφερθεί η συγκεκριμένη διατομή εμφανίζει δυσμενέστερη συμπεριφορά συγκριτικά με τις υπόλοιπες. Για μέτριας ποιότητας βραχόμαζες με RMR=50, οι διατομές HEM επαρκούν στο σύνολό τους, ενώ από τις διατομές IPE επαρκεί μόνο η IPE 300. Ενώ, για πολύ πτωχής ποιότητας βραχόμαζες παρατηρείται πως η διατομή IPE δεν επαρκεί στο σύνολό της και από τις διατομές HEA, HEB και HEM επαρκούν εκείνες με τα καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά. Στη συνέχεια, διαπιστώνεται πως για μεγαλύτερα ανοίγματα (12-15m) οι συνθήκες γίνονται δυσμενέστερες, με αποτέλεσμα λίγες διατομές να επαρκούν για την υποστήριξη της βραχόμαζας.

Συγκεκριμένα στην περίπτωση όπου ο δείκτης RMR της βραχόμαζας ισούται με 50, προκειμένου να επαρκεί ο φορέας με διατομή HEB 220 για ένα υπόγειο άνοιγμα πλάτους 10m, κρίνεται απαραίτητη η πύκνωση μεταξύ των πλαισίων και συνεπώς η τοποθέτηση αυτών ανά 0,65m, έτσι ώστε να δύναται να παραλάβουν την απαιτούμενη πίεση υποστήριξης περί τα 125KPa.

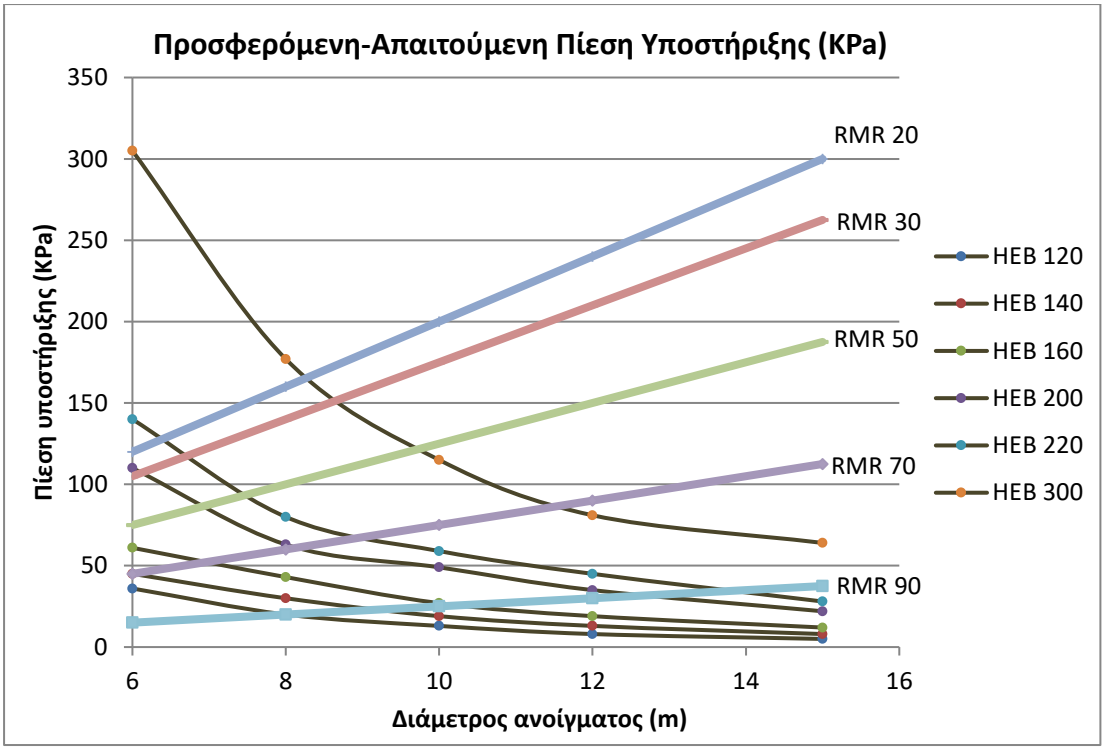
Συνεπώς για την ευστάθεια της κατασκευής χρειάζεται να ληφθούν τα κατάλληλα μέτρα υποστήριξης, το οποίο συνεπάγεται τη μείωση της απόστασης τοποθέτησης των χαλύβδινων πλαισίων κατά μήκος του υπόγειου ανοίγματος, αλλά και την εφαρμογή πρόσθετων μέτρων υποστήριξης σε συνδυασμό με τα μεταλλικά τόξα, όπως είναι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τα αγκύρια. Στις περιπτώσεις όπου απαιτείται μεγάλη πύκνωση των χαλύβδινων πλαισίων και συγκεκριμένα ανά απόσταση μικρότερη των 0,5m, ο σχεδιασμός χαρακτηρίζεται ως αντιοικονομικός, με αποτέλεσμα να προτιμάται η εφαρμογή των πλαισίων σε συνδυασμό με πρόσθετα μέτρα υποστήριξης. Αξίζει να σημειωθεί πως σύμφωνα με τον Bieniawski (εικόνα 1.8.2) για βραχόμαζες με RMR>41, δεν

ενδείκνυται η χρήση μεταλλικών πλαισίων για την υποστήριξη, ενώ προτιμάται η χρήση άλλων μέτρων υποστήριξης όπως είναι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

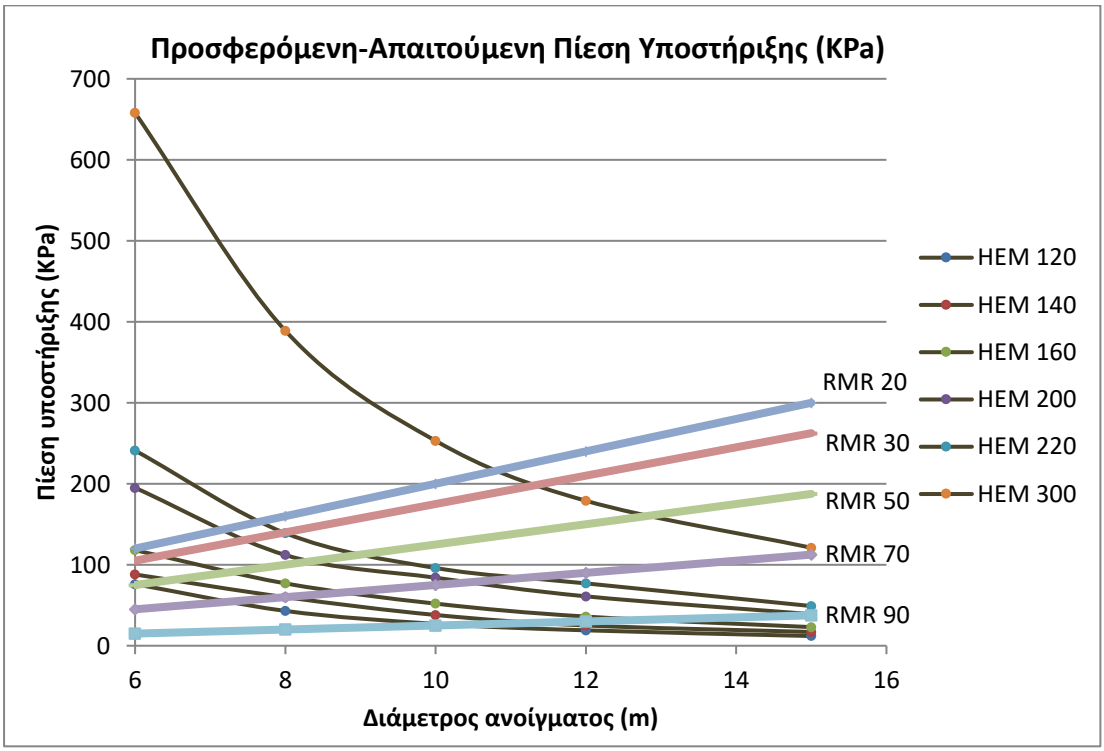
- *Κυκλικός τύπος πλαισίου C-Type*



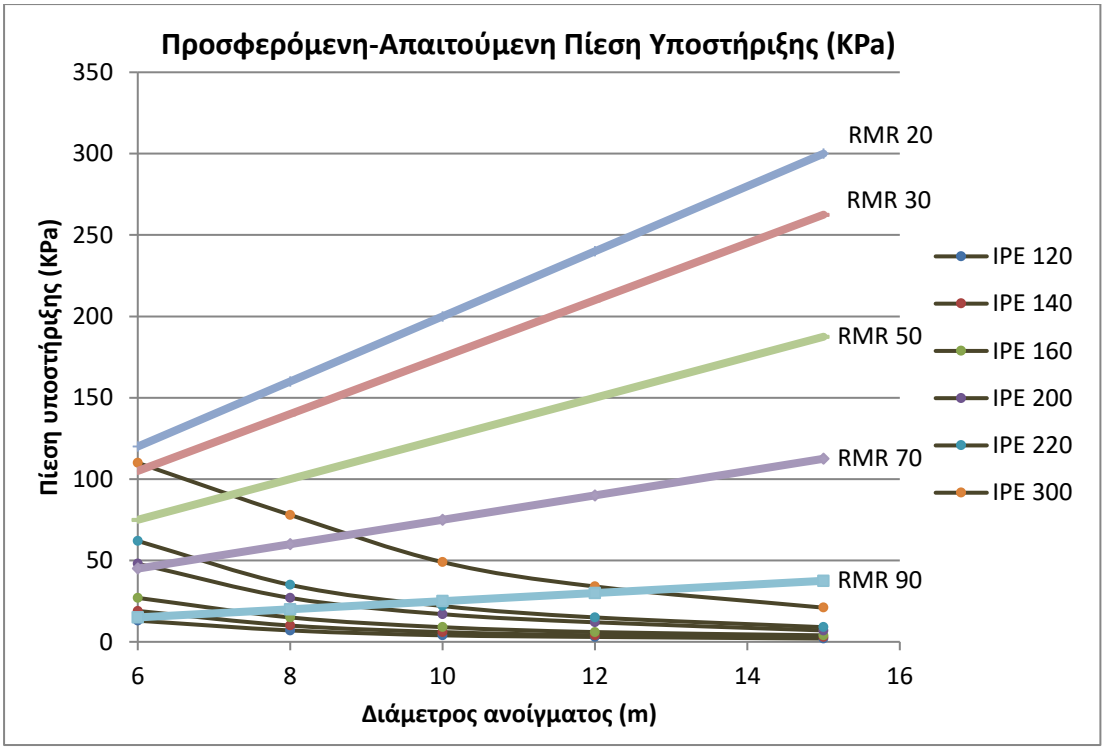
Σχήμα 4.6.2.5: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για κυκλικό πλαίσιο διατομής HEA



Σχήμα 4.6.2.6: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για κυκλικό πλαίσιο διατομής HEB



Σχήμα 4.6.2.7: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για κυκλικό πλαίσιο διατομής HEM



Σχήμα 4.6.2.8: Απαιτούμενο – προσφερόμενο φορτίο υποστήριξης για κυκλικό πλαίσιο διατομής IPE

Σχολιασμός με βάση τις απαιτούμενες καμπύλες υποστήριξης και σύγκριση των δύο τύπων

Το κυκλικό πλαίσιο εμφανίζει μικρότερα φορτία αντοχής σε σχέση με το ημικυκλικό, όπως εμφαίνεται στα αποτελέσματα που αναγράφονται στο κεφάλαιο 4.5. Το αποτέλεσμα αυτό δικαιολογείται λόγω της διαφορετικότητας της γεωμετρίας του φορέα, καθώς επίσης και της ύπαρξης πακτωκυλίσεων, οι οποίες επιτρέπουν την μετακίνηση του φορέα κατά τον άξονα x. Συνεπώς με βάση τα παραπάνω και για τα ίδια αποτελέσματα απαιτούμενης πίεσης υποστήριξης σύμφωνα με την εμπειρική σχέση (4.6.1.1), προκύπτει το συμπέρασμα πως η διαφορά μεταξύ προσφερόμενης-απαιτούμενης πίεσης υποστήριξης είναι μεγαλύτερη στη παρούσα περίπτωση του κυκλικού φορέα. Επομένως χρειάζεται να επιλεγεί η διατομή με τα καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά, όπως είναι η HEM, έτσι ώστε ο φορέας να δύναται να παραλάβει το απαιτούμενο φορτίο. Επιπρόσθετα στις περιπτώσεις μεγάλων ανοιγμάτων σε μέτριας έως κακής ποιότητας βραχόμαζες, οι περισσότερες από τις διατομές που χρησιμοποιήθηκαν κρίνονται ανεπαρκείς και συνεπώς απαιτείται η πύκνωση των πλαισίων κατά μήκος του άξονα της σήραγγας. Συγκεκριμένα στην περίπτωση όπου ο δείκτης RMR της βραχόμαζας ισούται με 50, προκειμένου να επαρκεί ο φορέας με διατομή HEB 220 για ένα υπόγειο άνοιγμα πλάτους 10m, κρίνεται απαραίτητη η πύκνωση μεταξύ

των πλαισίων και συνεπώς η τοποθέτηση αυτών ανά 0,45m, έτσι ώστε να δύναται να παραλάβουν την απαιτούμενη πίεση υποστήριξης περί τα 125KPa. Αξίζει να σημειωθεί πως για την αντίστοιχη περίπτωση στο ημικυκλικό πλαίσιο, τα πλαίσια χρειάζεται να τοποθετηθούν ανά 0,65 m για να παραλάβουν το ίδιο απαιτούμενο φορτίο.

4.7 Παραδοχές για την ανάλυση και μελέτη του φορέα

Σημειώνεται πως η μελέτη της φέρουσας ικανότητας του φορέα και κατ' επέκταση ο σχεδιασμός των γραφικών παραστάσεων των αποτελεσμάτων βασίστηκαν σε ορισμένες παραδοχές. Πιο συγκεκριμένα για τη παρούσα εργασία λήφθηκαν υπόψη τα παρακάτω:

- Κατά τη γραμμική ανάλυση του φορέα με τη χρήση του λογισμικού SOFISTIK δεν προσομοιώθηκε η βραχόμαζα για λόγους απλούστευσης του προβλήματος, ενώ η συμπεριφορά της εξετάστηκε στη συνέχεια με βάση τον δείκτη ταξινόμησης RMR.
- Για τη προσομοίωση του φορέα επιλέχθηκε τετρακομβικός τύπος πεπερασμένων στοιχείων με μέγιστο επιτρεπόμενο μήκος ανά στοιχείο 0,50m.
- Η στατική ανάλυση της προσωρινής υποστήριξης του υπόγειου ανοίγματος ουσιαστικά δεν διαφέρει από αυτήν της τελικής επένδυσης. Στην πράξη κατά το σχεδιασμό ενός υπόγειου τεχνικού έργου τα πλαίσια σχεδιάζονται εμπειρικά, βασιζόμενα σε τεχνικά έργα που κατασκευάστηκαν υπό παρόμοιους όρους.
- Στη παρούσα εργασία κατά τη μελέτη της συμπεριφοράς του φορέα σύμφωνα με τις εξισώσεις του EC 3, δεν πραγματοποιήθηκε έλεγχος σε λυγισμό, καθώς θεωρήθηκε πως τα πλαίσια τοποθετούνται για την υποστήριξη ενός υπόγειου ανοίγματος σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και βλήτρα. Σημειώνεται πως κατά τον άξονα x τοποθετείται το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ενώ κατά τον άξονα z τοποθετούνται τα βλήτρα, για την καλύτερη ευστάθεια των πλαισίων και την εξασφάλιση επαρκούς δυσκαμψίας. Επιπλέον με την τοποθέτηση στρογγυλών ράβδων σε διατρήματα εξασφαλίζεται η διαμήκης διασύνδεση, με αποτέλεσμα την αποτροπή εμφάνισης φαινομένων λυγισμού.
- Για τη σύγκριση της προσφερόμενης και της απαιτούμενης πίεσης υποστήριξης θεωρήθηκε πως τα μεταλλικά πλαίσια τοποθετούνται ανά 1m κατά μήκος του άξονα της σήραγγας.

Κεφάλαιο 5: Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις

Γίνεται αντιληπτό πως η επιλογή, καθώς και η τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης ενός υπόγειου ανοίγματος ακολουθεί καθορισμένους κανόνες και αρχές με σκοπό την ασφαλή, αλλά και οικονομική κατασκευή του εκάστοτε υπόγειου τεχνικού έργου.

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκαν δύο τύποι χαλύβδινων πλαισίων, σχετικά με τη γεωμετρία τους και η εξέταση της φέρουσας ικανότητας αυτών επισήμανε, πως οι αποφάσεις που καλείται να ληφθούν στα πλαίσια της αρχικής μελέτης μία σήραγγας για τα μέτρα τόσο της προσωρινής, όσο και της μόνιμης επένδυσης, αποτελούν καθοριστικό παράγοντα στην επιτυχία του έργου.

Οι στατικές αναλύσεις που εκτελέστηκαν στην παρούσα μελέτη μέσω του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων SOFISTIK, πραγματοποιήθηκαν για διάφορες διατομές τύπου “I”, αλλά και για διάφορα πλάτη υπόγειων ανοιγμάτων και για τις δύο γεωμετρίες πλαισίων (SC-Type, C-Type). Τα αποτελέσματα από τις αναλύσεις κατέδειξαν, πως η επιλογή της διατομής του πλαισίου, δύναται να επηρεάσει σημαντικά την ευστάθεια του φορέα. Πιο συγκεκριμένα, οι διατομές HEM έχουν αρκετά καλύτερη απόκριση συγκριτικά με τις διατομές IPE, οι οποίες εμφανίζουν πολύ μικρότερα φορτία αντοχής. Ακόμα, η αντοχή της υποστήριξης επηρεάζεται σημαντικά από τη διάμετρο του υπόγειου ανοίγματος και ειδικότερα, για μικρά υπόγεια ανοίγματα (περί τα 6m) τα εντατικά μεγέθη όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις, είναι αρκετά μικρότερα σε σχέση με εκείνα των μεγαλύτερων ανοιγμάτων (περί τα 15m). Αυτό συνεπάγεται πως το φορτίο αντοχής της υποστήριξης μειώνεται με την αύξηση του πλάτους του υπόγειου ανοίγματος. Συνεπώς από τα παραπάνω προκύπτει, πως σε συνθήκες όπου απαιτείται η κατασκευή μεγάλων υπόγειων ανοιγμάτων, χρειάζεται να επιλεγούν οι διατομές με τα καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά, όπως είναι οι διατομές HEM. Επιπρόσθετα σημειώνεται πως οι δύο τύποι πλαισίων που μελετήθηκαν, παρουσίασαν παρόμοια συμπεριφορά, με τον ημικυκλικό τύπο να εμφανίζει ελαφρώς καλύτερη φέρουσα ικανότητα σε σχέση με τον κυκλικό τύπο πλαισίου. Για παράδειγμα, για διατομή HEB 200 και πλάτος ανοίγματος 10m το φορτίο αντοχής του κυκλικού πλαισίου είναι 25% μικρότερο από το φορτίο αντοχής του ημικυκλικού, γεγονός όμως που δεν αποτελεί έναν γενικότερο κανόνα, καθώς σε άλλες περιπτώσεις η φέρουσα ικανότητα των δύο τύπων πλαισίων δεν διαφοροποιείται σημαντικά.

Με σκοπό την εκτενέστερη μελέτη της απόκρισης των χαλύβδινων τόξων, τα προσφερόμενα φορτία αντοχής από την υποστήριξη, όπως προέκυψαν από τις στατικές

αναλύσεις, συγκρίθηκαν με τα απαιτούμενα φορτία αντοχής από τη βραχόμαζα με βάση το σύστημα βαθμονόμησης Bieniawski. Γενικά σύμφωνα με τον πίνακα (1.8.2) για βραχόμαζες με RMR>41 δεν ενδείκνυται η χρήση μεταλλικών πλαισίων, ενώ προτιμάται η χρήση άλλων μέτρων υποστήριξης, όπως είναι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τα αγκύρια. Η παρούσα μελέτη αποτελεί μία αρχική εκτίμηση της επιλογής των πλαισίων για την υποστήριξη ενός υπόγειου ανοίγματος. Παρατηρήθηκε λοιπόν, πως για πτωχής ποιότητας βραχόμαζα με χαμηλό RMR (<50) η απαιτούμενη πίεση υποστήριξης είναι σημαντικά μεγαλύτερη, σε σύγκριση με την απαιτούμενη πίεση για καλής ποιότητας βραχόμαζα με υψηλή τιμή RMR. Αξίζει να σημειωθεί πως σε δυσμενείς περιπτώσεις κατασκευής, δηλαδή για μεγάλα υπόγεια ανοίγματα και κακής ποιότητας βραχόμαζα, οι περισσότερες από τις διατομές που επιλέχθηκαν, δεν επαρκούν. Επομένως, σε αντίστοιχες περιπτώσεις υπόγειων τεχνικών έργων κρίνεται αναγκαία η εφαρμογή των κατάλληλων μέτρων υποστήριξης, το οποίο συνεπάγεται είτε την πύκνωση των χαλύβδινων πλαισίων (ανά 0,75-0,5m), έτσι ώστε να μπορούν να φέρουν το απαιτούμενο φορτίο αντοχής, είτε τον συνδυασμό αυτών με πρόσθετα μέτρα υποστήριξης, όπως είναι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τα αγκύρια. Αναφέρεται πως η πύκνωση των πλαισίων σε απόσταση μικρότερη από 0,50m χαρακτηρίζεται ως αντιοικονομική λύση και σε ανάλογες περιπτώσεις προτιμάται ο συνδυασμός των πλαισίων με πρόσθετα μέτρα υποστήριξης (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αγκύρια).

Αξίζει να σημειωθεί πως επιμέρους παράμετροι, οι οποίοι όμως δεν ελήφθησαν υπόψη στην παρούσα μελέτη, όπως είναι η σύνδεση των μεταλλικών πλαισίων με ράβδους, καθώς επίσης και οι συνδέσεις μεταξύ των επιμέρους τμημάτων των πλαισίων, παίζουν καθοριστικό ρόλο στη σωστή απόκριση των χαλύβδινων τόξων σε συνθήκες πραγματικού έργου.

Συμπερασματικά λοιπόν, ο μηχανικός καλείται με βάση τις γνώσεις και την κρίση του, να επιλέξει τα κατάλληλα μέτρα υποστήριξης που θα χρησιμοποιηθούν, καθώς και τον σωστό συνδυασμό μεταξύ αυτών, με στόχο τη λειτουργικότητα, την ασφάλεια, αλλά και την οικονομικότητα του τεχνικού έργου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] D. Ambrose and B.N. Whittaker (1985) "STRENGTH BEHAVIOUR OF STEEL ARCH SUPPORTS WITH REFERENCE TO LOADING DISTRIBUTION AND JOINT POSITION", Department of Mining Engineering, University of Nottingham, University Park, Nottingham NG7 2RD (U.K.)

[2] S.G. Jukes, F.P. Hassani and B.N. Whittaker (1983) "CHARACTERISTICS OF STEEL ARCH SUPPORT SYSTEMS FOR MINE ROADWAYS, PART 1, MODELLING THEORY, INSTRUMENTATION AND PRELIMINARY RESULTS", Department of Mining Engineering, University of Nottingham, University Park, Nottingham, NG 7 2RD (United Kingdom)

[3] U.H. KHAN, H.S.MITRI, D JONES (1996) "Full Scale Testing of Steel Arch Tunnel Supports"

[4] H.S. MITRI, F.P. HASSANI (1990) "Structural Characteristics of Coal Mine Steel Arch Supports"

[5] H.S. Mitri, U.H. Khan (1991) "Design guidelines for steel arch supports in underground mining", Department of Mining and Metallurgical Engineerin McGill University, Montreal, Quebec, Canada, H3A 2A 7

[6] Whittaker B. N. and Hodgkinson D. R. (1971) "The influence of size on gate roadway stability", *The Min. Engnr.* Jan.

[7] Pottler R. (1985) "Analysis of tunnels in highly jointed rock", Proc. 5th Int.Conf. Numerical Methods in Geomech, Nagoya

[8] Σοφιανός Α.Ι. (2010) Μέτρα Υποστήριξης Σηράγγων, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

[9] Μαρίνος Π.Γ. (2013) Υπό Κατασκευή Σήραγγες στην Ελλάδα, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

[10] EN 1990: Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις σχεδιασμού φερουσών κατασκευών

[11] EN 1992: Ευρωκώδικας 2 – Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα

[12] EN 1993: Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από χάλυβα

[13] Σακκάς ΚΜ (2010) Διπλωματική εργασία

[14] Μπλανά Μ (2011) Διπλωματική εργασία

[15] ΧΡ.Ν ΚΑΛΦΑΣ (2010) "Κατασκευές από χάλυβα ΤΟΜΟΣ 1: Διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων από χάλυβα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες"

[16] Hoek E. (2007) Rock mass classification, Practical Rock Engineering

[17] Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2008) "Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα", Εκδόσεις «Κλειδάριθμος»

[18] Bieniawski, Z.T. (1989). ¨Engineering rock mass classifications¨. New York: Wiley