



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ-ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ – ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ (Δ.Π.Μ.Σ)

“ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ”

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΕΠΙΛΟΓΗ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΓΙΑ
ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΠΟΙΟΤΗΤΕΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3**

ΡΗΓΟΠΟΥΛΟΣ ΑΘ. ΛΕΩΝΙΔΑΣ

ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ

Επιβλέπων: Καθηγητής Αλέξανδρος Σοφιανός

ΑΘΗΝΑ 2017



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS

SCHOOLS: MINING AND METALLURGICAL ENGINEERING - CIVIL ENGINEERING

POSTGRADUATE COURSE

DESIGN AND CONSTRUCTION OF UNDERGROUND WORKS

MASTER'S THESIS

**SELECTION OF STEEL ARCHES SUPPORT STANDARDS FOR VARIOUS QUALITY
OF ROCK MASS ACCORDING TO EUROCODE 3**

RIGOPOULOS ATH. LEONIDAS

Civil Engineer

Supervisor: Professor Alexandros Sofianos

ATHENS 2017

Πρόλογος

Η παρούσα εργασία πραγματεύεται το αντικείμενο της φέρουσας ικανότητας των μεταλλικών πλαισίων στα υπόγεια ανοίγματα καθώς επίσης και την απόκριση αυτών σε σχέση με την απαιτούμενη υποστήριξη για διαφορετικούς τύπους βραχόμαζας.

Το θέμα αυτό μελετήθηκε διεξοδικά με την βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik με χρήση δισδιάστατων πλαισίων όπου πραγματοποιήθηκε γραμμική ανάλυση για την δημιουργία διαγραμμάτων των εντατικών μεγεθών της αξονικής δύναμης N , της τέμνουσας δύναμης V και της καμπτικής ροπής M . Στη συνέχεια με χρήση των εξισώσεων του Ευρωκώδικα 3 για πλαστικό σχεδιασμό υπολογίστηκαν τα φορτία αντοχής του κάθε είδους πλαισίου ενώ έγινε συσχέτιση μεταξύ της απαιτούμενης και της προσφερόμενης υποστήριξης.

Η υλοποίηση όλων αυτών θα ήταν αδύνατη χωρίς την βοήθεια του επιβλέποντα καθηγητή κ. Αλέξανδρου Σοφιανού που με τις γνώσεις και την εμπειρία του καθοδήγησε αυτή την προσπάθεια στο καλύτερο δυνατό αποτέλεσμα. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την κ. Γιούτα – Μήτρα Παρασκευή για την βοήθεια της σε ό,τι προέκυψε. Εξίσου σημαντική ήταν και η συμβολή της συμφοιτήτριάς μου Ευρυδίκης Χρυσικού με την οποία υπήρχε άψογη συνεργασία και καταλήξαμε σε ένα άρτιο αποτέλεσμα.

Θερμές ευχαριστίες θα ήθελα να εκφράσω και στην εταιρεία SOFISTIK HELLAS για την δωρεάν παροχή του προγράμματος που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία καθώς και για την άμεση ανταπόκριση της σε ερωτήσεις και απορίες για το πρόγραμμα.

Θα ήθελα, επιπλέον να ευχαριστήσω τους συμφοιτητές και τους νέους φίλους μου στο Μεταπτυχιακό Πρόγραμμα Σπουδών για τις συμβουλές και την ψυχολογική και ηθική υποστήριξή τους καθ' όλη την διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, ευχαριστώ από καρδιάς την οικογένεια μου για την αγάπη, κατανόηση, συμπαράσταση και υπομονή που έδειξαν όλο αυτό το διάστημα.

Περίληψη

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική έχει ως στόχο την μελέτη της φέρουσας ικανότητας των μεταλλικών πλαισίων ως μέτρο άμεσης υποστήριξης υπογείων ανοιγμάτων και η σύγκριση της προσφερόμενης υποστήριξης με την απαιτούμενη πίεση από την βραχώμαζα. Τα μεταλλικά πλαίσια διακρίνονται σε διάφορους τύπους ανάλογα την γεωμετρία τους. Στην συγκεκριμένη εργασία έγινε η μελέτη για δύο είδη χαλύβδινων τόξων το ημικυκλικό (CS-type) και το πλαίσιο με τα ευθύγραμμα πόδια (D-type). Η μελέτη έγινε με την βοήθεια του προγράμματος Sofistik το οποίο αποτελεί ένα λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό, τον σχεδιασμό και την κατασκευή μεγάλης γκάμας έργων σε παγκόσμιο επίπεδο.

Η διάρθρωση που ακολουθείται στην παρούσα εργασία είναι η ακόλουθη:

Στο **κεφάλαιο 1** γίνεται μία σύντομη περιγραφή των ειδών του πλαισίου (βαριά – ελαφρά πλαίσια) ενώ παρουσιάζεται η σπουδαιότητα χρήσης των μεταλλικών πλαισίων για την υποστήριξη των υπογείων έργων. Επιπλέον, περιγράφονται τα συστήματα βαθμονόμησης της βραχώμαζας με βάση διάφορους μελετητές όπως επίσης και σε ποιες περιπτώσεις βραχώμαζας τα μεταλλικά πλαίσια κρίνονται απαραίτητα.

Στο **Κεφάλαιο 2** παρουσιάζονται αναλυτικά η ανάγκη χρήσης του Ευρωκώδικα 3 καθώς και οι εξισώσεις που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των φορτίων αντοχής των δύο ειδών πλαισίων.

Στο **Κεφάλαιο 3** περιγράφεται ο τρόπος με τον οποίο προσομοιώθηκαν οι δύο τύποι πλαισίων στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Sofistik. Πιο συγκεκριμένα, παρουσιάζονται το είδος του χάλυβα, οι τύποι των διατομών καθώς επίσης η γεωμετρία και οι στηρίξεις του φορέα που χρησιμοποιήθηκαν για την μελέτη της παρούσας εργασίας.

Στο **Κεφάλαιο 4** περιγράφεται η μελέτη με βάση την οποία υπολογίστηκαν τα φορτία αντοχής της υποστήριξης. Πιο συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκε η γραμμική ανάλυση για την εξαγωγή των εντατικών μεγεθών και στη συνέχεια σύμφωνα με τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα 3 για πλαστικό σχεδιασμό υπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα των πλαισίων για διάφορες διατομές καθώς επίσης και για διαφορετικά ανοίγματα. Τέλος, με την βοήθεια του συστήματος βαθμονόμησης της βραχώμαζας και τη χρήση του τύπου για διαφορετικά RMR υπολογίστηκε η απαιτούμενη υποστήριξη στα υπόγεια ανοίγματα και σχεδιάστηκαν οι αντίστοιχες γραφικές παραστάσεις ώστε να εξάχθουν καμπύλες προσφερόμενης – απαιτούμενης υποστήριξης.

Στο **Κεφάλαιο 5** δίνονται τα τελικά συμπεράσματα από όλη τη διαδικασία που ακολουθήθηκε και δίνονται λύσεις όπου οι φορείς δεν επαρκούν για την απαιτούμενη υποστήριξη. Εδώ απαντώνται τα ερωτήματα που ετέθησαν και αποτελούν και τους στόχους της παρούσας εργασίας.

ABSTRACT

The aim of this dissertation is to measure the ultimate strength of two types of steel arches (the semicircular-type (SC-type) and the semicircular with straight legs (D -type) and also to examine the curves of demand and capacity. This will facilitate the selection process of the suitable support of the underground. In order to deliver the aim and objectives of this thesis, SOFISTIK which is one of the top leading software for finite elements in the construction industry is used. Additionally, design software used like AutoCAD and Revit.

The structure of this thesis is described below:

The **1st Chapter** outlines the basic types of steel arches, the need of this kind of support in underground works and also, in which cases of soils (RQD, RMR, Hoek and Brown) the steel arches are needed to be placed.

In the **2st Chapter** are presented the equations of Eurocode 3 regarding the rules in the designing of buildings and civil engineering works in steel.

The **3st Chapter** outlines the model of simulation of the two types of steel arches in SOFISTIK. The discretization, the support conditions and the geometry of frames are also described.

The **4st Chapter** illustrates the linear analysis for different diameters of tunnels and cross sections via Sofistik and the charts of M, Q, and N are exported. In addition, the ultimate loads are calculated through the equations of Eurocode 3 with test method of different loads in the program of excel. Finally, this chapter includes the final results and comments about them as well.

In the **5st Chapter** the results are summarized and the final conclusions of this study are given.

ΠΕΡΙΟΧΕΜΕΝΑ

Πρόλογος.....	iii
Περίληψη	iv
ABSTRACT	v
Κατάλογος σχημάτων.....	ix
Κατάλογος πινάκων	xi
1: Εισαγωγικά στοιχεία για τα χαλύβδινα πλαίσια	1
1.1 Γενικά	1
1.2 Εξέλιξη της τεχνολογίας των πλαισίων στα υπόγεια ανοίγματα.....	1
1.3 Τρόποι υποστήριξης υπόγειου ανοίγματος.....	2
1.4 Η έννοια των μεταλλικών πλαισίων.....	3
1.5 Είδη χαλύβδινων τόξων	3
1.5.1 Βαριά πλαίσια	4
1.5.2 Ελαφρά πλαίσια	6
1.6 Πρόσθετα στοιχεία για την ολοκλήρωση των πλαισίων	9
1.7 Σπουδαιότητα χρήσης μεταλλικών πλαισίων	10
1.8 Δείκτες ταξινόμησης της βραχόμαζας και επιλογή βέλτιστου τύπου αντιστήριξης	11
1.9 Χαρακτηριστικό παράδειγμα της σήραγγας Ευήνου-Μόρνου	16
1.9.1 Η γεωλογία της περιοχής διέλευσης της σήραγγας	16
1.9.2 Μέτρα αρχικής υποστήριξης κατά NATM.....	17
1.10 Βιβλιογραφική ανασκόπηση παρόμοιων ερευνητικών εργασιών	20
1.10.1 Γενικά.....	20
1.10.2 Χαρακτηριστικά συστημάτων υποστήριξης από χάλυβα και αποτελέσματα προηγούμενων ερευνών.....	20
2: Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών με βάση τους Ευρωκώδικες	23
2.1 Γενικά για τον σχεδιασμό των κατασκευών	23
2.2 Μέθοδοι διαστασιολόγησης.....	24
2.3 Κανονισμοί.....	25
2.4 Ευρωκώδικες.....	25
2.4.1 Ανάγκη για τη δημιουργία τους.....	25
2.4.2 Η εξέλιξη των ευρωκωδίκων.....	26
2.4.3 Οφέλη από την χρήση τους.....	28
2.5 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ	28
2.5.1 Απαιτήσεις.....	28

2.5.2	Παραδοχές κατά την εφαρμογή των Ευρωκωδίκων.....	29
2.5.3	Βασικές απαιτήσεις του σχεδιασμού.....	29
2.6	Οριακές Καταστάσεις.....	30
2.6.1	Μέθοδοι ελέγχων.....	30
2.7	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3	31
2.8	ΔΡΑΣΕΙΣ.....	31
2.9	ΧΑΛΥΒΑΣ.....	32
2.9.1	Γενικά στοιχεία.....	32
2.9.2	Μηχανική συμπεριφορά του χάλυβα	33
2.9.3	Ποιότητες δομικών χαλύβων	35
2.9.4	Παράμετροι υλικού του χάλυβα	35
2.9.5	Χαλύβδινες Διατομές	36
2.10	Μέθοδοι Στατικής Ανάλυσης	38
2.11	Σκοπός της κατηγοριοποίησης των διατομών	40
2.12	Οι κλάσεις των διατομών.....	41
2.12.1	Κατάταξη των διατομών σε κλάσεις	41
2.13	Μεμονομένα εντατικά μεγέθη.....	44
2.13.1	Συντελεστές ασφαλείας για τις αντοχές	45
2.13.2	Απαιτούμενοι Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	45
3:	Παρουσίαση Προσομοιώματος	49
3.1	Η Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων.....	49
3.2	Πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SOFISTIK.....	50
3.3	Διαδικασία Προσομοίωσης-Μοντελοποίησης	51
4:	Ανάλυση και μελέτη της φέρουσας ικανότητας δύο τύπων μεταλλικών πλαισίων	59
4.1	Τύποι γεωμετρίας μεταλλικών τόξων	59
4.2	Κατανομή φορτίσεων στα μεταλλικά πλαίσια.....	60
4.3	Ανάλυση και μελέτη της φέρουσας ικανότητας του ημικυκλικού πλαισίου (CS – type)	62
4.3.1	Γραμμική ανάλυση και υπολογισμός του φορτίου αντοχής του φορέα	62
4.3.2	Παραμορφωμένος φορέας και αξιολόγηση μέγιστης μετατόπισης με βάση το βέλος κάμψης της δοκού	71
4.3.3	Κατηγοριοποίηση διατομής με βάση τον Ευρωκώδικα 3.....	73
4.4	Ανάλυση και μελέτη της φέρουσας ικανότητας του πλαισίου με ευθύγραμμα πόδια (D - type)	76
4.4.1	Γραμμική ανάλυση και υπολογισμός του φορτίου αντοχής του φορέα.....	76

4.4.2 Παραμορφωμένος φορέας και αξιολόγηση μέγιστης μετατόπισης με βάση το βέλος κάμψης της δοκού	86
4.4.3 Κατηγοριοποίηση της διατομής με βάση τον Ευρωκώδικα 3	87
4.5 Πινακοποίηση αποτελεσμάτων και σχεδιασμός γραφικών παραστάσεων	89
4.5.1 Αποτελέσματα φέρουσας ικανότητας των ημικυκλικού τύπου πλαισίων.....	89
4.5.2 Σχολιασμός αποτελεσμάτων για ημικυκλικού τύπου πλαίσια.....	96
4.5.3 Αποτελέσματα της φέρουσας ικανότητας του πλαισίου με ευθύγραμμο πόδια.....	98
4.5.4 Σχολιασμός αποτελεσμάτων για το πλαίσιο με ευθύγραμμο πόδια και σύγκριση με το ημικυκλικό τύπο πλαισίου	104
4.6 Υπολογισμός απαιτούμενου φορτίου και σχεδιασμός καμπύλων προσφερόμενης – απαιτούμενης υποστήριξης.....	105
4.6.1 Σύστημα γεωτεχνικής βαθμονόμησης της βραχόμαζας από τον Biewniauski	105
4.6.2 Καμπύλες προσφερόμενης – απαιτούμενης υποστήριξης από πλαίσια πρότυπων διατομών και σχολιασμός αποτελεσμάτων.....	106
4.7 Παραδοχές των διαγραμμάτων προσφερόμενης – απαιτούμενης υποστήριξης	113
5. Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις	115

Κατάλογος σχημάτων

Σχήμα 4.5.1.1: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEA.....	Σελ.90
Σχήμα 4.5.1.2: Φέρουσα ικανότητα Ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEB.....	Σελ.91
Σχήμα 4.5.1.3: Φέρουσα ικανότητα τύπου ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEM.....	Σελ.92
Σχήμα 4.5.1.4: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής IPE.....	Σελ.93
Σχήμα 4.5.1.5: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για άνοιγμα 6m.....	Σελ.94
Σχήμα 4.5.1.6: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για άνοιγμα 8m.....	Σελ.94
Σχήμα 4.5.1.7: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για άνοιγμα 10m.....	Σελ.95
Σχήμα 4.5.1.8: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για άνοιγμα 12m.....	Σελ.95
Σχήμα 4.5.1.9: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για άνοιγμα 15m.....	Σελ.96
Σχήμα 4.5.3.1: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου διατομής HEA.....	Σελ.98
Σχήμα 4.5.3.2: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου διατομής HEB.....	Σελ.99
Σχήμα 4.5.3.3: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου διατομής HEM.....	Σελ.100
Σχήμα 4.5.3.4: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου διατομής IPE.....	Σελ.101
Σχήμα 4.5.3.5: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου για άνοιγμα 6m.....	Σελ.102
Σχήμα 4.5.3.6: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου για άνοιγμα 8m.....	Σελ.102
Σχήμα 4.5.3.7: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου για άνοιγμα 10m.....	Σελ.103
Σχήμα 4.5.3.8: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου για άνοιγμα 12m.....	Σελ.103
Σχήμα 4.5.3.9: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου για άνοιγμα 15m.....	Σελ.104
Σχήμα 4.6.2.1: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEA.....	Σελ.107
Σχήμα 4.6.2.2: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEB.....	Σελ.108

Σχήμα 4.6.2.3: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής ΗΕΜ.....	Σελ.108
Σχήμα 4.6.2.4: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής ΙΡΕ.....	Σελ.109
Σχήμα 4.6.2.5: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης (D-type) πλαισίου διατομής ΗΕΑ.....	Σελ.111
Σχήμα 4.6.2.6: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης (D-type) πλαισίου διατομής ΗΕΒ.....	Σελ.111
Σχήμα 4.6.2.7: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης (D-type) πλαισίου διατομής ΗΕΜ.....	Σελ.112
Σχήμα 4.6.2.8: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης (D-type) πλαισίου διατομής ΙΡΕ.....	Σελ.112

Κατάλογος πινάκων

Πίνακας 2.4.2.1: Πρόγραμμα Ευρωκωδίκων.....	Σελ.27
Πίνακας 2.8.1: Ταξινόμηση δράσεων.....	Σελ.31
Πίνακας 2.8.2: Συντελεστές ασφαλείας.....	Σελ.32
Πίνακας 2.9.3.1: Πρότυπες ποιότητες χάλυβα.....	Σελ.35
Πίνακας 2.9.4.1: Τιμές σχεδιασμού των περαμέτρων του υλικού.....	Σελ.36
Πίνακας 2.12.1.1: Κατηγοριοποίηση διατομής για εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα και προεξέχοντα πέλαματα.....	Σελ.42
Πίνακας 2.13.1.1: Τιμές συντελεστών ασφαλείας.....	Σελ.45
Πίνακας 2.13.2.1: Έλεγχος σε θλίψη.....	Σελ.46
Πίνακας 2.13.2.2: Έλεγχος σε διάτμηση.....	Σελ.46
Πίνακας 2.13.2.3: Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη.....	Σελ.47
Πίνακας 2.13.2.4: Έλεγχος αντοχής σε συνδυασμένη διάτμηση-κάμψη.....	Σελ.47
Πίνακας 2.13.2.5: Έλεγχος αντοχής σε συνδυασμένη κάμψη και αξονική δύναμη.....	Σελ.48
Πίνακας 3.3.1: Γενικές ιδιότητες χάλυβα ποιότητας S355.....	Σελ.52
Πίνακας 3.3.21: Μηχανικές ιδιότητες χάλυβα ποιότητας S355.....	Σελ.53
Πίνακας 4.3.3.1: Μέγιστες τιμές της μέσης τάσης κορμού σ_w (N/mm ²) για την κατηγοριοποίηση των διατομών σε ΚΛΑΣΗ 1.....	Σελ.75
Πίνακας 4.5.1.1: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEA.....	Σελ.90
Πίνακας 4.5.1.2: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEB.....	Σελ.91
Πίνακας 4.5.1.3: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEM.....	Σελ.92
Πίνακας 4.5.1.4 Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής IPE.....	Σελ.93

Πίνακας 4.5.3.1: Φορτίο αντοχής υποστήριξης (D-type) πλαισίου για διατομή HEA.....	Σελ.98
Πίνακας 4.5.3.2: Φορτίο αντοχής (D-type) πλαισίου διατομής HEB.....	Σελ.99
Πίνακας 4.5.3.3: Φορτίο αντοχής (D-type) πλαισίου διατομής HEM.....	Σελ.100
Πίνακας 4.5.3.4: Φορτίο αντοχής (D-type) πλαισίου διατομής IPE.....	Σελ.101
Πίνακας 4.5.4.1: Σύγκριση φέρουσας ικανότητας για διατομές HEA120, HEB120,HEM120,IPE120 για το D-type πλαισίου για $\lambda=0,2$ και $\lambda=0,4$	Σελ.105
Πίνακας 4.6.1.1: Σύστημα βαθμονόμησης RMR.....	Σελ.106

Κατάλογος εικόνων

Εικόνα 1.5.1: Βαριά πλαίσια με διατομή ΗΕΒ (Σοφιανός 2012).....	Σελ.3
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.5
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: Τύποι πασσαλοσανίδων (Σοφιανός 2012)	Σελ.9
Εικόνα 1.6.2: Τοποθέτηση δικτυωτών πλαισίων στην σήραγγα Πλατάνου.....	Σελ.10
Εικόνα 1.6.3: Επιλογή μέτρων υποστήριξης για εύρος ανοίγματος από 6 έως 12m (DEREE ET ALL. 1970)	Σελ.12
Εικόνα 1.6.4: Ενδεικτικός οδηγός επιλογής υποστήριξης σήραγγας πεταλοειδούς μορφής όχι για πολύ μεγάλο βάθος με συμβατική μέθοδο διάνοιξης	Σελ.13
Εικόνα 1.6.5: Κατά προσέγγιση μέγιστη απαίτηση για διαφορετικά συστήματα υποστήριξης σε κυκλικό τούνελ (Hoek and Brown 1980)	Σελ.14
Εικόνα 1.6.6: Υποστήριξη με βάση την μέγιστη πίεση p_{max} (Hoek and Brown 1980)	Σελ.15
Εικόνα 1.6.7: Εκτίμηση των μέτρων υποστήριξης με βάση τις αναμενόμενες συγκλίσεις (Μαρίνος).....	Σελ.16
Εικόνα 1.9.1.1: Γεωλογική μηκοτομή της σήραγγας Ευήνου - Μόρνου.....	Σελ.17
Εικόνα 1.9.2.1: Μέτρα υποστήριξης κατηγορίας II.....	Σελ.18
Εικόνα 1.9.2.2: Μέτρα υποστήριξης κατηγορίας υποστήριξης III.....	Σελ.18
Εικόνα 1.9.2.3: Μέτρα υποστήριξης κατηγορίας IV.....	Σελ.19
Εικόνα 2.9.2.4: Μέτρα υποστήριξης κατηγορίας V.....	Σελ.19
Εικόνα 1.10.2.1: Φορτίο αντοχής μεταλλικών πλαισίων σύμφωνα με τους Mitri και Hassani(1990).....	Σελ.21
Εικόνα 1.10.2.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής Η.....	Σελ.22

Εικόνα 1.10.2.3: Φέρουσα ικανότητα του ημικυκλικού πλαισίου.....	Σελ.22
Εικόνα 1.10.2.4: Φέρουσα ικανότητα του κυκλικού πλαισίου.....	Σελ.22
Εικόνα 1.10.2.5: Φέρουσα ικανότητα του πλαισίου με καμπύλα πόδια.....	Σελ.22
Εικόνα 1.10.2.6: Φέρουσα ικανότητα του πλαισίου με ευθεία πόδια.....	Σελ.22
Εικόνα 2.9.2.1: Διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης.....	Σελ.33
Εικόνα 2.9.5.1: Διαστάσεις και άξονες διατομών.....	Σελ.37
Εικόνα 3.3.1: Χαρακτηριστικά διατομής HEA 120 από το λογισμικό Sofistik.....	Σελ.51
Εικόνα 3.3.2: Χαρακτηριστικά διατομής HEB 120 από το λογισμικό Sofistik.....	Σελ.53
Εικόνα 3.3.3: Χαρακτηριστικά διατομής HEM 120 από το λογισμικό Sofistik.....	Σελ.54
Εικόνα 3.3.4: Χαρακτηριστικά διατομής IPE 120 από το λογισμικό Sofistik.....	Σελ.54
Εικόνα 3.3.5: Απεικόνιση γεωμετρίας φορέα (ημικυκλικό πλαίσιο) στο περιβάλλον του autocad.....	Σελ.55
Εικόνα 3.3.6: Απεικόνιση γεωμετρίας φορέα (πλαίσιο με ευθύγραμμο πόδια στο περιβάλλον του autocad.....	Σελ.56
Εικόνα 3.3.7: Απεικόνιση φορέα και επιβολή ημιτονοειδούς μορφής φορτίου στο περιβάλλον του autocad για το ημικυκλικό τύπο πλαισίου.....	Σελ.57
Εικόνα 3.3.8: Απεικόνιση φορέα και επιβολή ημιτονοειδούς μορφής φορτίου στο περιβάλλον του autocad για το τύπο πλαισίου με τα ευθύγραμμο πόδια.....	Σελ.57
Εικόνα 3.3.9: Εξαγωγή του φορέα (ημικυκλικό πλαίσιο) από το περιβάλλον του autocad στο λογισμικό Sofistik.....	Σελ.58
Εικόνα 3.3.10: Εξαγωγή του φορέα (τύπος πλαισίου με ευθύγραμμο πόδια) από το περιβάλλον του autocad στο λογισμικό Sofistik.....	Σελ.58
Εικόνα 4.1.1: Τύποι πλαισίων με βάση την γεωμετρία τους.....	Σελ.59
Εικόνα 4.2.1: Απόδοση διαφορετικών ειδών φόρτισης στο φορτίο αντοχής της υποστήριξης (CS-type) Mitri and Hassani 1990.....	Σελ.60
Εικόνα 4.2.2: Απόδοση διαφορετικών ειδών φόρτισης στο φορτίο αντοχής της υποστήριξης (D-type) Mitri and Hassani 1990.....	Σελ.61
Εικόνα 4.2.3: Απόδοση διαφορετικών ειδών φόρτισης στο φορτίο αντοχής της υποστήριξης (A-type) Mitri and Hassani 1990.....	Σελ.61
Εικόνα 4.3.1.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_x για φορτίο $P=67\text{KN/m}$	Σελ.62
Εικόνα 4.3.1.2: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z για φορτίο $P=67\text{KN/m}$	Σελ.63

Εικόνα 4.3.1.3: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y για φορτίο $P=67\text{KN/m}$	Σελ.63
Εικόνα 4.3.1.4: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_x για φορτίο $P=68\text{KN/m}$	Σελ.67
Εικόνα 4.3.1.5: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z για φορτίο $P=68\text{KN/m}$	Σελ.68
Εικόνα 4.3.1.6: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y για φορτίο $P=68\text{KN/m}$	Σελ.68
Εικόνα 4.3.2.1: Παραμορφωμένος φορέας για $P=67\text{KN/m}$	Σελ.71
Εικόνα 4.3.2.2: Κατακόρυφες μετακινήσεις (mm) για $P=67\text{KN/m}$	Σελ.72
Εικόνα 4.3.2.3: Βέλος κάμψης δοκού κατά μέθοδο Marcus.....	Σελ.72
Εικόνα 4.3.3.1: Απεικόνιση χαρακτηριστικών διατομής με βάση των EC3.....	Σελ.74
Εικόνα 4.3.3.2: Απεικόνιση χαρακτηριστικών διατομής με βάση τον EC3.....	Σελ.75
Εικόνα 4.4.1.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_x για φορτίο $P= 43\text{KN/m}$	Σελ.77
Εικόνα 4.1.1.2: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z για $P= 43\text{KN/m}$	Σελ.77
Εικόνα 4.1.1.3: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y για φορτίο $P= 43\text{KN/m}$	Σελ.78
Εικόνα 4.1.1.4: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_x για φορτίο $P= 44\text{KN/m}$	Σελ.80
Εικόνα 4.1.1.5: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z για φορτίο $P=44\text{KN/m}$	Σελ.81
Εικόνα 4.1.1.6: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων M_y για φορτίο $P= 44\text{KN/m}$	Σελ.81
Εικόνα 4.4.2.1: Απεικόνιση παραμορφωμένου φορέα.....	Σελ.86
Εικόνα 4.4.2.2: Κατακόρυφες μετακινήσεις σε mm.....	Σελ.86
Εικόνα 4.4.3.1: Απεικόνιση χαρακτηριστικών διατομής κατά EC3.....	Σελ.88
Εικόνα 4.4.3.2: Απεικόνιση χαρακτηριστικών διατομής κατά EC3.....	Σελ.89

1: Εισαγωγικά στοιχεία για τα χαλύβδινα πλαίσια

1.1 Γενικά

Η κατασκευή τεχνικών έργων όπως η εξόρυξη ορυγμάτων, η εκσκαφή πρανών, επιχωμάτων κλπ. εντοπίζεται από την γέννηση του ανθρώπινου πολιτισμού. Η πρώτη προσπάθεια εκσκαφής έγινε μάλιστα στην Ελλάδα και συγκεκριμένα στη Σάμο το λεγόμενο Ευπαλίνειο Όρυγμα. Ένα αξεπέραστο θαύμα της τοπογραφίας και της μηχανικής το οποίο δημιουργήθηκε τον 6ο αιώνα π.Χ. και χρησιμοποιήθηκε ως υδραγωγείο και ακόμα και σήμερα προκαλεί τον θαυμασμό τόσο για τον σχεδιασμό του όσο και για την αρτιότητα κατασκευής του έργου. Στην σημερινή εποχή οι σήραγγες αποτελούν αναπόσπαστο κομμάτι των γεωτεχνικών κατασκευών, είτε πρόκειται για σήραγγες που χρησιμοποιούνται σε οδικά και σιδηροδρομικά έργα, είτε πρόκειται για έργα προσπέλασης και εκμετάλλευσης υπόγειων κοιτασμάτων.

Ωστόσο, με την κατασκευή υπογείων ανοιγμάτων επακολουθεί διατάραξη της περιβάλλουσας βραχώμαζας όπου προκαλούνται μεταβολές στο εντατικό πεδίο των δυνάμεων, των τάσεων και των παραμορφώσεων. Για την ασφαλή κατασκευή και την εύρωστη λειτουργία τέτοιων έργων πρέπει οι μηχανικοί να έχουν καλή γνώση του εντατικού πεδίου γύρω από το υπόγειο άνοιγμα, πριν, κατά την διάρκεια και μετά την κατασκευή του έργου. Για την αντιμετώπιση και την εξισορρόπηση των εντατικών μεγεθών γύρω από το υπόγειο άνοιγμα είναι απαραίτητη η χρήση κατάλληλων μέτρων υποστήριξης όπως εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ήλοι καθώς και μεταλλικά πλαίσια. Στην παρούσα εργασία θα γίνει ανάλυση και μελέτη των μεταλλικών πλαισίων ως τρόπος υποστήριξης των υπόγειων ανοιγμάτων.

1.2 Εξέλιξη της τεχνολογίας των πλαισίων στα υπόγεια ανοίγματα

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 αναγνωρισιμότητα 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 τέτοιων 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 η 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.

1.3 Τρόποι υποστήριξης υπόγειου ανοίγματος

Για την υποστήριξη ενός υπόγειου ανοίγματος διατίθενται διάφορα είδη μέτρων αντιστήριξης, 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 και γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν στην γύρω περιοχή
- 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 σήραγγα 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 αντιστήριξη μίας σήραγγας που ακολουθεί τη διαδικασία της εκσκαφής περιλαμβάνει δύο στάδια. Το πρώτο αφορά τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης που εφαρμόζονται παράλληλα με τη διάνοιξη της σήραγγας και χρησιμοποιούνται για την αποτροπή πιθανόν καταπτώσεων της περιβάλλουσας βραχόμαζας και το δεύτερο στάδιο αφορά τα μέτρα τελικής επένδυσης. Η τελική επένδυση εφαρμόζεται μετά τη διάνοιξη της σήραγγας και προτού ξεκινήσουν οι διεργασίες της ασφαλτόστρωσης. 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 έργου.

1.4 Η έννοια των μεταλλικών 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 άποψη σχεδιασμού 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 βραχώμαζα 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 τεμαχίων. Σε αντίθετες περιπτώσεις, όπου τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της βραχώμαζας 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 τόξων

Τα χαλύβδινα πλαίσια μπορούν να χρησιμοποιηθούν για προστασία, ενίσχυση ή υποστήριξη και αναλόγως τον σκοπό χρήσης τους κατηγοριοποιούνται σε βαριά και ελαφρά, όπως φαίνεται στις εικόνες που απεικονίζονται παρακάτω.



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



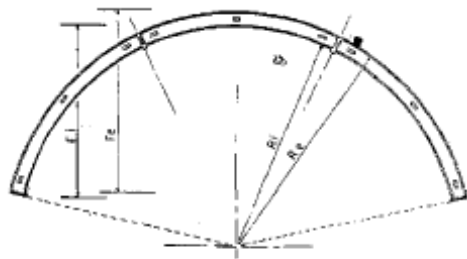
Εικόνα 1.5.2: Ελαφρά πλαίσια τύπου Lattice Grider (Σοφιανός 2012)

1.5.1 Βαριά πλαίσια

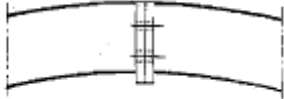
Η συγκεκριμένη κατηγορία πλαισίων χρησιμοποιείται κυρίως για υποστήριξη ή ενίσχυση. Τα βαριά πλαίσια είναι απαραίτητα σε περιπτώσεις όπου απαιτείται η διατήρηση του ανοίγματος, ή σε περιπτώσεις όπου η έκταση της πλαστικής ζώνης γύρω από την βραχόμαζα πρέπει να είναι πολύ περιορισμένη, όπως συμβαίνει 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 ΙΡΕ, ΗΕΑ, ΗΕΒ. 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 εμφανίζονται τα παραπάνω είδη πρότυπων διατομών μορφοχάλυβα:



α. Τυπική διάταξη

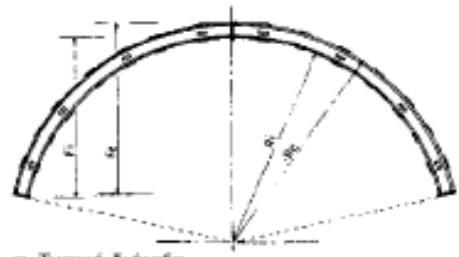


β. Λεπτομέρεια σύνδεσης με μετωπική πλάκα



γ. Λεπτομέρεια σύνδεσης με πλάκες στον κορμό

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



α. Τυπική διάταξη



β. Λεπτομέρεια σύνδεσης με μετωπική πλάκα

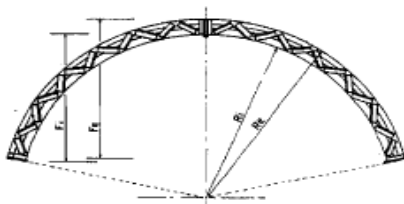


γ. Λεπτομέρεια σύνδεσης με πλάκες στον κορμό

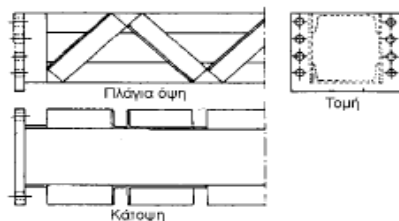
Εικόνα 1.5.1.2: Πλαίσια από ζεύγη διατομών μορφοχάλυβα (Σοφιανός 2012)

Δικτύωμα

Με τη δημιουργία δικτύωματος 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)



Τυπική διάταξη



Εικόνα 1.5.1.3: Δικτύωμα μορφοχάλυβα (Σοφιανός 2012)

Αρθρωτά πλαίσια

Τα αρθρωτά πλαίσια αποτελούνται γενικά από δύο ή τρεις 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 δύνανται 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

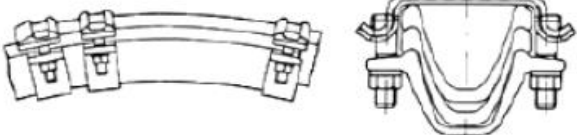

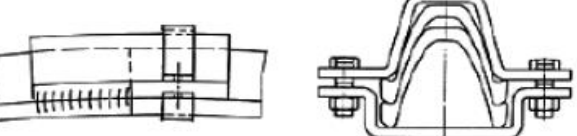

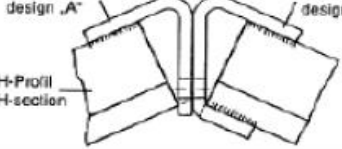
Τα ελαφριά πλαίσια διαθέτουν περιορισμένη φέρουσα ικανότητα και είναι ιδιαίτερα παραμορφώσιμα. Συγκριτικά με τα βαριά πλαίσια είναι ιδιαίτερα εύκολα στο χειρισμό τους και μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε για προστασία, είτε για την υποστήριξη της βραχόμαζας. Λόγω της ευκαμψίας που τα χαρακτηρίζει μπορούν 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 ολισθαίνοντων πλαισίων βασικό ρόλο στην παραμορφωσιμότητά τους παίζει ο τρόπος που συνδέονται τα στοιχεία μεταξύ τους, ο οποίος επιτρέπει την ελεγχόμενη ολίσθηση των μεταλλικών στοιχείων μεταξύ τους (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 δύνανται 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.

	<p>Υποχωρούσα σύνδεση για κανονικά καμπυλωμένες δοκούς διατομής TH</p>
	<p>Υποχωρούσα σύνδεση για ανάστροφα καμπυλωμένες δοκούς διατομής TH</p>
	<p>Άκαμπτη σύνδεση για ανάστροφα καμπυλωμένες δοκούς διατομής TH, συγκολλημένων σε τμήμα της διατομής</p>
	<p>Άκαμπτη σύνδεση με κοχλίωση των συγκολλημένων στις δοκούς μεταλλικών πλακών.</p>
	<p>Άκαμπτες γωνιακές συνδέσεις.</p>

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

Ελαφρές διατομές

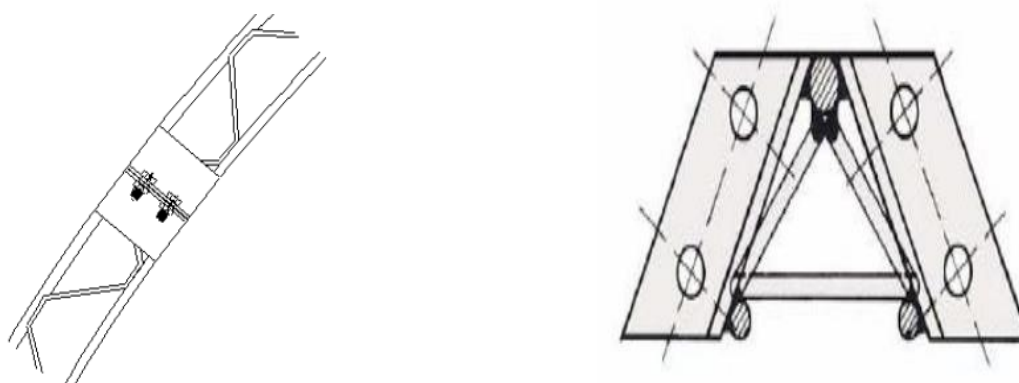
Η κατηγορία αυτή αναφέρεται σε πλαίσια από απλά πρότυπα ελάσματα, όπως για παράδειγμα από ελαφρές διατομές ή από ράγες, μολονότι δεν περιλαμβάνουν διατάξεις περιορισμού της αντίδρασης, μπορούν να ταξινομηθούν ως ελαφρά λόγω της χαμηλής ροπής αδράνειάς τους. Αυτή είναι η περίπτωση κάποιων διατομών όπως 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 επαπτόμενοι εάν η βραχώμαζα 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 διαμήκειες 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 girder

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

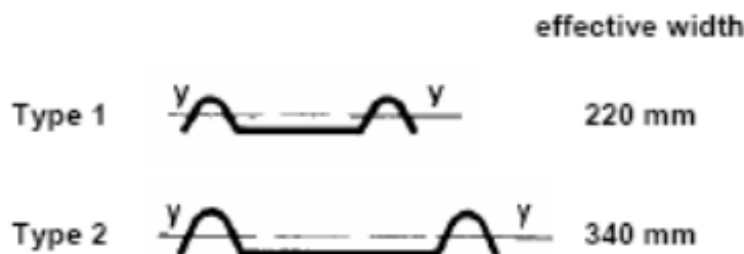


Εικόνα 1.5.2.3: Δικτυωτά πλαίσια 3 και 4 ράβδων οπλισμού (Jorimann, 2010)

1.6 Πρόσθετα στοιχεία για την ολοκλήρωση των πλαισίων

Το πλαίσιο συμπληρώνεται από στοιχεία που εξασφαλίζουν την απαραίτητη διάδραση μεταξύ παραμορφώσεων του πλαισίου και του εδάφους και διανέμουν δυνάμεις επαφής ώστε οι παραμορφώσεις να παραμένουν συμβατές. 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, αποτρέποντας τις παραμορφώσεις στην επιφάνεια μεταξύ των πλαισίων. Είναι απαραίτητη μόνο στην περίπτωση που οι μηχανικές ιδιότητες του περιβάλλοντος πετρώματος είναι πάρα πολύ πτωχές για να επιτύχει το ίδιο τη μεταφορά φορτίων, χωρίς υπερβολική παραμόρφωση, με στήριξη του άμεσα στα πλαίσια. Επίσης, μπορεί να είναι απαραίτητη για να αποτρέψει ζημιά στην εκτεθειμένη επιφάνεια του πετρώματος ή τη διάβρωση από ρέον ύδωρ. Ο πιο κοινός τύπος κάλυψης είναι αποτελείται από από πτυχωμένα μεταλλικά φύλλα (εικόνα 9) που μπορεί να είναι διάτρητα, τα οποία τοποθετούνται κατά μήκος της σήραγγας και στηρίζονται στο εξωράχιο των πλαισίων.



Εικόνα 1.6.1: Τύποι πασσαλοσανίδων (Σοφιανός 2012)

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 υπερεκκαφή. 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 της σήραγγας, ενώ στα ελαφρά μεταλλικά στοιχεία διαμορφώνεται πέλμα έδρασης σε έδαφος, ξύλινες σφήνες ή δοκοί. Σε περιπτώσεις όπου οι οριζόντιες πιέσεις είναι μεγάλες ή παρατηρείται διόγκωση της βραχώμαζας, χρησιμοποιούνται αντηρίδες, οι οποίες ενώνουν τα εκατέρωθεν πόδια. Προκειμένου να εξασφαλιστεί η διαμήκουσ διασύνδεση και δυσκαμψία των πλαισίων, καθώς και η αποτροπή φαινομένων λυγισμού, τοποθετούνται στρογγυλές ράβδοι που εισέρχονται σε διατρήματα. Στην ακόλουθη εικόνα εμφανίζεται ο τρόπος τοποθέτησης των μεταλλικών πλαισίων σε ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα σήραγγας:



Εικόνα 1.6.2: Τοποθέτηση δικτυωτών πλαισίων στην σήραγγα Πλατάνου

1.7 Σπουδαιότητα χρήσης μεταλλικών πλαισίων

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

Η χρήση μεταλλικών πλαισίων είναι απαραίτητη λοιπόν σε περιπτώσεις ασθενούς βραχώμαζας με χαμηλά σχετικά μηχανικά χαρακτηριστικά. Πιο συγκεκριμένα, σε περιπτώσεις τεχνικών έργων όπου η περιβάλλουσα βραχώμαζα είναι καθόλου έως μέτρια κατακερματισμένη και διαθέτει μεσαία έως υψηλή αντοχή, τότε προτείνονται ελαφριά μέτρα υποστήριξης, όπως για παράδειγμα είναι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τα αγκύρια. Αντίθετα, σε ζώνες

κατακερματισμού όπως σε περιπτώσεις που 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 αστοχίες. Επιπρόσθετα μία πτωχής ποιότητας βραχώμαζα 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 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 βραχώμαζας, αλλά και σε περιπτώσεις όπου η διάνοιξη γίνεται σε μεγάλα βάθη.

1.8 Δείκτες ταξινόμησης της βραχώμαζας 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 βραχώμαζας με την επιλογή του τύπου της υποστήριξης που θα πρέπει να επιλεγεί.

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

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

Σύμφωνα με τον δείκτη RQD έχει δημιουργηθεί ο παρακάτω πίνακας από τον Deere (εικόνα 11), όπου προτείνονται τα κατάλληλα μέτρα υποστήριξης ανάλογα με τις τιμές που λαμβάνει ο παραπάνω δείκτης. Παρατηρείται πως όσο ο δείκτης RQD μειώνεται, δηλαδή η βραχώμαζα 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 βραχώμαζας.

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

Στη συνέχεια ένας ακόμα τρόπος εκτίμησης της ποιότητας της βραχώμαζας 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 βραχώμαζας 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 (σ_{ci})
- Δείκτης κερματισμού της βραχώμαζας (RQD)
- Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών
- Κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών
- Παρουσία υπόγειου νερού

- Προσανατολισμός των ασυνεχειών σε σχέση με τη φορά διάνοιξης του έργου

Αντίστοιχα με προηγουμένως δημιουργήθηκε ο παρακάτω πίνακας από τον Bieniawski, που αποτελεί καθοριστικό εργαλείο για την επιλογή της προσωρινής αντιστήριξης, 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.

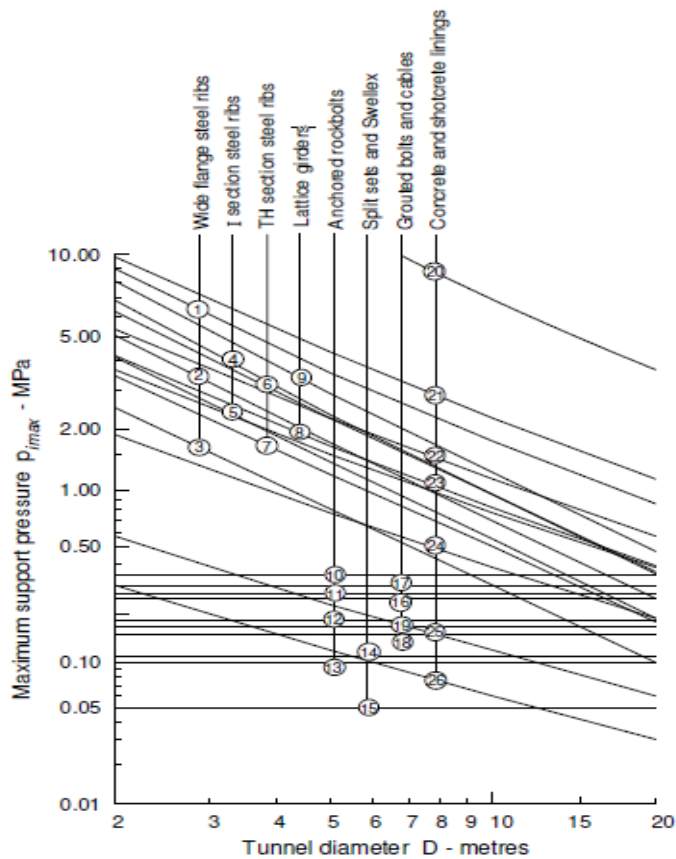
ΠΗ: ΛΚΑΣ Γ.4 Οδηγός επιλογής μόνιμης αντιστήριξης σήραγγας πεταλοειδούς διατομής. $B = 10m$, $p < 25MPa$, μέθοδος διάνοιξης συμβατική (διέγερση - ανατίναξη)

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, ολοκληρώνεται 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 / :-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 ελιφρά 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 αναστροφού 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 1.6.4: Ενδεικτικός οδηγός επιλογής υποστήριξης σήραγγας πεταλοειδούς μορφής όχι για πολύ μεγάλο βάθος με συμβατική μέθοδο διάνοιξης (Bieniawski, 1989)


Ακόμη, οι Hoek και Brown (1980) και οι Brady και Brown (1985) έχουν δημοσιεύσει εξισώσεις για τον υπολογισμό της υποστήριξης σε κυκλικές σήραγγες. Αυτού του είδους η υποστήριξη μπορεί να περιλαμβάνει αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και μεταλλικά πλαίσια. Στο

παρακάτω γράφημα 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 οι άλλοι παράγοντες, 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 ικανότητες υποστήριξης περί τα 2 – 4 MPa μπορούν να χρησιμοποιηθούν τα Lattice Girder που αναφέρονται παραπάνω, όπως και αγκύρια σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.



Εικόνα 1.6.5: Κατά προσέγγιση μέγιστη απαίτηση 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	$p_{imax} = 19.9D^{-1.23}/s$
	203	203	67	2	$p_{imax} = 13.2D^{-1.3}/s$
	150	150	32	3	$p_{imax} = 7.0D^{-1.4}/s$
 I section rib	203	254	82	4	$p_{imax} = 17.6D^{-1.29}/s$
	152	203	52	5	$p_{imax} = 11.1D^{-1.33}/s$
 TH section rib	171	138	38	6	$p_{imax} = 15.5D^{-1.24}/s$
	124	108	21	7	$p_{imax} = 8.8D^{-1.27}/s$
 3 bar lattice girder	220	190	19	8	$p_{imax} = 8.6D^{-1.03}/s$
	140	130	18		
 4 bar lattice girder	220	280	29	9	$p_{imax} = 18.3D^{-1.02}/s$
	140	200	26		
 Rockbolts or cables spaced on a grid of $s \times s$ metres	34 mm rockbolt			10	$p_{imax} = 0.354/s^2$
	25 mm rockbolt			11	$p_{imax} = 0.267/s^2$
	19 mm rockbolt			12	$p_{imax} = 0.184/s^2$
	17 mm rockbolt			13	$p_{imax} = 0.10/s^2$
	SS30 Split set			14	$p_{imax} = 0.05/s^2$
	EXX Swellex			15	$p_{imax} = 0.11/s^2$
	20mm rebar			16	$p_{imax} = 0.17/s^2$
	22mm fibro-glass			17	$p_{imax} = 0.26/s^2$
	Plain cable			18	$p_{imax} = 0.15/s^2$
	Birdcage cable			19	$p_{imax} = 0.30/s^2$

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	$p_{imax} = 57.8D^{-0.92}$
	300	28	35	21	$p_{imax} = 19.1D^{-0.92}$
	150	28	35	22	$p_{imax} = 10.6D^{-0.97}$
	100	28	35	23	$p_{imax} = 7.3D^{-0.98}$
	50	28	35	24	$p_{imax} = 3.8D^{-0.99}$
	50	3	11	25	$p_{imax} = 1.1D^{-0.97}$
	50	0.5	6	26	$p_{imax} = 0.6D^{-1.0}$

Εικόνα 1.6.6: Υποστήριξη με βάση την μέγιστη πίεση p_{imax} (Hoek and Brown 1980)

Συμπερασματικά στο παρακάτω πίνακα 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 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.

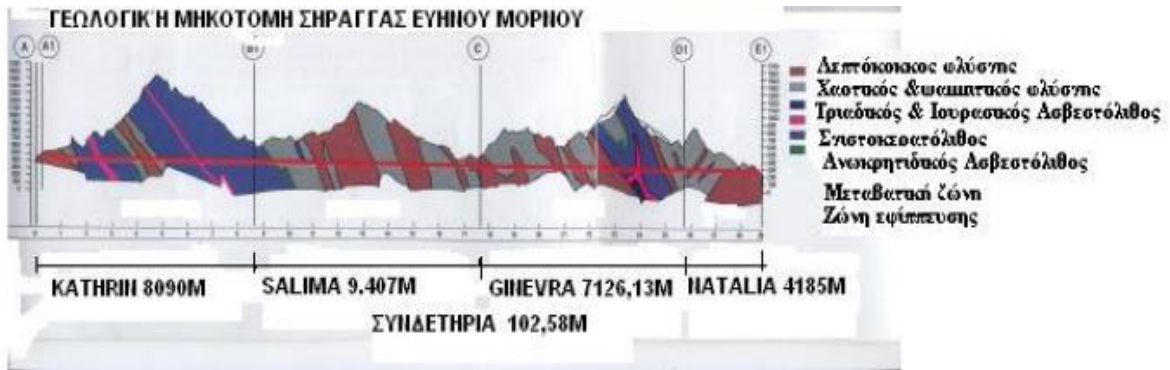
Περιοχές παραμορφώσεων χωρίς μέτρα υποστήριξης (% μείωση διατομής σήραγγας / διάμετρος εκσκαφής) ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ	Γεωμηχανικές συνθήκες	ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΑ ΜΕΤΡΑ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΑΝΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ
0,001 – 0,01 Α	Πολύ απλές συνθήκες εκσκαφής. Η αντοχή της βραχομάζας είναι μεγαλύτερη από τις εφασπόμενικές 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 συνδυασμό με την χρήση εκρηκτικών για την εκσκαφή και τις εφασπόμενικές 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 εφασπόμενικές τάσεις δεν ξεπερνούν την αντοχή της βραχομάζας. Ωστόσο, καταπτώσεις τεμαχίων 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 εφασπόμενικές 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, πλαισία. 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 1.6.7: Εκτίμηση των μέτρων υποστήριξης με βάση τις αναμενόμενες συγκλίσεις (Μαρίνος)

1.9 Χαρακτηριστικό παράδειγμα της σήραγγας Ευήνου-Μόρνου

1.9.1 Η γεωλογία της περιοχής διέλευσης της σήραγγας

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η γεωλογική μηκοτομή της σήραγγας Ευήνου – Μόρνου με βάση τις καταγραφές κατά την διάνοιξη και τα λοιπά στοιχεία που είχαν ενσωματωθεί στην διαδικασία δόμησης του γεωλογικού προσομοιώματος της περιοχής.



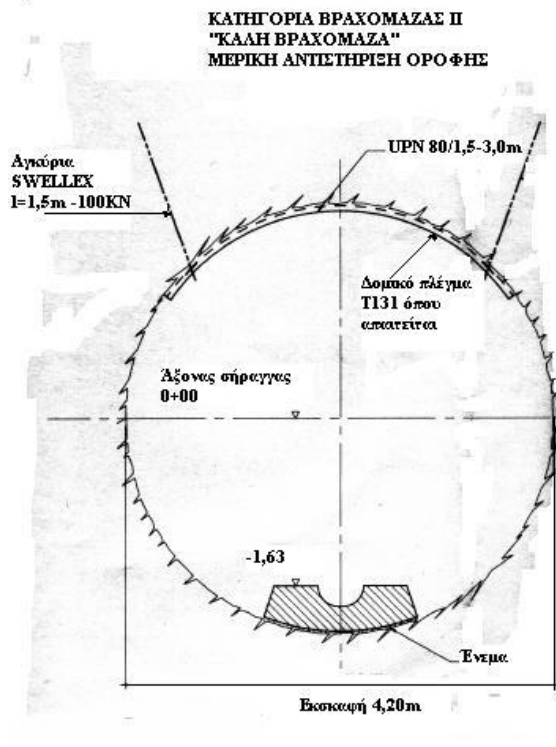
Εικόνα 1.9.1.1: Γεωλογική μηκτομή της σήραγγας Ευήνου - Μόρνου

Όπως φαίνεται στην μηκτομή και αρχίζοντας από το σημείο Α της εισόδου για ένα μέσο ύψος περί των 1700 μέτρων η σήραγγα διασχίζει λεπτόκοκκο φλύσχη. Επί του φλύσχη αυτού έχει επωθηθεί ο εν συνεχεία απαντώμενος ασβεστόλιθος με κατά τόπους σημαντικές εμφανίσεις σχιστοκερατόλιθων. Μετά από μία εναλλαγή λεπτόκοκκου φλύσχη εμφανίζεται δεύτερη επώθηση ξανά ασβεστόλιθου με αντίστοιχες εμφανίσεις σχιστοκερατόλιθου. Το πέρας του σχηματισμού αυτού περί τη Χ.Θ. 9+200 ακολουθείται από μία μεταβατική ζώνη από ασβεστόλιθο σε φλύσχη και εν συνεχεία μέχρι την έξοδο στο σημείο E1 από εναλλαγές λεπτόκοκκου και χαοτικού φλύσχη.

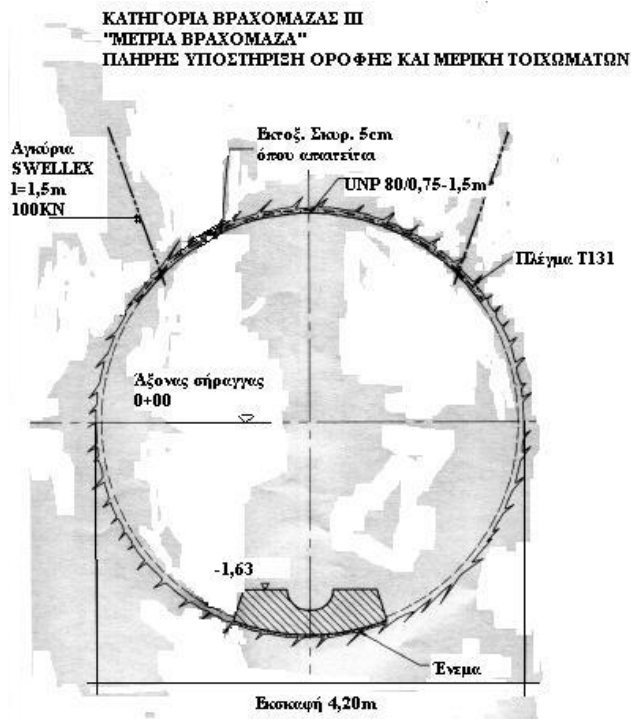
Με βάση κατά την ανωτέρω διάκριση των γεωλογικών σχηματισμών, χωρίστηκαν κατά μήκος της σήραγγας τέσσερις ομοιογενείς περιοχές. Σε κάθε τέτοια περιοχή έγινε κατ' αρχήν υπολογισμός των απαιτήσεων υποστήριξης και κατάταξη κάθε περιοχής στην προβλεπόμενη κατηγορία εφαρμογής μέτρων υποστήριξης με εφαρμογή εμπειρικών μεθόδων από αντίστοιχες προηγούμενες εφαρμογές.

1.9.2 Μέτρα αρχικής υποστήριξης κατά NATM

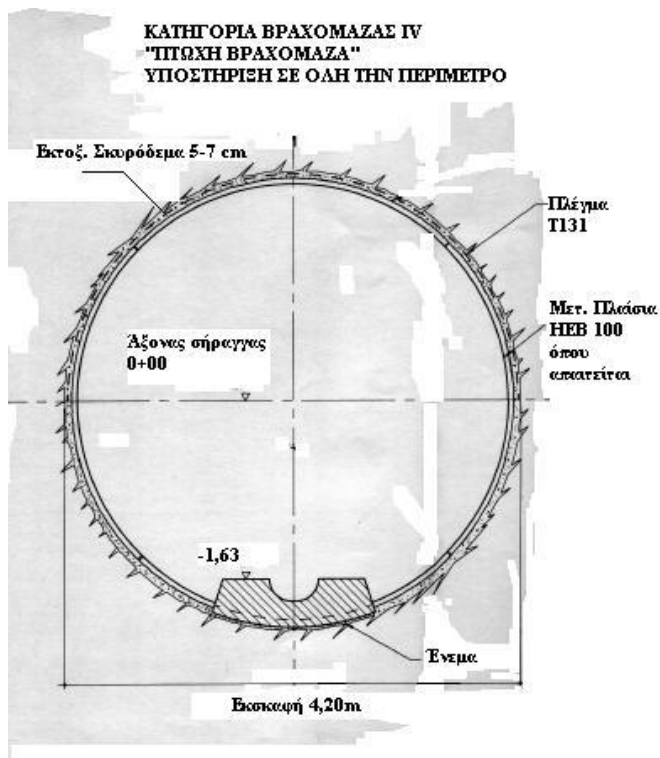
Με βάση τα παραπάνω καθορίστηκαν τα μέτρα της υποστήριξης για κάθε μία από τις τέσσερις κατηγορίες βραχώμαζας II, III, IV και V όπου παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες:



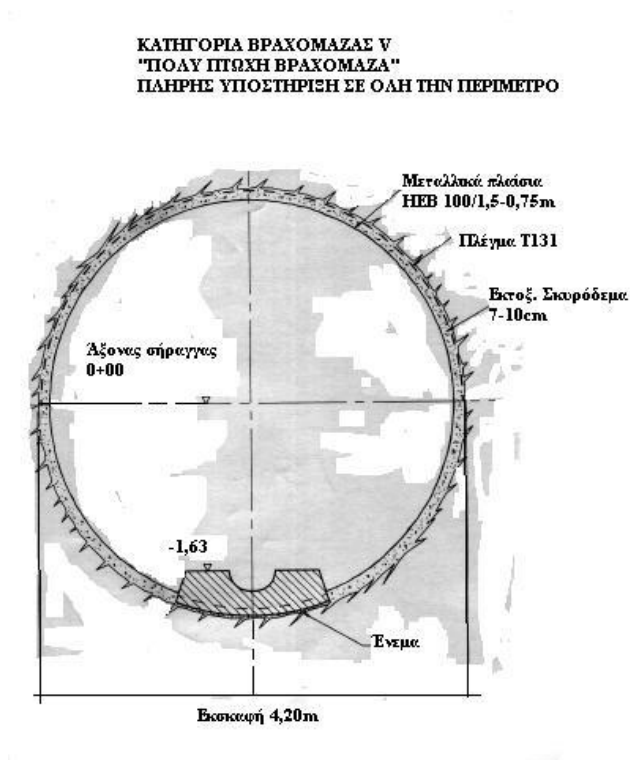
Εικόνα 1.9.2.1: Μέτρα υποστήριξης κατηγορίας II



Εικόνα 1.9.2.2: Μέτρα υποστήριξης κατηγορίας υποστήριξης III



Εικόνα 1.9.2.3: Μέτρα υποστήριξης κατηγορίας IV



Εικόνα 2.9.2.4: Μέτρα υποστήριξης κατηγορίας V

Από τα παραπάνω παρατηρείται πως για τις κατηγορίες IV και V, όπου τα πετρώματα της περιβάλλουσας βραχώμαζας είναι πολύ ασθενή και ιδιαίτερα χαμηλής αντοχής, πέρα από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και το πλέγμα είναι απαραίτητη και η χρήση μεταλλικών πλαισίων HEB

100 όπου απαιτείται για την καλύτερη υποστήριξη του υπόγειου ανοίγματος. Ουσιαστικά, στις περιπτώσεις ασθενών εδαφών μαζί με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι απαραίτητη η χρήση αγκυρίων σε πυκνό ή αραιό κάρναβο καθώς και η τοποθέτηση πλαισίων ελαφριάς ή βαριάς διατομής αναλόγως (HEB 100, HEB 180).

1.10 Βιβλιογραφική ανασκόπηση παρόμοιων 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 την διερεύνηση των φορτίων αντοχής των υποστηρίξεων καθώς και των παραγόντων που το επηρεάζουν.

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

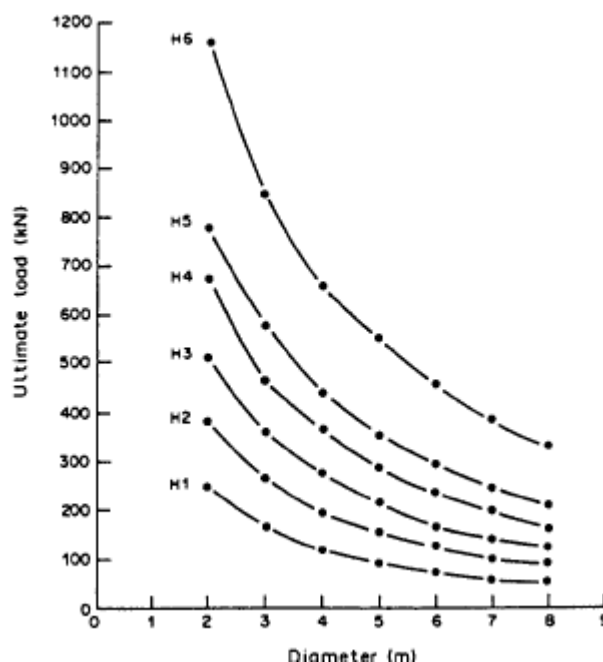
1.10.2 Χαρακτηριστικά συστημάτων υποστήριξης από χάλυβα και αποτελέσματα προηγούμενων ερευνών

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 γεωμετρικές 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: Φορτία αντοχής μεταλλικών πλαισίων σύμφωνα με τους Mitri και Hassani (1990)

Η επόμενη προσπάθεια για μία πιο εκτενή μελέτη όσο 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 διατομής H

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: Φέρουσα ικανότητα του ημικυκλικού πλαισίου

Ultimate strength of A-type supports—($\lambda = 0.4$, $\psi = 5^\circ$)

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: Φέρουσα ικανότητα του πλαισίου με καμπύλα πόδια

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: Φέρουσα ικανότητα του κυκλικού πλαισίου

Ultimate strength of D-type supports—($\lambda = 0.4$)

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: Φέρουσα ικανότητα του πλαισίου με ευθεία πόδια

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στην παρούσα εργασία μελετήθηκαν τα δύο είδη πλαισίου (ημικυκλικό πλαίσιο, πλαίσιο με ευθεία πόδια) ενώ η ανάλυση θα είναι γραμμική με βάση την οποία θα εξαχθούν τα διαγράμματα καμπτικών ροπών M , τεμνουσών δυνάμεων V και αξονικών δυνάμεων N . Στη συνέχεια τα αποτελέσματα θα αξιολογηθούν με βάση τις εξισώσεις του

Ευρωκώδικα 3, οι οποίες παρουσιάζονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 2.13.2, ώστε να υπολογιστεί μετά από δοκιμές το τελικό φορτίο αντοχής που μπορεί να παραλάβει το εκάστοτε μεταλλικό πλαίσιο.

2: Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών με βάση τους Ευρωκώδικες

2.1 Γενικά για τον σχεδιασμό των κατασκευών

Οι δύο φάσεις εργασίας τις οποίες καλείται να επιτελέσει ένας μηχανικός είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη του έργου. Ο σχεδιασμός μιας 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 την 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 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 στην συνέχεια ελέγχονται έτσι ώστε να είναι σε θέση να αναλάβουν τα μεταφερόμενα εντατικά μεγέθη.

Από την άλλη πλευρά οι βασικοί στόχοι που πρέπει να επιτευχθούν είναι η ασφάλεια της κατασκευής και η οικονομία της. Με τον όρο ασφάλεια της κατασκευής εννοούμε την στατική επάρκεια στα δομικά στοιχεία, στα θεμέλια κ.λ.π. Με τον όρο οικονομία της κατασκευής εννοούμε την χρησιμοποίηση μικρότερων ποσοτήτων 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 σ' αυτό εξαιτίας των πάσης φύσεων 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' ακολουθίαν η ασφάλειά του, επιβάλλει ο συντελεστής χρησιμοποίησης, δηλαδή ο λόγος της τιμής μιας έντασης ή μιας παραμόρφωσης που αναπτύσσει στο στοιχείο προς την αντίστοιχη οριακή τιμή του μεγέθους αυτού, να μην θα υπερβαίνει την μονάδα. Επομένως, και 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 εκατοστού στοιχείου να παραμένει αυστηρά πάντοτε μικρότερος της μονάδας και όσο το δυνατόν πλησιέστερα σε αυτή.

2.2 Μέθοδοι διαστασιολόγησης

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

- **Μέθοδοι επιτρεπόμενων τάσεων:** Σύμφωνα με την μέθοδο οι μέγιστες τάσεις που έχουν υπολογισθεί ότι αναπτύσσονται στο στοιχείο εξαιτίας των πάσης φύσεων 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 εξ αιτίας 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 είναι σύνολα κανόνων και διατάξεων, που προέρχονται από την σύγχρονη επιστημονική γνώση και εμπειρία. Για κάθε κατηγορία κατασκευών υπάρχει και ένας διαφορετικός 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 αντικειμενικό σχεδιασμό τους. Μέχρι και πριν από λίγα χρόνια η Ελλάδα διέθετε ελάχιστους Κανονισμούς όπως Σκυροδέματος, τον Αντισεισμικό Κανονισμό και τον Κανονισμό Φορτίσεων. 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 Ευρωπαϊκές αντικατέστησαν τους εθνικούς Κανονισμούς.

2.4 Ευρωπαϊκές

2.4.1 Ανάγκη για τη δημιουργία τους

Η κατάσταση που είχε δημιουργηθεί με την πληθώρα των εθνικών Κανονισμών και τις μικρές ή τις μεγάλες διαφορές μεταξύ τους, είχε σαν συνέπεια να δημιουργηθούν προβλήματα σε τεχνικό επίπεδο. Οι διαφορετικές μεθοδολογίες σε συνδυασμό με τα διαφορετικά υλικά και τους τύπους των έργων εμπόδιζαν την ελεύθερη επικοινωνία των τεχνικών μεταξύ των διαφόρων κρατών. Ως αποτέλεσμα, ο εναρμονισμός, η ανταλλαγή υπηρεσιών και η διακίνηση αγαθών ήταν δύσκολο να επιτευχθούν στον τεχνικό κόσμο κάτω από το παγκόσμιο πρίσμα. Οι προβληματισμοί αυτοί συνετέλεσαν στην ιδέα για την ανάπτυξη μοντέλων για ένα διεθνές

σύστημα Κανονισμών που να καλύπτουν τον δομικό σχεδιασμό και να είναι εφαρμόσιμοι σε όλα τα είδη κατασκευών. Η ιδέα αυτή ξεκίνησε από τεχνικο-οικονομικές οργανώσεις που δραστηριοποιούνται στον κατασκευαστικό τομέα. Με την ανταλλαγή επιστημονικών απόψεων και τεχνικής γνώσης μεταξύ αυτών των οργανώσεων επιτεύχθηκαν αμοιβαίες συμφωνίες σε τεχνικά θέματα και έγινε μια σημαντική προπαρασκευή για τον εναρμονισμό των αρχών του σχεδιασμού.

Με τον τρόπο αυτό προετοιμάστηκε η τεχνική βάση για την καθίδρυση και την εξέλιξη ενός διεθνούς συστήματος Κανονισμών με κύριο στόχο τον εναρμονισμό των κανόνων σχεδιασμού τόσο μεταξύ των διαφόρων Κρατών όσο και μεταξύ των διαφορετικών υλικών, τεχνικών, μεθόδων κατασκευής και τύπων κτιρίων.

Με βάση την παραπάνω εργασία η Επιτροπή των Ευρωπαϊκών Κοινοτήτων στα τέλη της δεκαετίας του 70, ανέλαβε την πρωτοβουλία για την δημιουργία συστήματος Κανονισμών με απώτερο σκοπό να ισχύουν σε όλα τα κράτη – μέλη της Κοινότητας. Οι κανονισμοί αυτοί ονομάστηκαν Ευρωκώδικες και η προετοιμασία τους ανατέθηκε σε μια Οργανωτική Επιτροπή υπό την προεδρία της Ευρωπαϊκής Επιτροπής. Με την καθοδήγηση της Οργανωτικής επιτροπής ετοιμάστηκαν και εκδόθηκαν τα πρώτα σχέδια των Ευρωκωδίκων από αντίστοιχες τεχνικές ομάδες εργασίας, σύμφωνα με τις γενικές αρχές της τυποποίησης. Ήδη από το πρώτο αυτό στάδιο της ανάπτυξης των Ευρωκωδίκων, καθορίστηκε και το πρόγραμμά τους, το οποίο έκτοτε δεν έχει υποστεί ουσιαστικές μεταβολές. Ωστόσο, η εργασία αυτή δεν προχώρησε όπως αναμενόταν λόγω έλλειψης νομικών βάσεων και δυσχερειών που αφορούσαν τις χρηματοδοτήσεις από τα μέλη – κράτη της Ευρώπης.

2.4.2 Η εξέλιξη των ευρωκωδίκων

Από το αρχικό στάδιο που υιοθετήθηκε η ιδέα για την ανάπτυξη των Ευρωκωδίκων, καθορίστηκε και το πρόγραμμα 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 στην συνέχεια προστέθηκε και ο Ευρωκώδικας 9 που αφορά σε 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 2.4.2.1: 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 τις 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 σύμικτων 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 EN 1999	Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο Design of aluminum structures

Καθένας από τους Ευρωκώδικες υποδιαιρείται σε Τεύχη στα οποία περιλαμβάνονται οι βασικές αρχές σχεδιασμού των έργων στα οποία αναφέρεται ο συγκεκριμένος Κώδικας. Το πρώτο και κύριο Τεύχος εκάστου Ευρωκώδικα περιλαμβάνει τις βασικές αρχές σχεδιασμού των έργων στα οποία αναφέρεται ο υπόψη Κώδικας. Τέλος προκειμένου ένας Ευρωκώδικας να τεθεί σε ισχύ σε μια χώρα, πρέπει να συνοδεύεται από το Εθνικό Προσαρτημα, την υπευθυνότητα έκδοσης του οποίου έχει η εν λόγω χώρα.

2.4.3 Οφέλη από την χρήση τους

Τα οφέλη και οι ευκαιρίες που μπορούν να προκύψουν από την υλοποίηση και τη χρήση των Ευρωκωδίκων είναι πολλά:

- Να παράσχουν κοινά κριτήρια και μεθόδους σχεδιασμού προκειμένου να εκπληρωθούν οι καθορισμένες απαιτήσεις για την μηχανική αντοχή και ευστάθεια των κατασκευών.
- Να διευκολύνουν την ανταλλαγή υπηρεσιών και υλικών στον κατασκευαστικό τομέα μεταξύ όλων των μελών – κρατών της Ευρώπης.
- Να παράσχουν μια κοινή αντίληψη για τον σχεδιασμό κατασκευών μεταξύ των εμπλεκόμενων μελών όπως των μελετητών, των εργοληπτών και των ιδιοκτητών.
- Να επαυξήσουν την ανταγωνιστικότητα των Ευρωπαϊκών εταιρειών που ασχολούνται με έργα μηχανικού στις παγκόσμιες δραστηριότητές τους.
- Να επιτρέψουν την προπαρασκευή κοινών βοηθημάτων και λογισμικών για το σχεδιασμό.

2.5 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ

2.5.1 Απαιτήσεις

Γενικά κάθε τεχνικό έργο πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με 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 συντήρηση 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 την 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.

2.5.2 Παραδοχές κατά την εφαρμογή των Ευρωκωδίκων

Η εφαρμογή των αρχών και κανόνων σχεδιασμού όλων των Ευρωκωδίκων, προϋποθέτει τη συμμόρφωση τους σε κάποιες παραδοχές οι οποίες αναφέρονται στον ΕC0 αλλά και στους υπόλοιπους Ευρωκώδικες εφόσον καθίσταται αναγκαίο. Οι βασικές παραδοχές είναι οι ακόλουθες:

- Το κατάλληλα έμπειρο προσωπικό είναι απαραίτητο για την επιλογή του στατικού συστήματος και τον σχεδιασμό της εκάστοτε κατασκευής
- Επίβλεψη των εργασιών καθ' όλη την διάρκεια των φάσεων εκτέλεσης του έργου
- Τα κατασκευαστικά υλικά που χρησιμοποιούνται πρέπει να ακολουθούν τα πρότυπα των αντίστοιχων Ευρωκωδίκων μέσα στους οποίους αναφέρονται
- Η συντήρηση των κατασκευών αποτελεί σημαντική προϋπόθεση για την επιτυχία και την διάρκεια της κατασκευής

2.5.3 Βασικές απαιτήσεις του σχεδιασμού

Κάθε δόμημα πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να έχει τη δυνατότητα να καλύπτει τις ακόλουθες απαιτήσεις:

Πρώτα από όλα πρέπει να αναλαμβάνει τις πιθανές δράσεις που είναι δυνατό να συμβούν κατά την διάρκεια ζωής του έργου. Επίσης, η κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να παρουσιάζει τα τρία παρακάτω χαρακτηριστικά:

- δομική αντοχή
- λειτουργικότητα
- ανθεκτικότητα στον χρόνο

Πέραν αυτών κάθε κατασκευή πρέπει να είναι ικανή να ανταπεξέρχεται ικανώς σε σημαντικές ζημιές όπως στην περίπτωση πυρκαγιάς, εκρήξεων, πρόσκρουσης. Τέλος, σημαντικός παράγοντας είναι και αυτός του ανθρωπίνου λάθους.

Οι ενδεχόμενες βλάβες θα πρέπει να αποφεύγονται ή να περιορίζονται με κατάλληλη επιλογή ενός ή περισσότερων των παρακάτω μέτρων:

- Περιορισμός των κινδύνων που μπορεί να συμβούν στο δόμημα
- Επιλογή δομικού συστήματος ώστε το δόμημα να αντέξει ύστερα από την απομάκρυνση ενός δομικού στοιχείου
- Αποφυγή κατά το δυνατό δομικών συστημάτων τα οποία μπορούν να καταρρεύσουν χωρίς προειδοποίηση
- Επαρκής σύνδεση μεταξύ των στοιχείων ώστε το δόμημα να αποτελεί ένα ενιαίο φορέα

2.6 Οριακές Καταστάσεις

Ως οριακές καταστάσεις ορίζονται εκείνες οι 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 περιπτώσεις την προστασία των περιεχομένων 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, έντονες ρηγματώσεις παρά με αισθητικά κριτήρια.

2.6.1 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 πιθανοτήτων μοντέλων ελέγχου των οριακών καταστάσεων. Η μέθοδος αυτή, γνωστή 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. Η εκτίμηση των τιμών σχεδιασμού των αντοχών γίνεται με διαίρεση των χαρακτηριστικών τιμών τους με τους συντελεστές ασφαλείας για τις αντοχές.

2.7 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3

Ο Ευρωκώδικας 3 εφαρμόζεται στο σχεδιασμό κτιρίων και έργων αρμοδιότητας μηχανικού 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 EN 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 π.χ. θερμικές ή ηχητικές μονώσεις δεν καλύπτονται. Το εναρμονισμένο Ευρωπαϊκό Πρότυπο που καλύπτει τις χαλύβδινες κατασκευές είναι ο Ευρωκώδικας 3 (EC 3) με τον γενικό τίτλο Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα.

2.8 ΔΡΑΣΕΙΣ

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

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

Είναι προφανές ότι η ορθή πρόβλεψη του είδους των δράσεων που θα καταπονήσουν την κατασκευή στη διάρκεια του βίου 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 που περιγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.8.1: 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 <i>ίδιο βάρος κατασκευής, μόνιμου εξοπλισμού</i>
Μεταβλητές δράσεις	Q	Δράσεις που

		μεταβάλλονται με τον χρόνο Επιβαλλόμενα φορτία, ανεμοπιέσεις, χινοφορτίσεις
Τυχηματικές δράσεις	A	Δράσεις με στιγμιαία εμφάνιση Εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων

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

Πίνακας 2.8.2: Συντελεστές ασφαλείας

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

2.9 ΧΑΛΥΒΑΣ

2.9.1 Γενικά στοιχεία

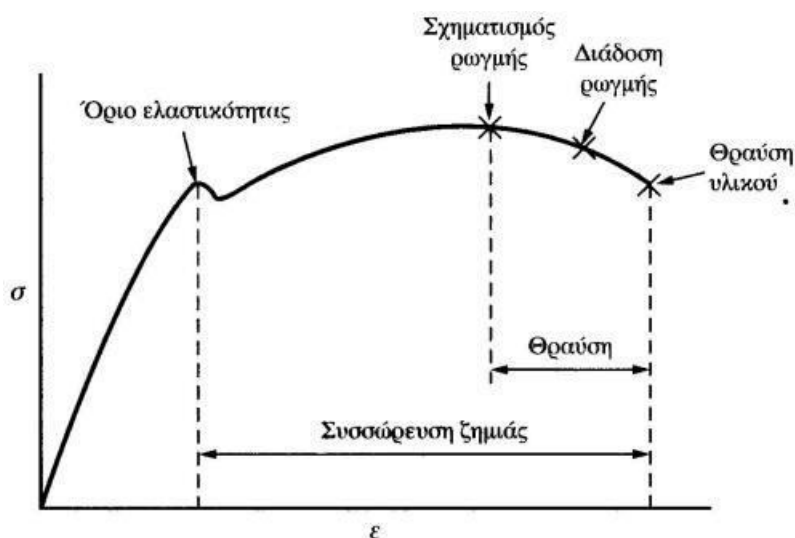
Η εξέλιξη της μεταλλουργίας και η ανάπτυξη νέων κραμάτων χάλυβα αποτέλεσε καθοριστικό ρόλο στην ευρεία χρήση του. Τις τελευταίες εκατονταετίες ο χάλυβας εισήλθε και στον τομέα των κατασκευών, αφού αναγνωρίστηκαν έγκαιρα οι μεγάλες δυνατότητες που προσέφερε η μηχανική συμπεριφορά του. Σήμερα ο χάλυβας,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

2.9.2 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 αποφόρτίσή 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 f_u και είναι η τιμή της τάσης που αντιστοιχεί στο ανώτατο σημείο της καμπύλης του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων.



Εικόνα 2.9.2.1: Διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης

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 E είναι το μέτρο ελαστικότητας ή μέτρο του 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.

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.

2.9.3 Ποιότητες δομικών χάλυβων

Υπάρχουν διάφορες ποιότητες χάλυβων 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 f_y και το όριο θραύσης f_u . 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 χάλυβων. Ο EC3 υποστηρίζει ορισμένες μόνο από τις ποιότητες δομικών χάλυβων που προέρχονται από τα εν λόγω Πρότυπα.

Πίνακας 2.9.3.1: Πρότυπες ποιότητες χάλυβα

Πρότυπο	Κατηγορία χάλυβα	Πάχος t (mm)			
		t ≤ 40 mm		40mm < t ≤ 80mm	
		f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (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 χάλυβων. 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.

2.9.4 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 2.9.4.1: Τιμές σχεδιασμού των παραμέτρων του υλικού

Παράμετρος	Σύμβολο	Μονάδες	Τιμή
Μέτρο ελαστικότητας	E	N/mm ²	210000
Μέτρο διάτμησης	$G=E/[2*(1+\nu)]$	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

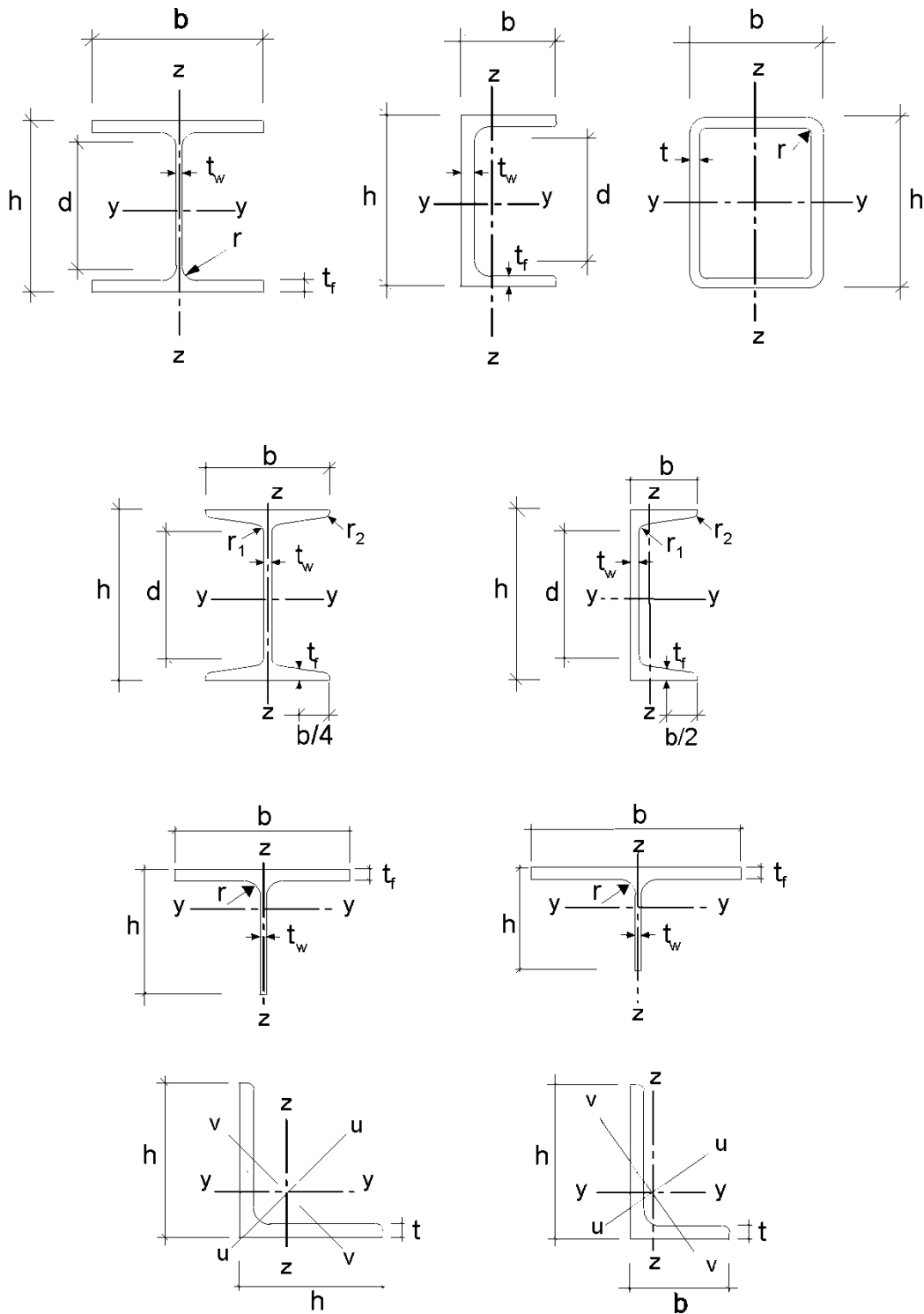
2.9.5 Χαλύβδινες Διατομές

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 2.9.5.1: 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 πλείστο με συγκόλληση, αλλά είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν και άλλα μέσα σύνδεσης.

2.10 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 πλαστική στατική 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.

2.11 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.

2.12 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.

2.12.1 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 έκαστου 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 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 συναντιόνται σε διατομές τύπου I, H, C καθώς επίσης και σε κιβωτοειδείς διατομές.

Πίνακας 2.12.1.1: Κατηγοριοποίηση διατομής για εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα και προεξέχοντα πέλματα

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	που	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)		σε	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη

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

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

2.13 Μεμονομένα 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:

$$E_d \leq R_d$$

όπου: E_d : Τιμή σχεδιασμού ενός μεγέθους

R_d : Αντοχή σχεδιασμού του εν λόγω μεγέθους

2.13.1 Συντελεστές ασφαλείας για τις αντοχές

Τα τελευταία χρόνια έχει εισαχθεί στους Κανονισμούς μια μέθοδος ελέγχου των δομικών συστημάτων που στηρίζεται στην 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 2.13.1.1: 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

2.13.2 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:

Διατομές σε θλίψη

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 2.13.2.1: Έλεγχος σε θλίψη

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

Διατομές σε διάτμηση

Για διατομές που καταπονούνται σε διάτμηση, το γενικό κριτήριο επάρκειας της οριακής κατάστασης αστοχίας εκφράζεται στον πίνακα 9. Στο κριτήριο αυτό η V_{ed} παριστά την διατμητική δύναμη σχεδιασμού και η $V_{c, Rd}$ την αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε διάτμηση.

Πίνακας 2.13.2.2: 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 $A_v \geq \eta h_w t_w$

Αντοχή σε μονοαξονική κάμψη

Για διατομές που καταπονούνται σε μονοαξονική κάμψη, το γενικό κριτήριο επάρκειας περιγράφεται στον πίνακα 10.

Πίνακας 2.13.2.3: 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 που μια διατομή καταπονείται σε κάμψη υπάρχει και ταυτόχρονη καταπόνηση της από διατμητική δύναμη. Έτσι στη διατομή εκτός, εκτός από τις ορθές τάσεις που οφείλονται στην καμπτική ροπή, εμφανίζονται και διατμητικές τάσεις που προέρχονται από την διατμητική δύναμη. Έχει βρεθεί πειραματικά ότι, όταν η ασκούμενη σε μια διατομή η 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 στον πίνακα 11:

Πίνακας 2.13.2.4: Έλεγχος αντοχής σε συνδυασμένη διάτμηση-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)**

$$\rho_z = (2V_{z,Ed}/N_{pl,z,Rd} - 1)^2$$

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 το 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 αστοχία 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 2.13.2.5: 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	$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$a = \min[0,5, \frac{A - 2 b * t_f}{A}]$
$N_{pl,Rd} = Af_y/\gamma_{M0}$	$N_{pl,w,Rd} = (h_w t_w) f_y/\gamma_{M0}$	$M_{pl,Rd} = w_{pl} f_y/\gamma_{M0}$

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.

3: Παρουσίαση Προσομοιώματος

3.1 Η Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων άρχισε να αναπτύσσεται από τα μέσα του προηγούμενου αιώνα και είναι μία μέθοδος μαθηματικής μοντελοποίησης φαινομένων στη φύση και κυρίως κατασκευών με σκοπό την επίτευξη μεγαλύτερης ακρίβειας στους υπολογισμούς. Κύριο χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι η διαίρεση μιας κατασκευής σε μικρότερα πεπερασμένα στοιχεία το καθένα από τα οποία έχει καθορισμένα χαρακτηριστικά και συνοριακές συνθήκες. Αυτό σημαίνει πως η διαίρεση του συνολικού συστήματος σε πολλά πεπερασμένα στοιχεία έχει ως αποτέλεσμα να απαιτείται η επίλυση ενός πολύ μεγάλου αριθμού εξισώσεων. αυτό είχε ως αποτέλεσμα μέχρι πρόσφατα, η εφαρμογή της μεθόδου να είναι σχετικά περιορισμένη. Όμως η αλματώδης ανάπτυξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών και η διάδοση τους στο ευρύ κοινό, έκανε εφικτή την επίλυση των φορέων με πεπερασμένα στοιχεία από ένα μεγάλο ποσοστό μηχανικών και είχε σαν συνέπεια την σημερινή εκτεταμένη εφαρμογή της μεθόδου.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων βασίζεται στη διατύπωση των μεθόδων Rayleigh-Ritz και σταθμικών υπολοίπων, αλλά δύναται να προσομοιώσει με μεγαλύτερη ευχέρεια κατασκευές με πολύπλοκη γεωμετρία σε αντίθεση με τις προαναφερθείσες μεθόδους.

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.

Τα βασικά βήματα της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είναι τα παρακάτω:

- Πρώτο βήμα είναι η διαίρεση του πεδίου μίας δύο ή τριών διαστάσεων σε επιμέρους μικρότερα τμήματα, κατά τέτοιο τρόπο ώστε να αντιπροσωπεύεται με τη μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια η γεωμετρία του προβλήματος.
- Δεύτερο βήμα είναι η προσέγγιση της λύσης σε κάθε επιμέρους τμήμα, σαν γραμμικός συνδυασμός των τιμών σε συγκεκριμένα σημεία (κόμβοι).
- Τρίτο βήμα είναι η παραγωγή αλγεβρικής σχέσης μεταξύ των τιμών τους στους κόμβους (nodes) κατά την επίλυση σε κάθε τμήμα και η συνένωση των επιμέρους τμημάτων για να επιτευχθεί η επίλυση του συνολικού φορέα.

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.

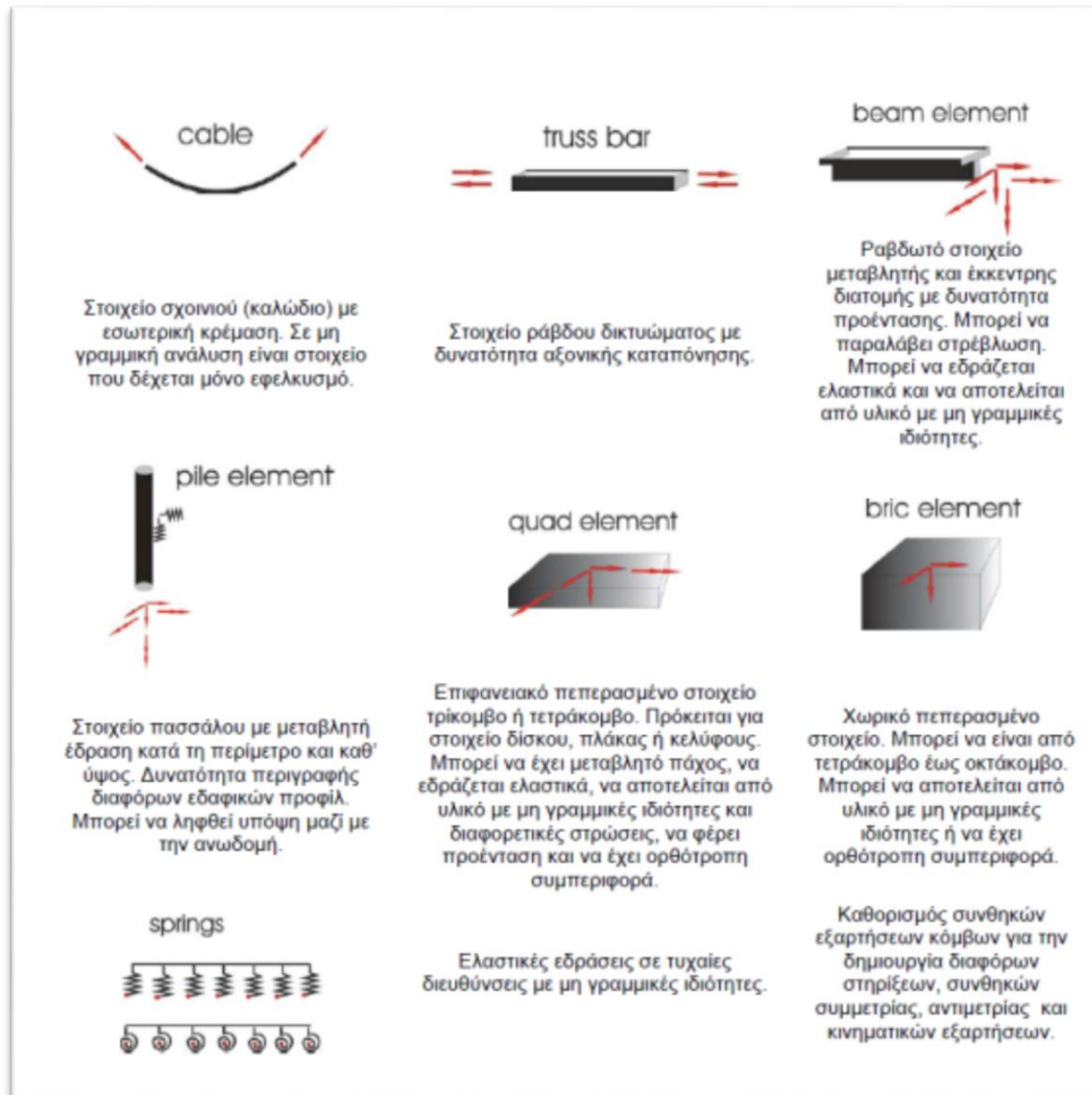
Επίσης στο λογισμικό περιλαμβάνονται έτοιμες τυπικές διατομές, όπως ορθογωνικές, πλακοδοκοί, κυκλικές, καθώς και κιβωτοειδείς, σύμμικτες και λεπτότοιχες. Υπολογίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά, ελαστικά και πλαστικά, της διατομής, καθώς και μεγέθη για τον υπολογισμό των αξονικών και διατμητικών τάσεων. 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 στην 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, η επιλογή του οποίου έγινε καθαρά για λόγους ευκρίνειας της διαδικασίας που ακολουθήθηκε.

1^ο 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.

Πίνακας 3.3.1: Γενικές ιδιότητες χάλυβα ποιότητας S355

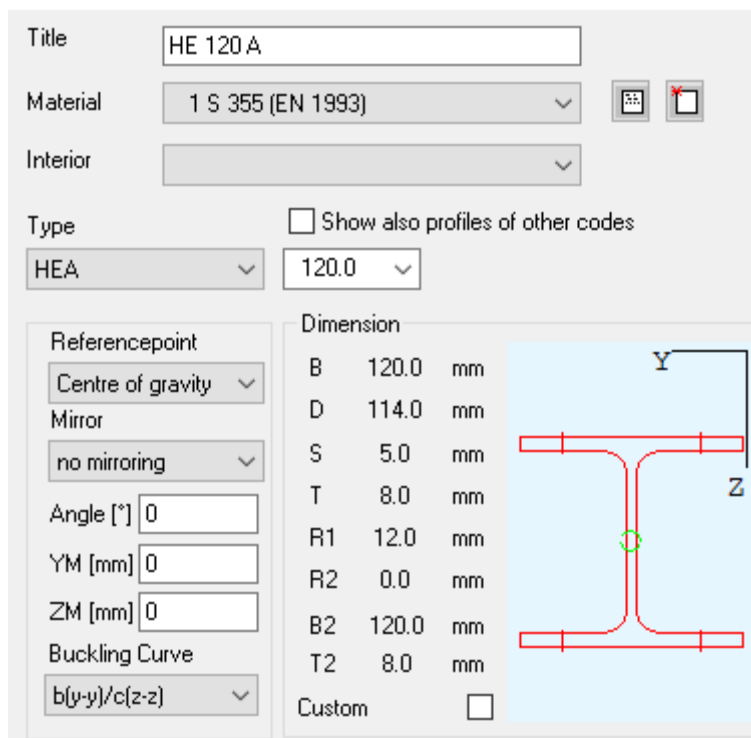
Γενικές ιδιότητες	
Ειδικό βάρος, γ	78,5 KN/m ³
Πυκνότητα, ρ	78,5 Kg/m ³
Συντελεστής θερμοκρασίας, α	12 * 10 ⁻⁵ 1/K
Μέτρο ελαστικότητας, E	2,10 * 10 ⁵ N/mm ²
Δείκτης Poisson, μ	0,30
Μέτρο Διάτμησης, G	8.077 * 10 ⁴ N/mm ²
Μέτρο συμπίεσότητας, K	1,70 * 10 ⁵ N/mm ²

Πίνακας 3.3.2: Μηχανικές ιδιότητες χάλυβα ποιότητας S355

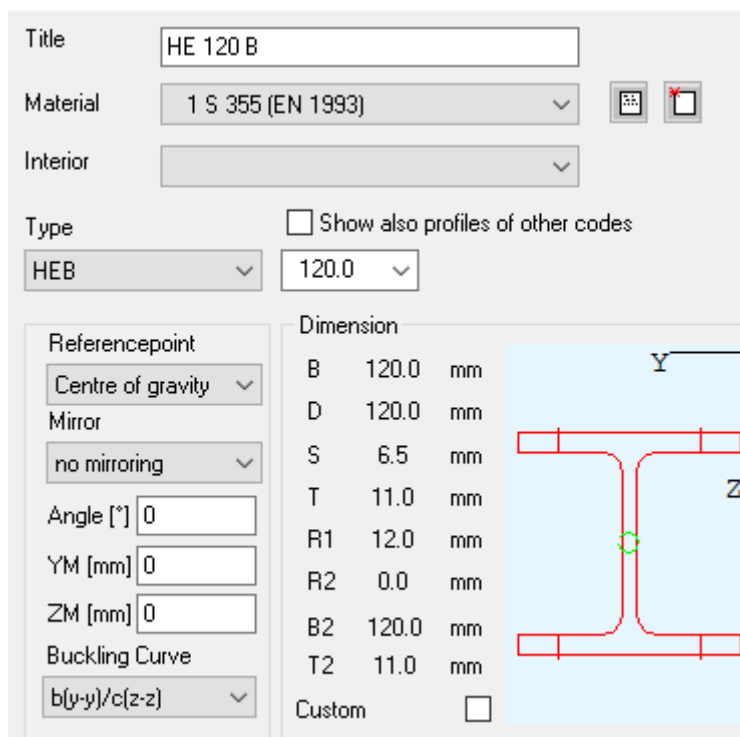
Μηχανικές ιδιότητες	
Τάση Διαρροής, f_y	355 MPa
Μέγιστη Τάση Εφελκυσμού, f_t	490 MPa
Μέγιστη Τάση Θλίψης, f_{tc}	490 MPa
Τάση διαρροής στη θλίψη, f_{yc}	355 MPa

2^ο Στάδιο: Ορισμός διατομών

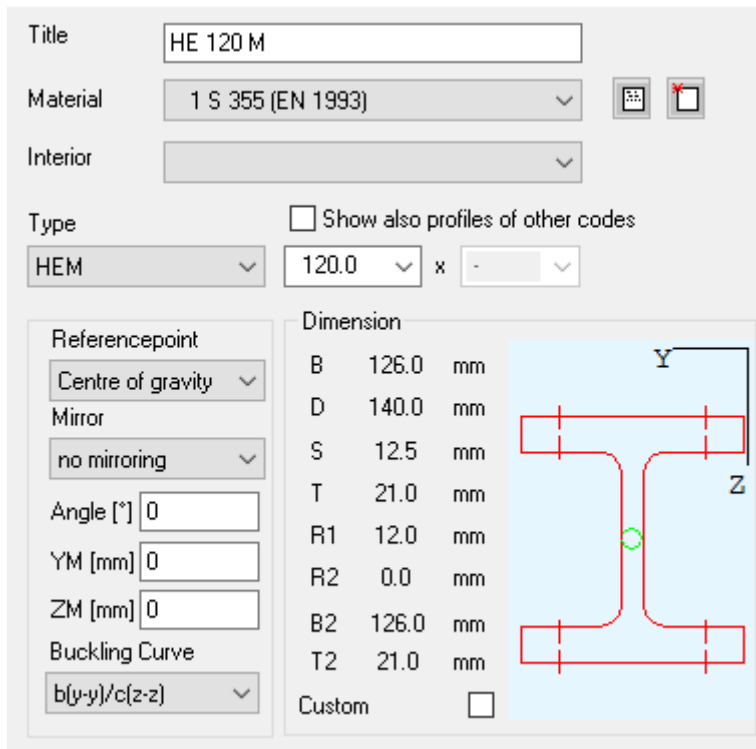
Οι διατομές των μελών του φορέα επιλέγονται από τη βιβλιοθήκη του Sofistik ή μπορούν να δημιουργηθούν στο περιβάλλον του AutoCAD. Σε κάθε διατομή προσδιορίζονται τα υλικά που την απαρτίζουν. Παρακάτω απεικονίζονται οι πρότυπες διατομές, όπως χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση του φορέα μέσα από το πρόγραμμα.



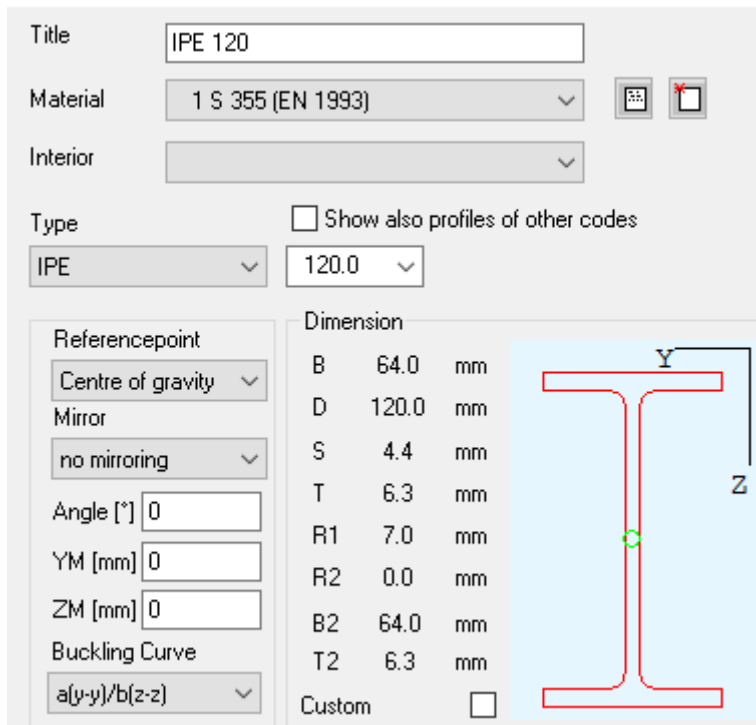
Εικόνα 3.3.1: Χαρακτηριστικά διατομής HEA 120 από το λογισμικό Sofistik



Εικόνα 3.3.2: Χαρακτηριστικά διατομής HEB 120 από το λογισμικό Sofistik



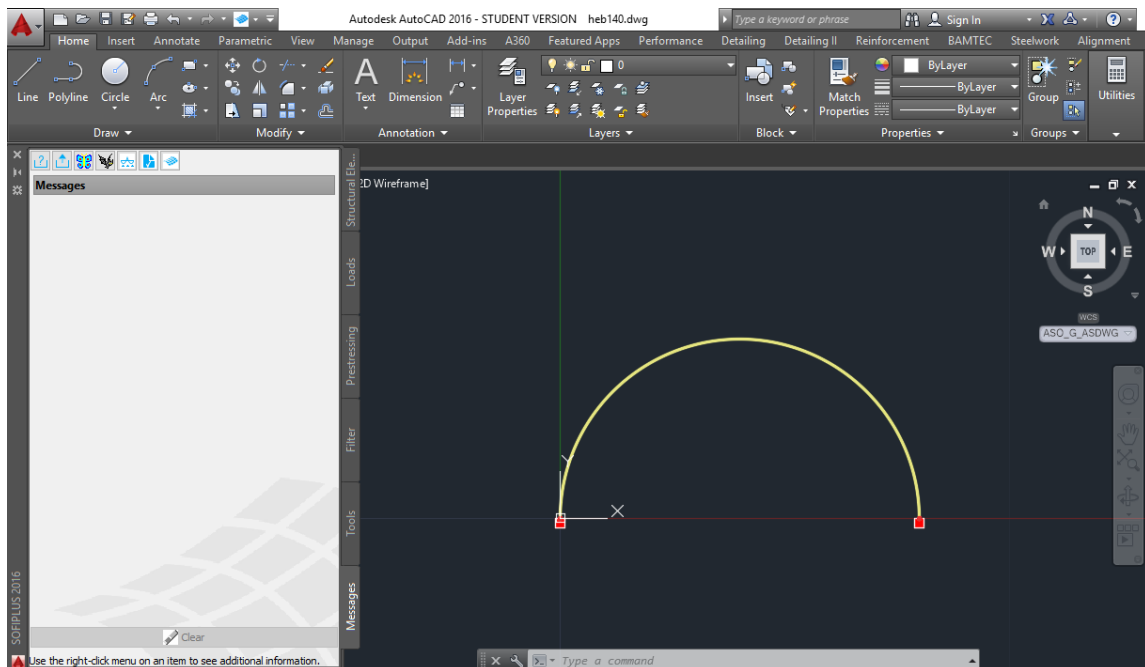
Εικόνα 3.3.3: Χαρακτηριστικά διατομής HEM 120 από το λογισμικό Sofistik



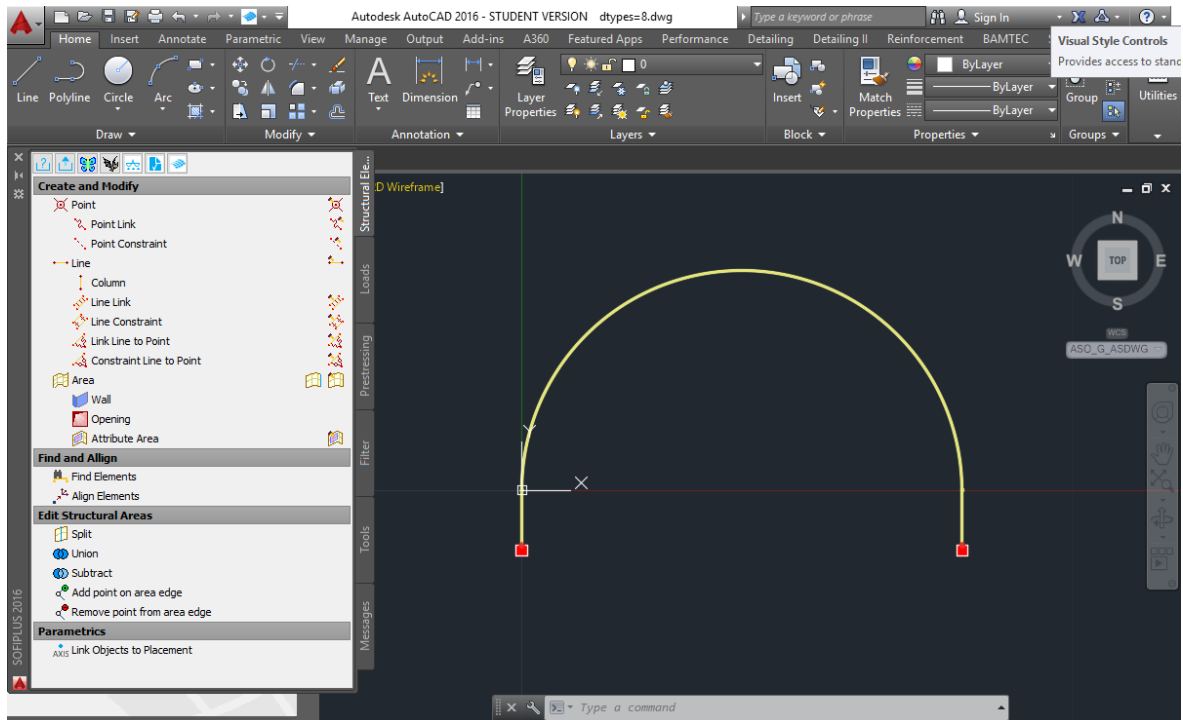
Εικόνα 3.3.4: Χαρακτηριστικά διατομής IPE 120 από το λογισμικό Sofistik

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

Στο γραφικό περιβάλλον του AutoCAD σχεδιάζεται η γεωμετρία του φορέα, ορίζονται τα δομικά στοιχεία, όπως και οι συντοριακές συνθήκες. Η λογική 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. Ακόμα αναφέρεται ότι επιλέχθηκε τετρακομβικός τύπος πεπερασμένων στοιχείων με μέγιστο επιτρεπόμενο μήκος ανά στοιχείο 5cm.



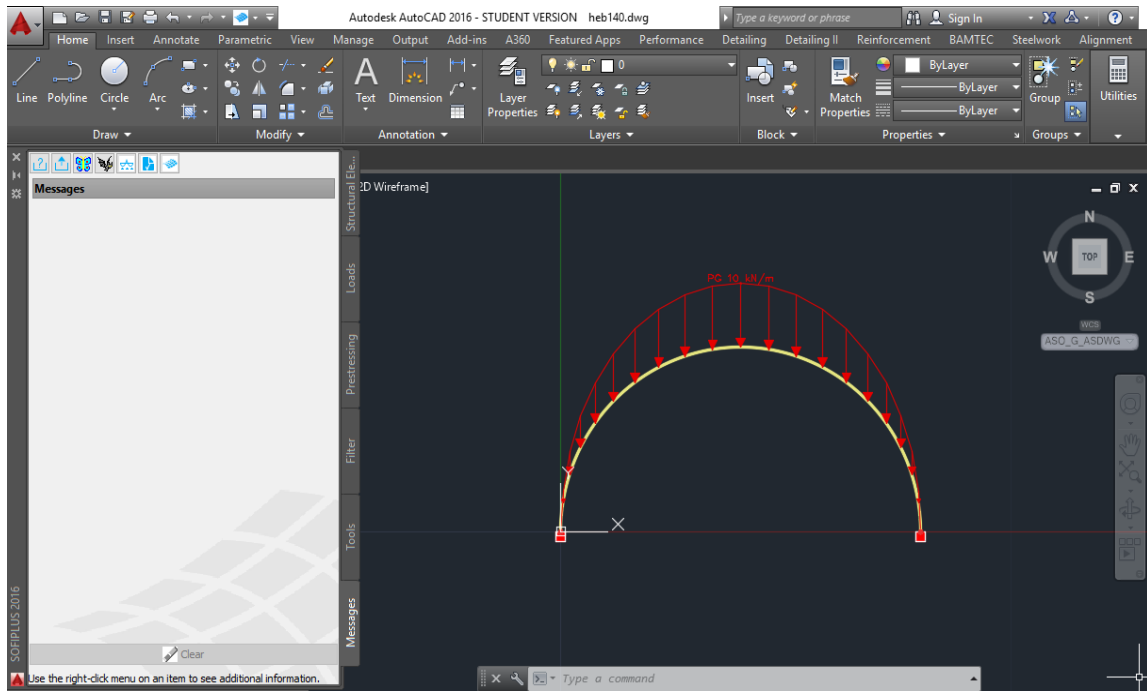
Εικόνα 3.3.5: Απεικόνιση γεωμετρίας φορέα (ημικυκλικό πλαίσιο) στο περιβάλλον του autocad



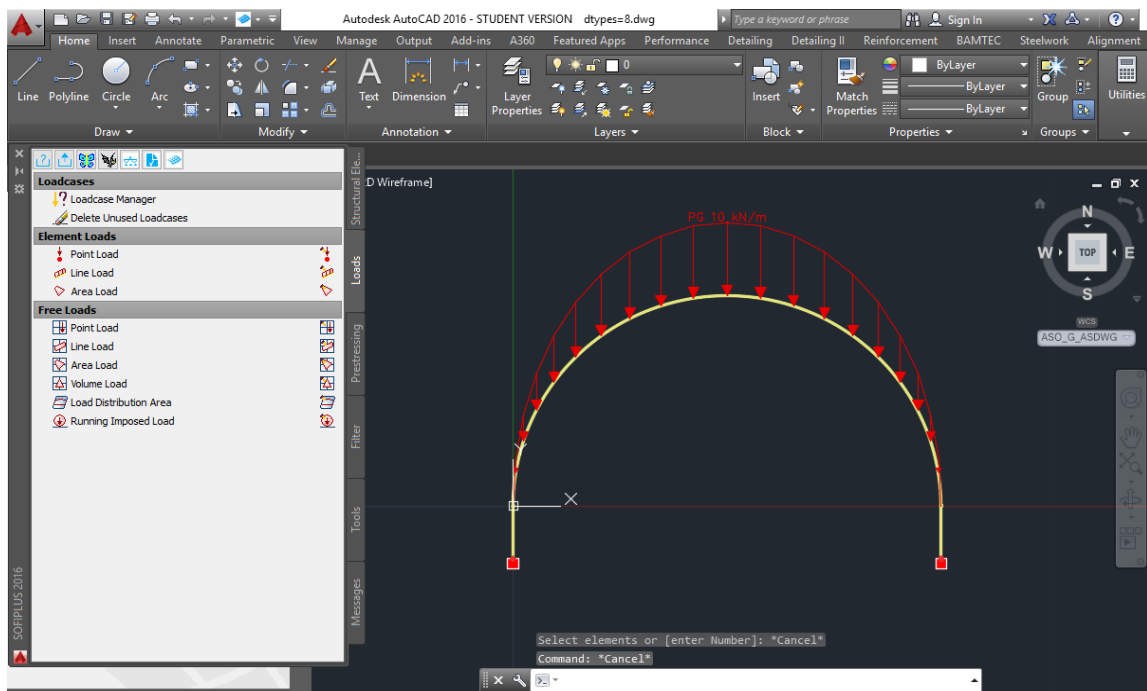
Εικόνα 3.3.6: Απεικόνιση γεωμετρίας φορέα (πλαίσιο με ευθύγραμμα πόδια στο περιβάλλον του autocad

4^ο Στάδιο: Εισαγωγή επιβαλλόμενων φορτίων

Στο γραφικό περιβάλλον του AutoCAD επιβάλλεται ημιτονοειδής φόρτιση (κατανομή curve) με κατακόρυφο προσανατολισμό ως προς την επιφάνεια (load in gravity direction) και η μέγιστη τιμή εμφανίζεται στο μέσο του φορέα (quadratic load: in the middle). Επισημαίνεται πως στην παραπάνω επιβαλλόμενη φόρτιση συμπεριλαμβάνεται το ίδιο βάρος της κατασκευής.



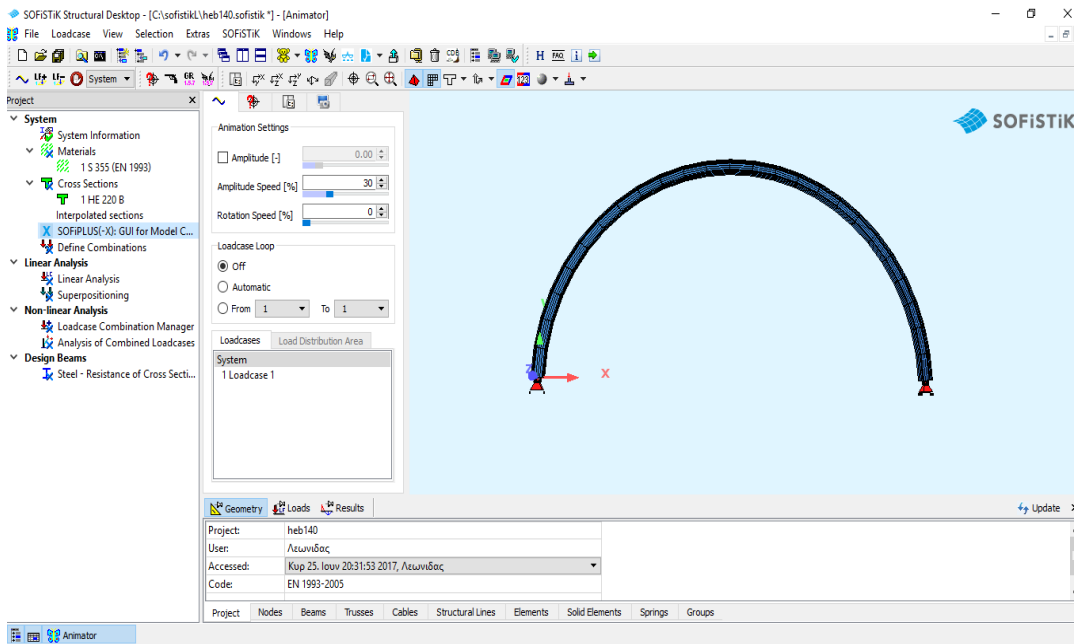
Εικόνα 3.3.7: Απεικόνιση φορέα και επιβολή ημιτονοειδούς μορφής φορτίου στο περιβάλλον του autocad για το ημικυκλικό τύπο πλαισίου



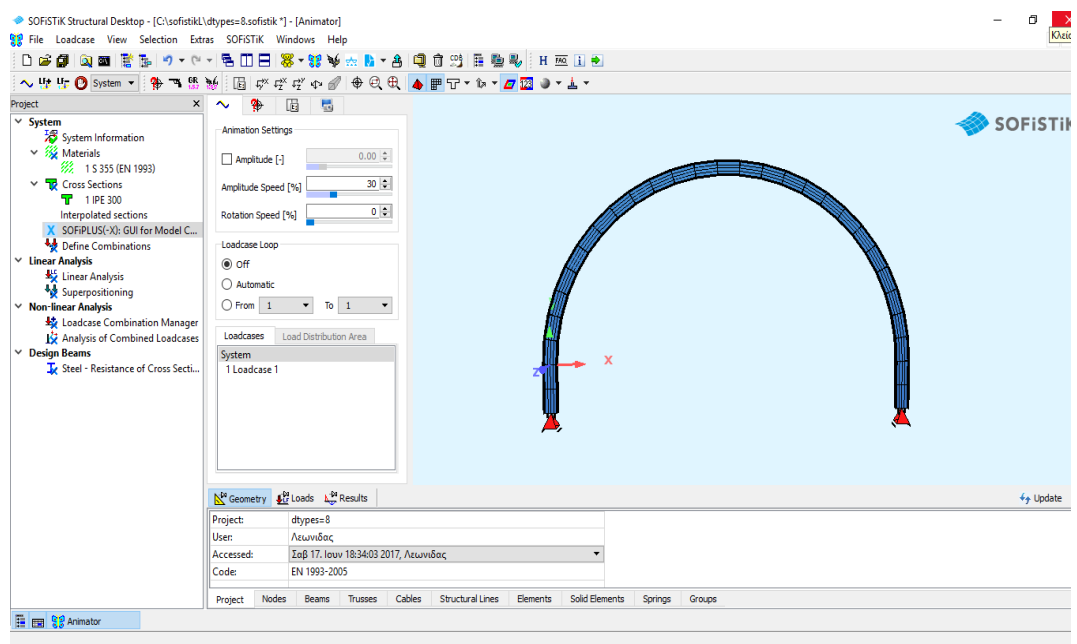
Εικόνα 3.3.8: Απεικόνιση φορέα και επιβολή ημιτονοειδούς μορφής φορτίου στο περιβάλλον του autocad για το τύπο πλαισίου με τα ευθύγραμμα πόδια

5^ο 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, τέμνουσας και ροπής.



Εικόνα 3.3.9: Εξαγωγή του φορέα (ημικυκλικό πλαίσιο) από το περιβάλλον του autocad στο λογισμικό Sofistik

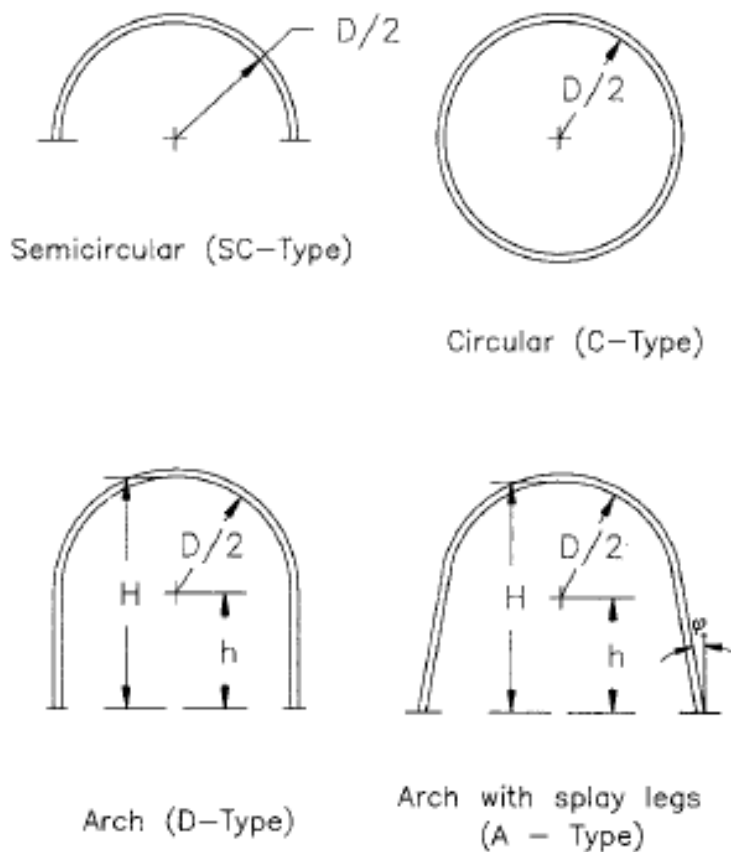


Εικόνα 3.3.10: Εξαγωγή του φορέα (τύπος πλαισίου με ευθύγραμμα πόδια) από το περιβάλλον του autocad στο λογισμικό Sofistik

4: Ανάλυση και μελέτη της φέρουσας ικανότητας δύο τύπων μεταλλικών πλαισίων

4.1 Τύποι γεωμετρίας μεταλλικών τόξων

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 παρακάτω σχήματα μεταλλικών πλαισίων που χρησιμοποιούνται ευρέως στα υπόγεια έργα:



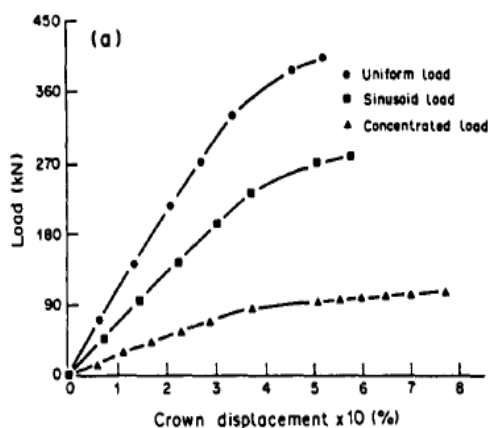
Εικόνα 4.1.1: Τύποι πλαισίων με βάση την γεωμετρία τους

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκαν οι τρεις από τους παραπάνω τύπους και συγκεκριμένα ο ημικυκλικός (SC - type), ο κυκλικός (C - type) και ο καμπύλος με ευθύγραμμα πόδια (D - type).

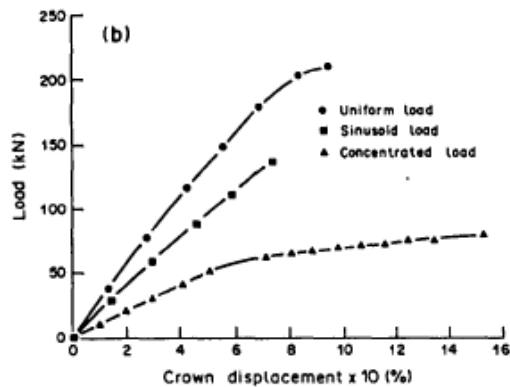
4.2 Κατανομή φορτίσεων στα μεταλλικά πλαίσια

Ένα από τα σημαντικότερα θέματα που εμφανίζεται κατά το σχεδιασμό της υποστήριξης των υπογείων ανοιγμάτων είναι το είδος της κατανομής των φορτίων που επιβάλλεται στο πλαίσιο. Γενικά, είναι γνωστό πως η κατανομή των πιέσεων εξαρτάται από την γεωμετρία του ανοίγματος σε συνδυασμό με το είδος της βραχώμαζας. 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 βραχώμαζας. 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 στην κορυφή του πλαισίου. Μια λογική κατανομής τέτοιου είδους είναι η ημιτονοειδής, η οποία επιβλήθηκε στα μεταλλικά πλαίσια στην παρούσα εργασία.

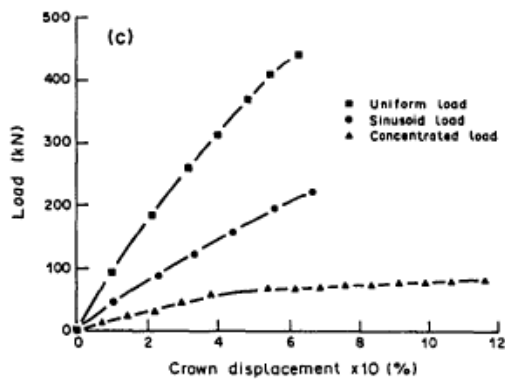
Σύμφωνα με δοκιμές που έχουν γίνει παλαιότερα κατά την μελέτη των επιβαλλόμενων φορτίσεων σε μεταλλικά τόξα, έχουν προκύψει τα παρακάτω συμπεράσματα. Πιο συγκεκριμένα, εξετάστηκε η απόκριση των πλαισίων κάτω από την επιβολή τριών διαφορετικών κατανομών, όπως είναι η επιβολή συγκεντρωμένου φορτίου, ομοιόμορφα 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. Και οι τρεις αυτές κατανομές επιβλήθηκαν στους τρεις τύπους πλαισίων που αναφέρθηκαν προηγουμένως και συγκεκριμένα στο ημικυκλικό (SC - type), στο καμπύλο με ευθύγραμμα πόδια (D - type), όπως και με κεκλιμένα πόδια (A - type). Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν οι παρακάτω γραφικές απεικονίσεις.



Εικόνα 4.2.1: Απόδοση διαφορετικών ειδών φόρτισης στο φορτίο αντοχής της υποστήριξης (CS-type) Mitri and Hassani 1990



Εικόνα 4.2.2: Απόδοση διαφορετικών ειδών φόρτισης στο φορτίο αντοχής της υποστήριξης (D-type) Mitri and Hassani 1990



Εικόνα 4.2.3: Απόδοση διαφορετικών ειδών 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 απόκρισή 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 τη πρόκληση των μικρότερων δυνατών παραμορφώσεων. Συνεπώς η ημιτονοειδής αποτελεί τη βέλτιστη λύση σχεδιασμού και προτιμάται κατά τη μελέτη και το σχεδιασμό των σηράγγων.

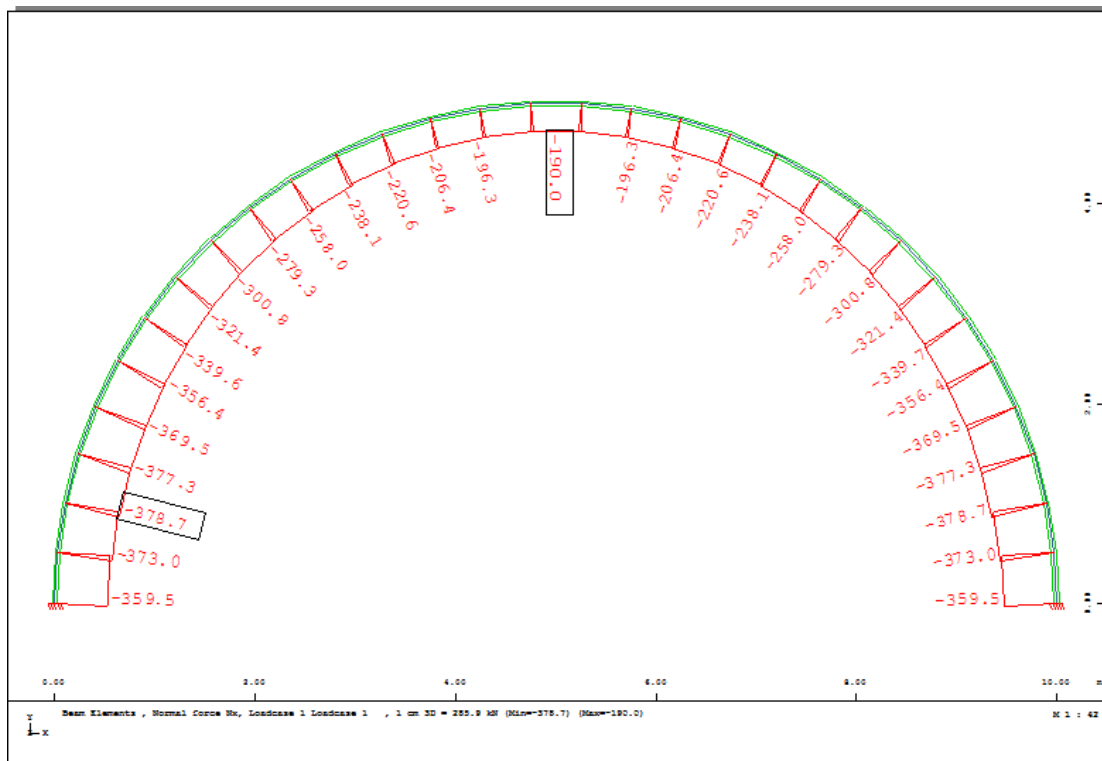
4.3 Ανάλυση και μελέτη της φέρουσας ικανότητας του ημικυκλικού πλαισίου (CS – type)

4.3.1 Γραμμική ανάλυση και υπολογισμός του φορτίου αντοχής του φορέα

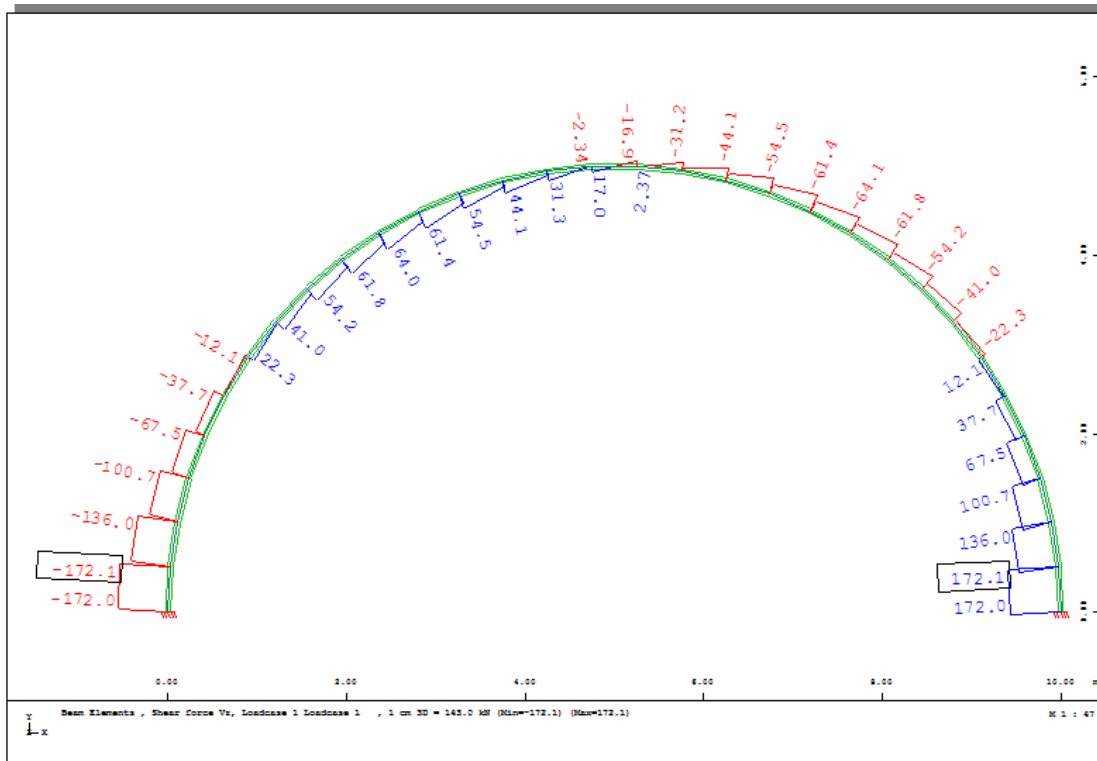
Όπως έχει αναφερθεί προηγουμένως στο Κεφάλαιο 3 η προσομοίωση των μεταλλικών πλαισίων πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό SOFISTIK, λαμβάνοντας υπόψη όλες τις απαραίτητες παραμέτρους σχετικά με τη γεωμετρία, αλλά και τις κατασκευαστικές προδιαγραφές του εκάστοτε φορέα. Αφού ολοκληρώθηκε η προσομοίωση του κάθε φορέα, ακολούθησε η γραμμική ανάλυση αυτού και συνεπώς η εξαγωγή των διαγραμμάτων M,V,N, καθώς και των μετατοπίσεων του εκάστοτε φορέα για περαιτέρω μελέτη της κατασκευής.

Μετά από την δοκιμαστική μέθοδο εφαρμογής φορτίων, το φορτίο που προϋποθέτει την επάρκεια της διατομής είναι $P= 67\text{KN/m}$. Παρακάτω, παρουσιάζεται αναλυτικά η μεθοδολογία που εφαρμόστηκε ώστε να καταλήξουμε στο συγκεκριμένο φορτίο.

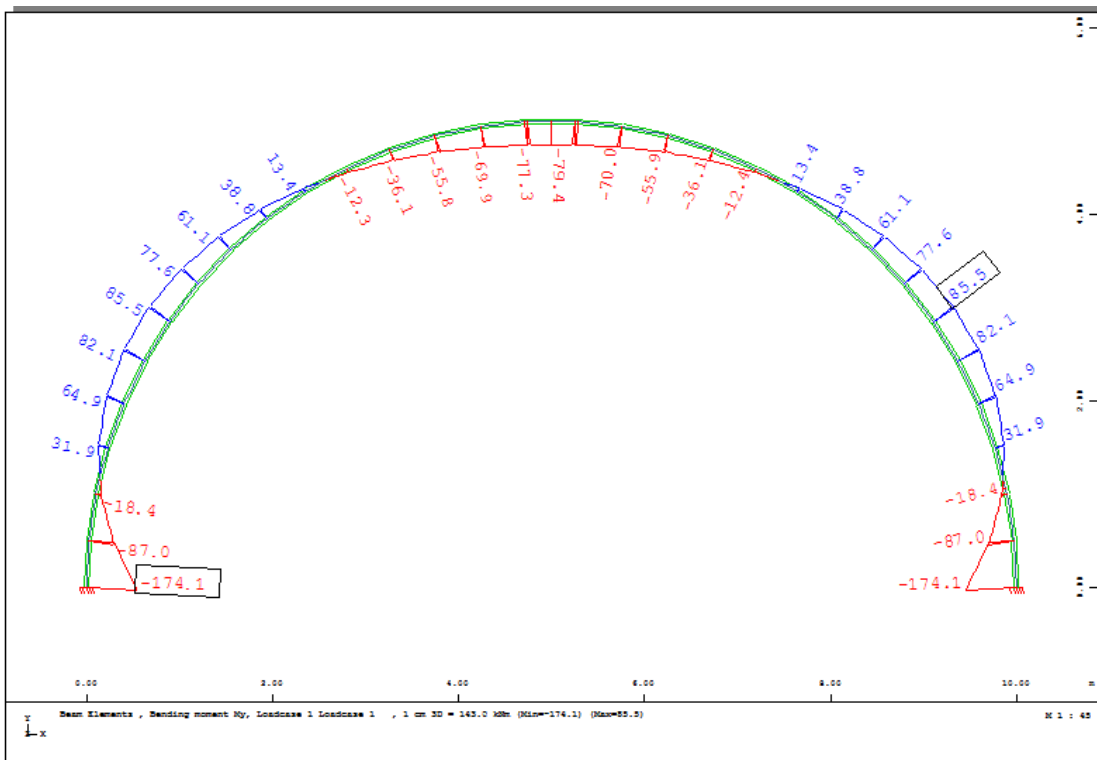
Ενδεικτικά για τον ημικυκλικό τύπο πλαισίου, με άνοιγμα 10 μέτρων και διατομή HEB 200 παρουσιάζονται παρακάτω τα διαγράμματα M,V,N για μέγιστη τιμή φορτίου στη στεφάνη $P=67\text{KN/m}$ και στη συνέχεια σύμφωνα με τις εξισώσεις του Ευρωκώδικα 3 υπολογίζεται το φορτίο αντοχής του φορέα.



Εικόνα 4.3.1.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_x για φορτίο $P=67\text{KN/m}$



Εικόνα 4.3.1.2: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z για φορτίο $P=67\text{KN/m}$



Εικόνα 4.3.1.3: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y για φορτίο $P=67\text{KN/m}$

Η μελέτη της ευστάθειας του εκάστοτε φορέα έγινε με βάση τις εξισώσεις που προβλέπει ο Ευρωκώδικας EC3 (Κεφάλαιο 2.13.2) για τις μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών όπως προκύπτουν από τα διαγράμματα M,V,N.

- Έλεγχος σε θλίψη

Από το διάγραμμα των αξονικών δυνάμεων προκύπτει $\max N = 378,7 \text{KN}$. Με βάση αυτή την τιμή εφαρμόζεται το παρακάτω κριτήριο.

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

$$N_{Ed} = 378,7 \text{KN}$$

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

- Έλεγχος σε διάτμηση

Από το διάγραμμα των τεμνουσών δυνάμεων προκύπτει $\max V = 172,1 \text{KN}$. Με βάση αυτή την τιμή εφαρμόζεται το παρακάτω κριτήριο.

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

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

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

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

- Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

Από το διάγραμμα των καμπτικών ροπών προκύπτει $\max M = 174,1 \text{KNm}$. Με βάση αυτή την τιμή εφαρμόζεται το παρακάτω κριτήριο.

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

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

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

- Έλεγχος σε διάτμηση και κάμψη

Σε αυτή τη περίπτωση στο σημείο που επικρατεί μέγιστη ροπή κάμψης ($M_{Ed}=174,1\text{KNm}$) από το διάγραμμα ροπών, ομοίως στο ίδιο σημείο επιλέγουμε την τιμή της τέμνουσας V από το αντίστοιχο διάγραμμα τεμνουσών η οποία στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι η μέγιστη. Οπότε $V_{Ed}=172,1\text{KN}$

Κριτήριο μη σημαντικής διάτμησης:

$V_{Ed} \leq 0,5 * V_{pl,Rd} \Rightarrow 172,1\text{KN} \leq 0,5 * 508,939\text{KN} \Rightarrow 172,1\text{KN} \leq 254,47\text{KN}$, ισχύει και συνεπώς δεν απαιτείται ο έλεγχος για ταυτόχρονη διάτμηση και κάμψη

- Έλεγχος σε κάμψη και αξονική

Στην περίπτωση της αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής στο σημείο που επικρατεί η μέγιστη ροπή κάμψης ($M_{Ed}=214,3\text{KNm}$), επιλέγουμε και την αντίστοιχη αξονική δύναμη N_{Ed} από το διάγραμμα αξονικής δύναμης η οποία στη συγκεκριμένη περίπτωση προκύπτει $N_{Ed}=359,5\text{KN}$

Κριτήριο για μη απαίτηση της μείωσης της αντοχής σε κάμψη:

$N_{Ed} \leq \min \{0,5 * N_{pl,w,Rd}, 0,25 * N_{pl,Rd}\} \Rightarrow \min \{0,5 * 543,15, 0,25 * 2771,84\} = \min \{271,575, 692,96\} = 271,575 \Rightarrow 359,5 \leq 271,575$, δεν ισχύει και συνεπώς απαιτείται ο έλεγχος σε κάμψη και αξονική

αναφέρεται πως:

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

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

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

όπου:

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

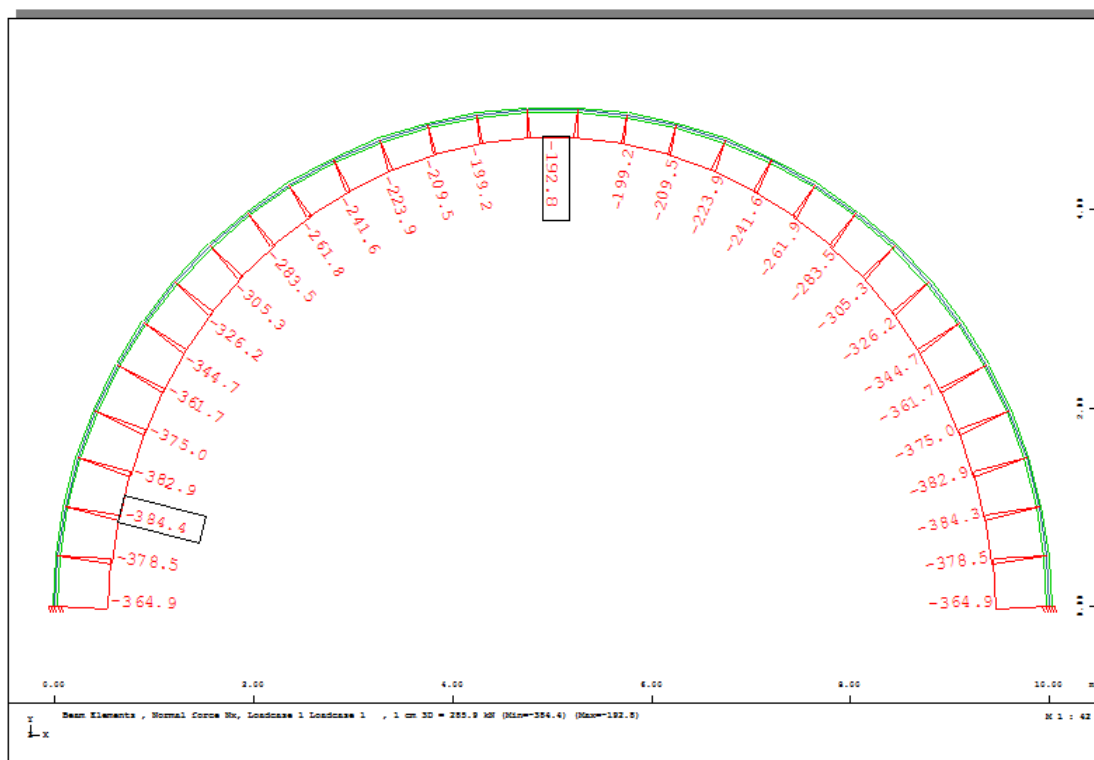
$$a = \min \left[0,5, \frac{A - 2 b * t_f}{A} \right] = \min \left[0,5, \frac{0,007808\text{m}^2 - 2 * 0,2\text{m} * 0,015\text{m}}{0,007808\text{m}^2} \right] = \min[0,5, 0,231557] = 0,231557$$

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

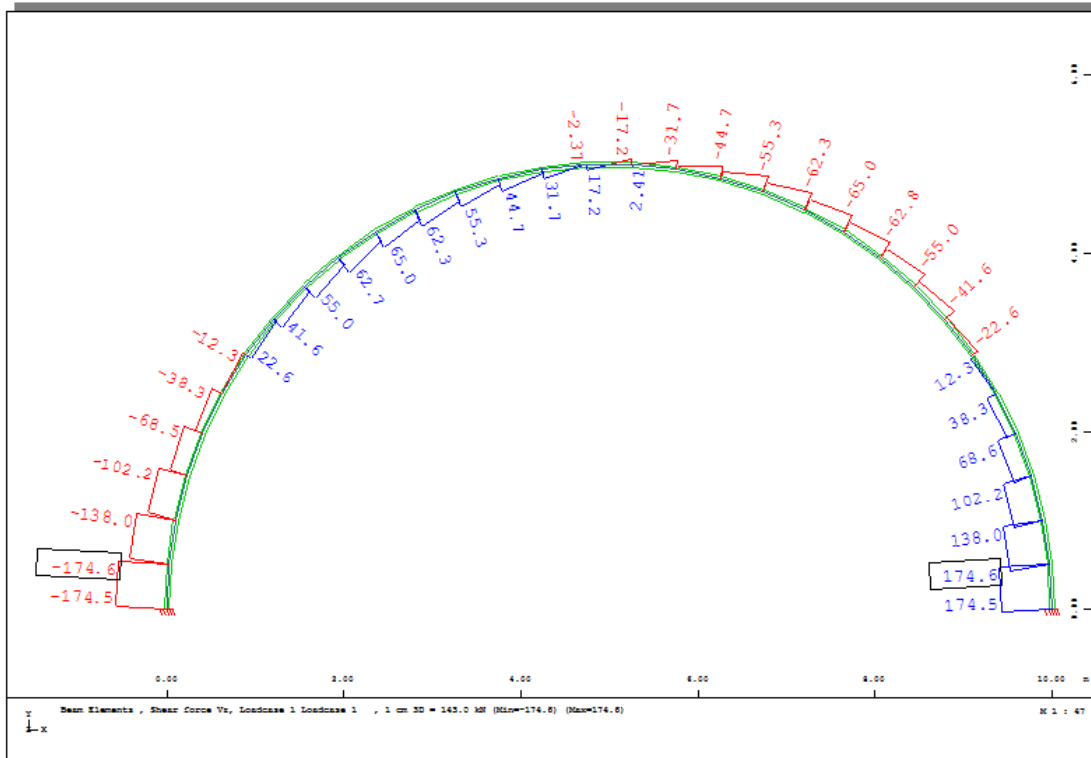
Κριτήριο επάρκειας:

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

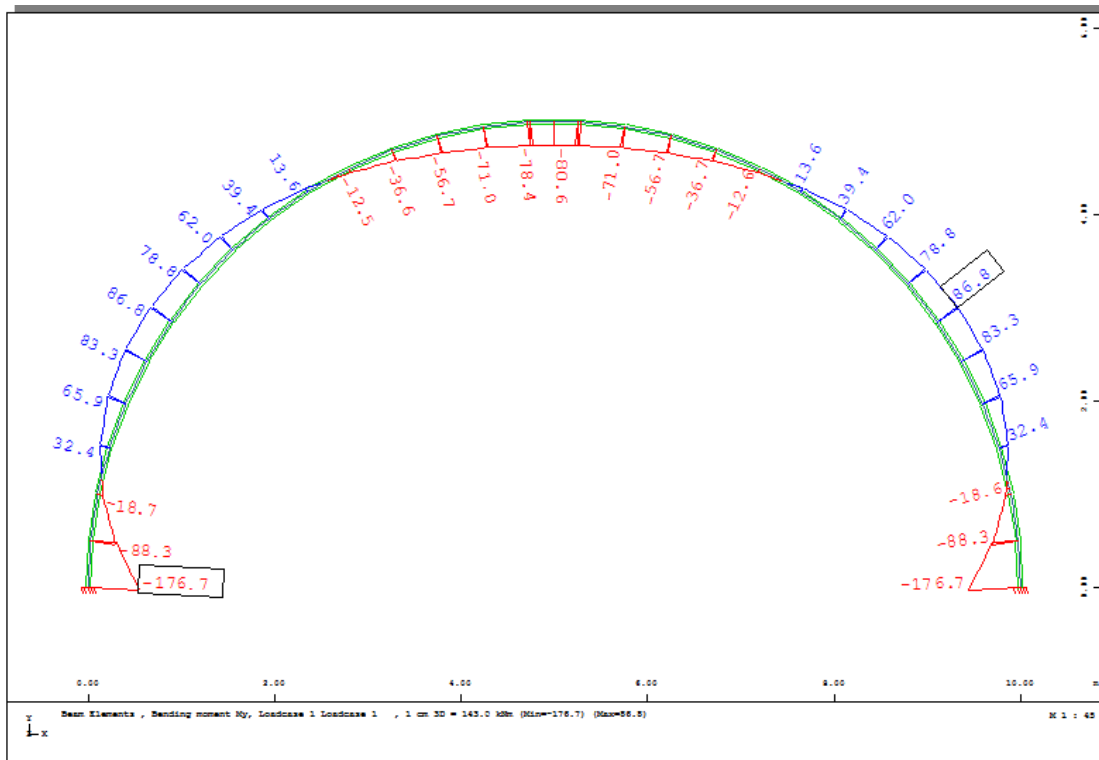
Για φορτίο P= 68KN/m τα αντίστοιχα διαγράμματα N,V,M είναι τα παρακάτω:



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



Εικόνα 4.3.1.5: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z για φορτίο $P=68\text{KN/m}$



Εικόνα 4.3.1.6: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y για φορτίο $P=68\text{KN/m}$

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

Τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη N,V,M προκύπτουν από τα παραπάνω γραφήματα

- Έλεγχος σε θλίψη και κάμψη

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

$$\alpha = 0,231557$$

$$\begin{aligned} M_{N,Rd} &= M_{pl,Rd} * [1 - n] * [1 - 0,5 * \alpha] \\ &= 228,095KNm * [1 - 0,131644] * [1 - 0,5 * 0,231557] = 175,1357KNm \end{aligned}$$

Κριτήριο επάρκειας:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \Rightarrow 176,7 \leq 175,5287KNm, \text{ η διατομή δεν επαρκεί}$$

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 οι ως άνω υπολογισμοί για διάφορες τιμές φορτίων που καθορίστηκαν από δοκιμές.

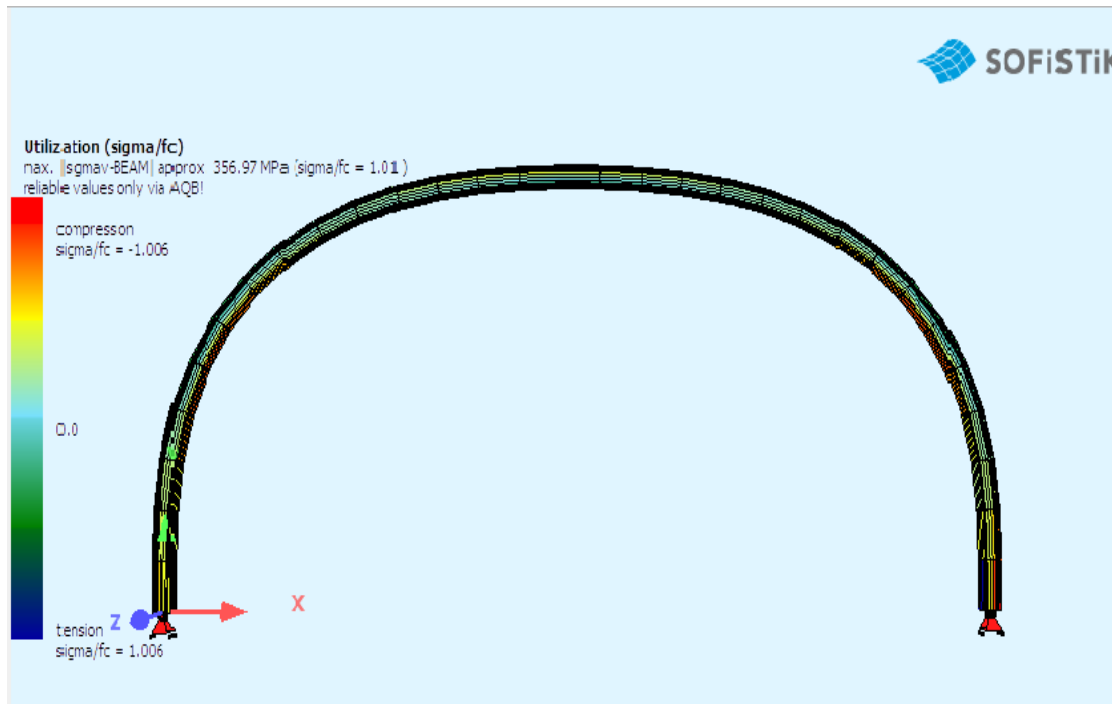
P(KN/m)	Med(KNm)	Ved(KN)	Ned(KN)	Mpl(KNm)	Vpl(KN)	Npl(KN)	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ
50	129,9	128,4	268,3	228,095	508,939	2771,9	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
60	155,9	154,1	322	228,095	508,939	2771,9	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
65	168,9	166,9	348,8	228,095	508,939	2771,9	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	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	f_y (Mpa)	b(m)	d(m)	r(m)	t_f (m)	h_w (m)	t_w (m)	A(m ²)	A _v (m ²)
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

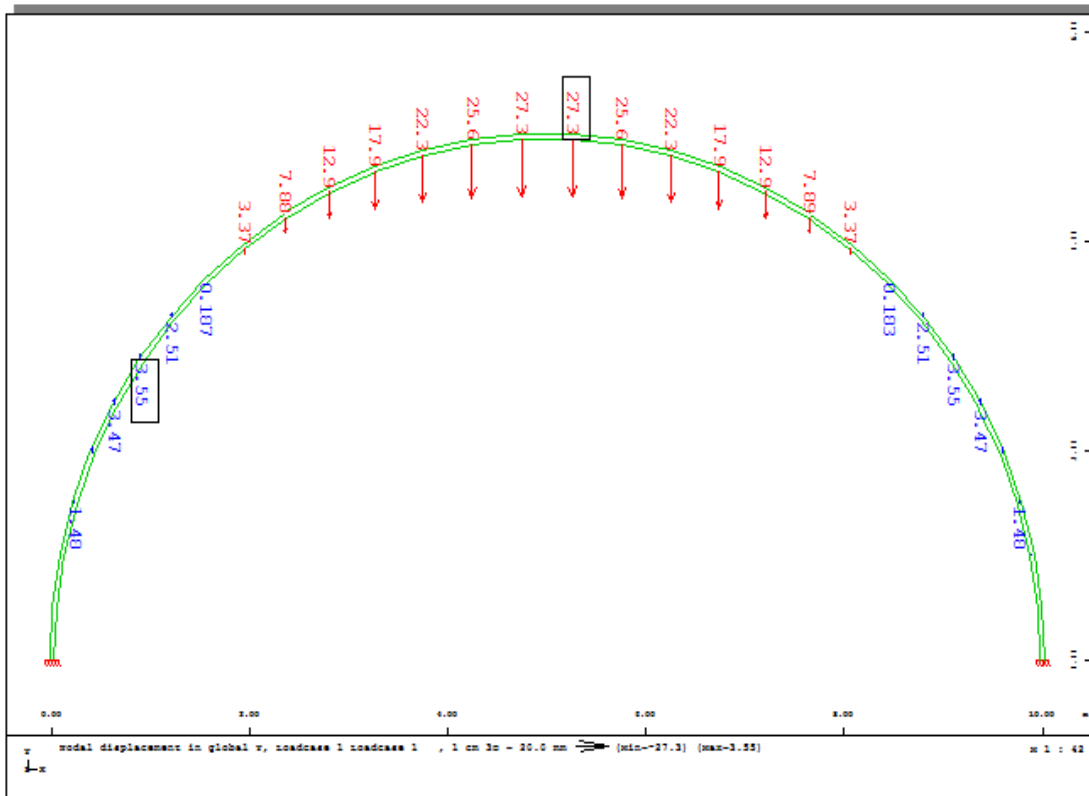
Wply(m3)	Mv,pl(KNm)	η	α	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ-ΑΞΟΝΙΚΗ-ΔΙΑΤΜΗΣΗ	M _{Npl,y} (KNm)
0,0006425	228,095	0,1	0,2	ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙ ΑΠΟΜΟΙΩΣΗ	228,09500
0,0006425	228,095	0,1	0,2	ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	178,25722
0,0006425	228,095	0,1	0,2	ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	176,30720
0,0006425	228,095	0,1	0,2	ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	175,52866
0,0006425	228,095	0,1	0,2	ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ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

4.3.2 Παραμορφωμένος φορέας και αξιολόγηση μέγιστης μετατόπισης με βάση το βέλος κάμψης της δοκού

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.

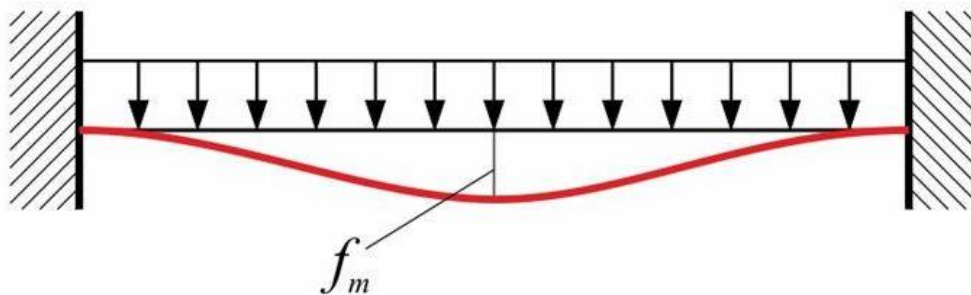


Εικόνα 4.3.2.1: Παραμορφωμένος φορέας για $P=67\text{KN/m}$



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

Σύμφωνα με την μέθοδο Marcus το βέλος κάμψης f_m για μια αμφίπακτη δοκό υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:



Εικόνα 4.3.2.3: Βέλος κάμψης δοκού κατά μέθοδο Marcus

$$f_m = \frac{1}{384} * \frac{p * l^4}{E * I} \quad [4.3.2.1]$$

Όπου:

p: το καταναμημένο φορτίο στην δοκό (KN/m)

l: το μήκος της δοκού (m)

E: μέτρο ελαστικότητας (MPa)

I_y: ροπή αδρανείας (m⁴)

Προκειμένου να υπολογιστεί το βέλος κάμψης σύμφωνα με το παραπάνω τύπο και να είναι δυνατή η σύγκριση με την μέγιστη αναπτυσσόμενη κατακόρυφη μετατόπιση από το λογισμικό Sofistik έγιναν οι παρακάτω παραδοχές:

- Το συνολικό μήκος της δοκού l εξομοιώθηκε με το συνολικό μήκος του φορέα (l= 15,701
- Το φορτίο που ασκείται στην δοκό είναι κατανεμημένο ομοιόμορφα, σε αντίθεση με το ημιτονοειδές φορτίο που ασκείται στο πλαίσιο, με τιμή 67kN/m

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

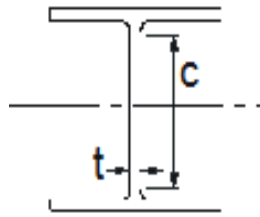
Το βέλος κάμψης που υπολογίστηκε είναι μεγαλύτερο από την μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση του παραπάνω είδους πλαισίου όπως προήλθε από την γραμμική ανάλυση στο λογισμικό Sofistik (27,3mm). Το αποτέλεσμα αυτό είναι λογικό λόγω της διαφορετικής κατανομής της φόρτισης όπως επίσης και της διαφορετικής γεωμετρίας του φορέα. Αρχικά το ημιτονοειδές φορτίο που ασκείται στο πλαίσιο μηδενίζεται στα άκρα του τόξου με αποτέλεσμα η συνολική φόρτιση να είναι αρκετά μικρότερη σε σχέση με το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο. Όσο αναφορά την γεωμετρία του πλαισίου, παρατηρείται πως στο κέντρο του φορέα αναπτύσσεται θλίψη ενώ στα πλαϊνά εφελκυσμός και ως εκ τούτου η κατακόρυφη μετατόπιση που εμφανίζεται στην στεφάνη περιορίζεται.

4.3.3 Κατηγοριοποίηση διατομής με βάση τον Ευρωκώδικα 3

Προκειμένου να ισχύουν οι εξισώσεις του Ευρωκώδικα 3 τις οποίες χρησιμοποιήσαμε παραπάνω έγινε υπόθεση πως η κατηγορία της διατομής ανήκει στην κατηγορία 1 ή 2 καθώς για τις κατηγορίες 3 και 4 εξισώσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη διαφοροποιούνται. Παρακάτω γίνεται αναλυτικά ο υπολογισμός της κατηγορίας διατομής σύμφωνα με το φορτίο αντοχής που προέκυψε από τα παραπάνω για να αποδειχτεί αν ισχύει η παραπάνω υπόθεση ότι δηλαδή η κατηγορία της διατομής είναι 1.

- 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/t_w , όπου t_w είναι το πάχος του κορμού.



Εικόνα 4.3.3.1: Απεικόνιση χαρακτηριστικών διατομής με βάση των EC3

Στην συγκεκριμένη διατομή HEB 200 ισχύει:

$$d = 134\text{mm} \text{ και } t_w = 9\text{mm}$$

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:

$$\sigma_w = \frac{N_{Ed}}{d * t_w} = \frac{359,5 * 10^3 N}{134\text{mm} * 9\text{mm}} = 298,09 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

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

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:

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

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/mm ²) για την κατηγοριοποίηση των διατομών σε ΚΛΑΣΗ 1						
c/t	Τάση διαρροής f_y (N/mm ²)					
	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

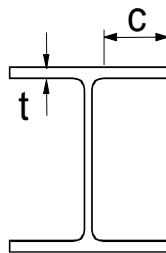
οπότε:

$$\sigma_w < \sigma_{wlim} \Rightarrow 298,09 \frac{N}{mm^2} < 355 \frac{N}{mm^2}$$

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/t_f , όπου t_f είναι το πάχος του πέλματος.



Εικόνα 4.3.3.2: Απεικόνιση χαρακτηριστικών διατομής με βάση τον EC3

Στην συγκεκριμένη διατομή HEB 200 ισχύει:

$$t_f = 15\text{mm}$$

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

Σύμφωνα με τον πίνακα 2.12.2.1 για να ανήκει το πέλμα στην κατηγορία 1 πρέπει να ισχύει:

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

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 πέλαμα της διατομής ανήκει στην κατηγορία 1.

Από τα παραπάνω προκύπτει το συμπέρασμα πως η αρχική υπόθεση της κατηγορίας της διατομής είναι ορθή και η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

4.4 Ανάλυση και μελέτη της φέρουσας ικανότητας του πλαισίου με ευθύγραμμα πόδια (D - type)

4.4.1 Γραμμική ανάλυση και υπολογισμός του φορτίου αντοχής του φορέα

Για το μεταλλικό πλαίσιο με ευθύγραμμα πόδια (D – Type) εφαρμόστηκε η γραμμική ανάλυση και ενδεικτικά παρουσιάζεται το παράδειγμα με διατομή HEB 200 και άνοιγμα με διάμετρο 12 μέτρων. Αξίζει να σημειωθεί ότι σε αυτή την περίπτωση υπάρχει μία πρόσθετη παράμετρος το λ το οποίο αποτελεί την αναλογία του ύψους ποδιού προς το συνολικό ύψος του μεταλλικού πλαισίου και ισούται με:

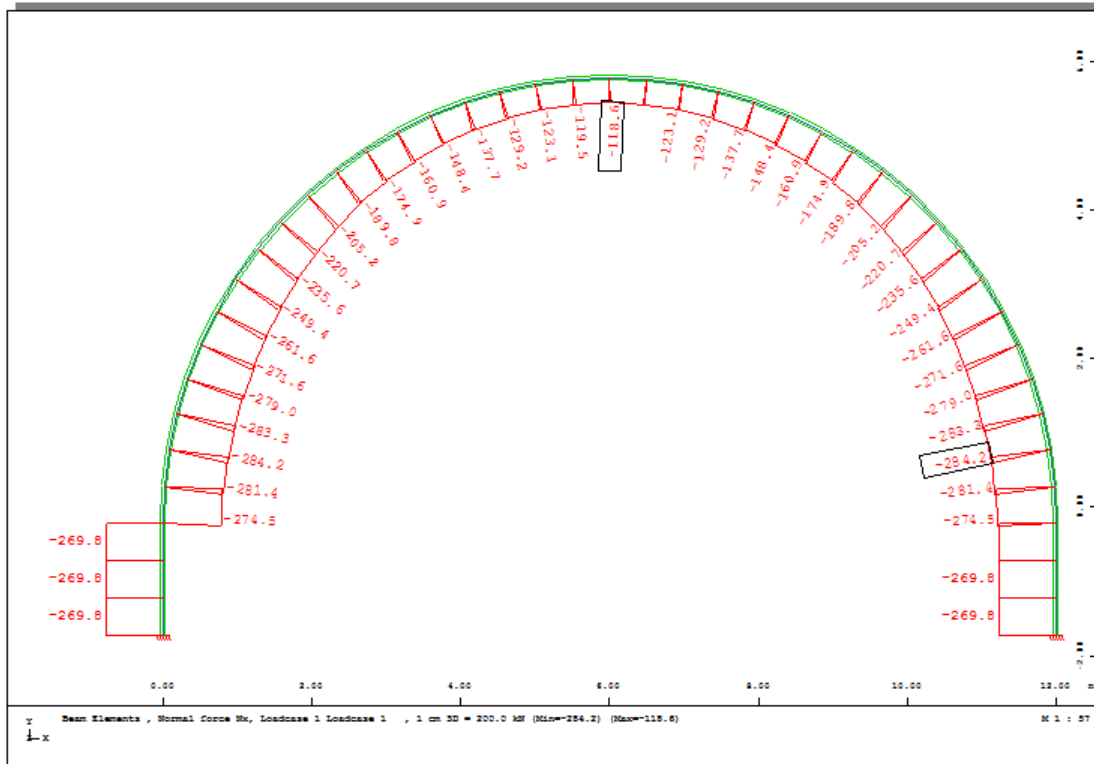
$$\lambda = \frac{h}{h + \frac{D}{2}} \quad [4.4.1.1]$$

Οι αναλύσεις έγιναν για $\lambda=0,2$ και $\lambda=0,4$. Για παράδειγμα για $\lambda=0,2$ προκύπτει ότι:

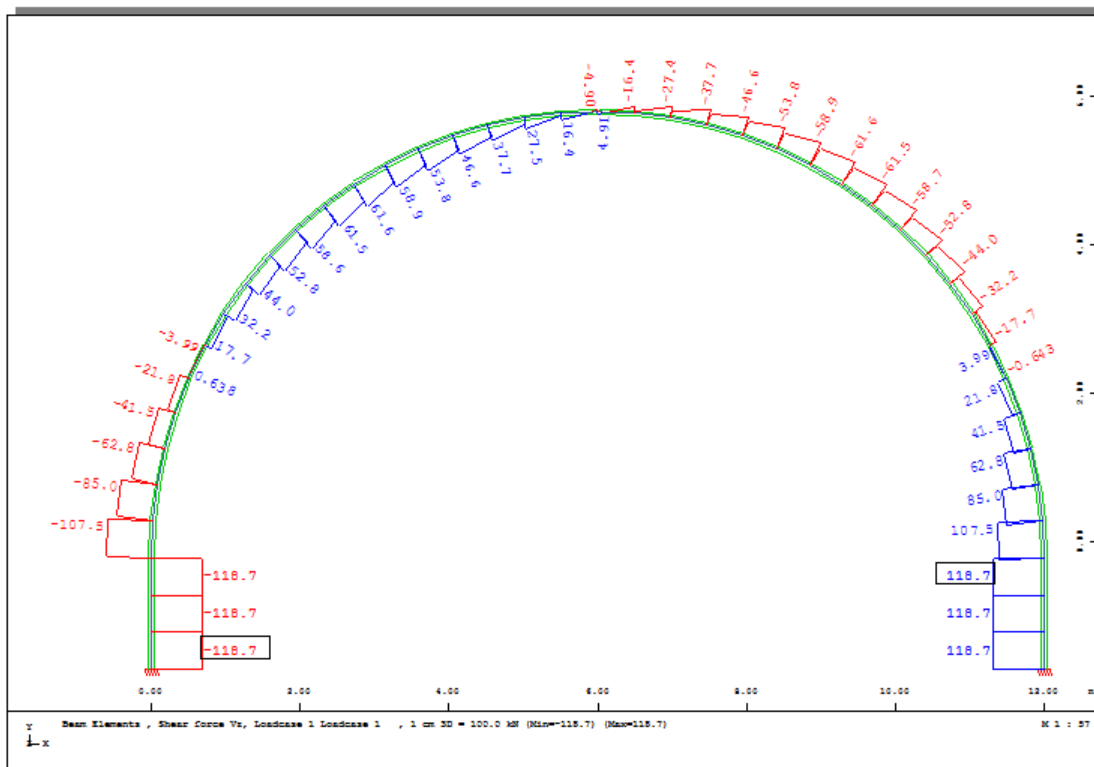
$$\lambda = 0,2 \Rightarrow \frac{h}{h + \frac{D}{2}} = 0,2 \Rightarrow \frac{h}{h + \frac{12}{2}} = 0,2 \Rightarrow h = 1,5m$$

Μετά από την δοκιμαστική μέθοδο εφαρμογής φορτίων το φορτίο που προϋποθέτει την επάρκεια της διατομής είναι $P= 43KN$. Παρακάτω, παρουσιάζεται αναλυτικά η μεθοδολογία που εφαρμόστηκε ώστε να καταλήξουμε στο συγκεκριμένο φορτίο.

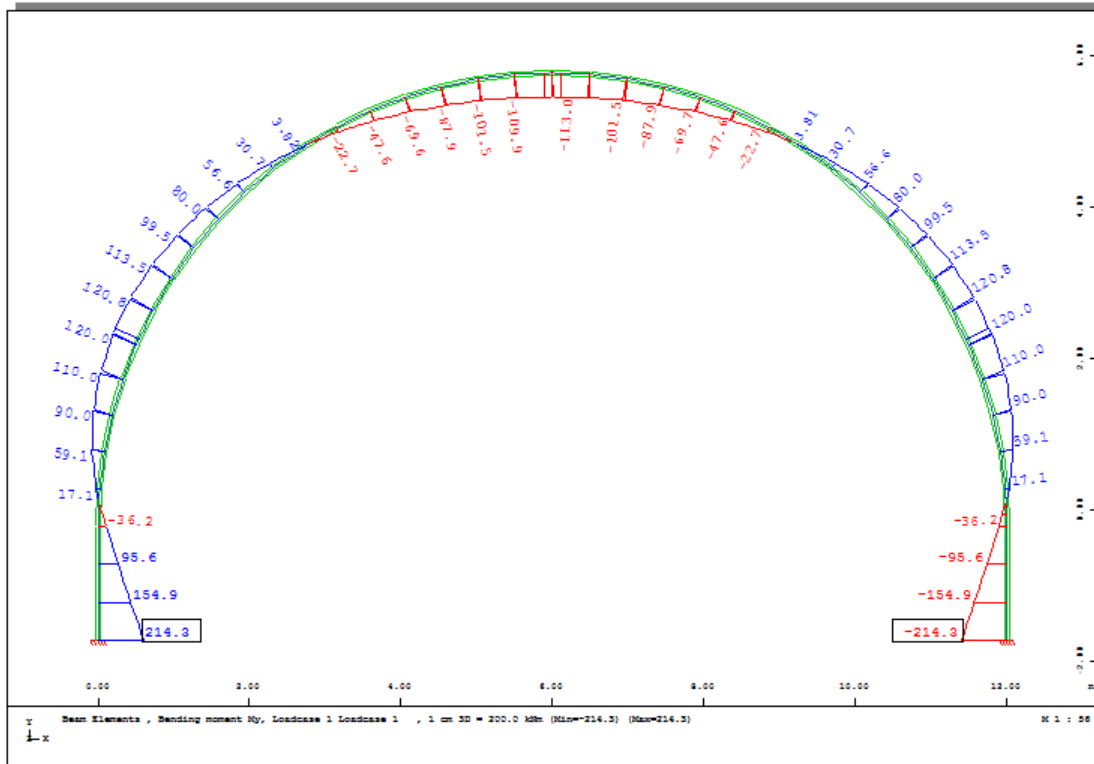
Αρχικά, μέσω του προγράμματος SOFISTIK εξήχθησαν τα παρακάτω διαγράμματα N,V,M για το φορτίο των 43KN τα οποία απεικονίζονται στις παρακάτω εικόνες.



Εικόνα 4.4.1.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_x για φορτίο $P=43\text{KN/m}$



Εικόνα 4.1.1.2: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z για $P=43\text{KN/m}$



Εικόνα 4.1.1.3: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y για φορτίο $P=43\text{KN/m}$

Όπως προηγουμένως η μελέτη της ευστάθειας του εκάστοτε φορέα έγινε με βάση τις εξισώσεις που προβλέπει ο Ευρωκώδικας EC3 (Κεφάλαιο 2.13.2) για τις μέγιστες τιμές που προκύπτουν από τα διαγράμματα M, V, N .

- Έλεγχος σε θλίψη

Από το διάγραμμα των αξονικών δυνάμεων προκύπτει $\max N = 284,2\text{KN}$. Με βάση αυτή την τιμή εφαρμόζεται το παρακάτω κριτήριο.

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

$$N_{Ed} = 284,2\text{KN}$$

$$N_{Ed} < N_{C,Rd} \Rightarrow 284,2 < 2771,84, \text{ η διατομή επαρκεί}$$

- Έλεγχος σε διάτμηση

Από το διάγραμμα των τεμνουσών δυνάμεων προκύπτει $\max V = 118,7\text{KN}$. Με βάση αυτή την τιμή εφαρμόζεται το παρακάτω κριτήριο.

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

όπου:

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

$$V_{Ed} = 118,7KN$$

$$V_{Ed} < V_{C,Rd} \Rightarrow 118,7KN < 508,939KN, \text{ η διατομή επαρκεί}$$

- Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

Από το διάγραμμα των καμπτικών ροπών προκύπτει $\max M = 214,9KN$. Με βάση αυτή την τιμή εφαρμόζεται το παρακάτω κριτήριο.

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

$$M_{Ed} = 214,9KNm$$

$$M_{Ed} < M_{C,Rd} \Rightarrow 214,9KN < 228,095KN, \text{ η διατομή επαρκεί}$$

- Έλεγχος σε διάτμηση και κάμψη

Σε αυτή τη περίπτωση στο σημείο που επικρατεί μέγιστη ροπή κάμψης ($M_{Ed} = 214,3KNm$) από το διάγραμμα ροπών, ομοίως στο ίδιο σημείο επιλέγουμε την τιμή της τέμνουσας V από το αντίστοιχο διάγραμμα τεμνουσών η οποία στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι η μέγιστη. Οπότε $V_{Ed} = 118,7KN$

Κριτήριο μη σημαντικής διάτμησης:

$$V_{Ed} \leq 0,5 * V_{pl,Rd} \Rightarrow 118,7KN \leq 0,5 * 508,939KN \Rightarrow 118,7KN \leq 254,47KN, \text{ ισχύει}$$

οπότε δεν απαιτείται ο έλεγχος για ταυτόχρονη διάτμηση και κάμψη.

- Έλεγχος σε κάμψη και αξονική

Στην περίπτωση της αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής στο σημείο που επικρατεί η μέγιστη ροπή κάμψης ($M_{Ed} = 214,3KNm$), επιλέγουμε και την αντίστοιχη αξονική δύναμη N_{Ed} από το διάγραμμα αξονικής δύναμης η οποία στη συγκεκριμένη περίπτωση βρίσκεται στα σημεία πάκτωσης του μεταλλικού πλαισίου και είναι $N_{Ed} = 269,8KN$

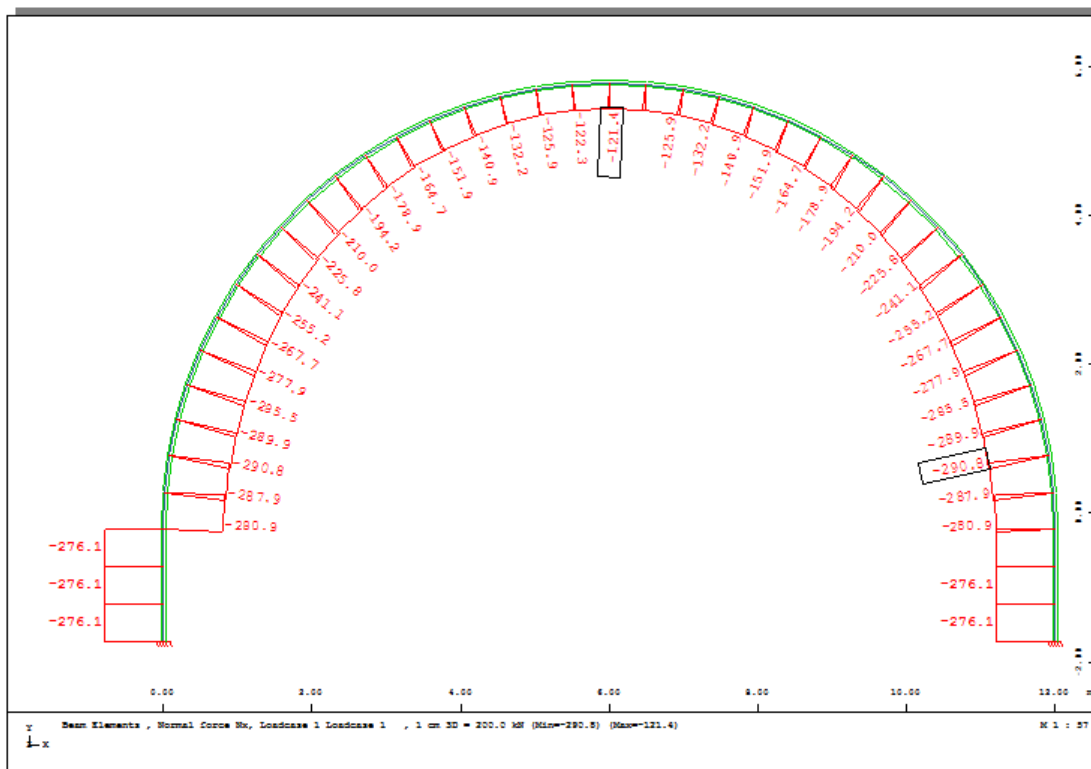
Κριτήριο για μη απαίτηση της αντοχής σε κάμψη

$N_{Ed} \leq \min \{0,5 * N_{pl,w,Rd}, 0,25 * N_{pl,Rd}\} \Rightarrow N_{Ed} \leq \min \{0,5 * 543,15, 0,25 * 2771,84\} =$
 $\min \{271,575, 692,96\} = 271,575 \text{KN} \Rightarrow 269,8 \text{KN} \leq 271,575 \text{KN},$ ισχύει και επομένως δεν
 απαιτείται απομείωση της ροπής.

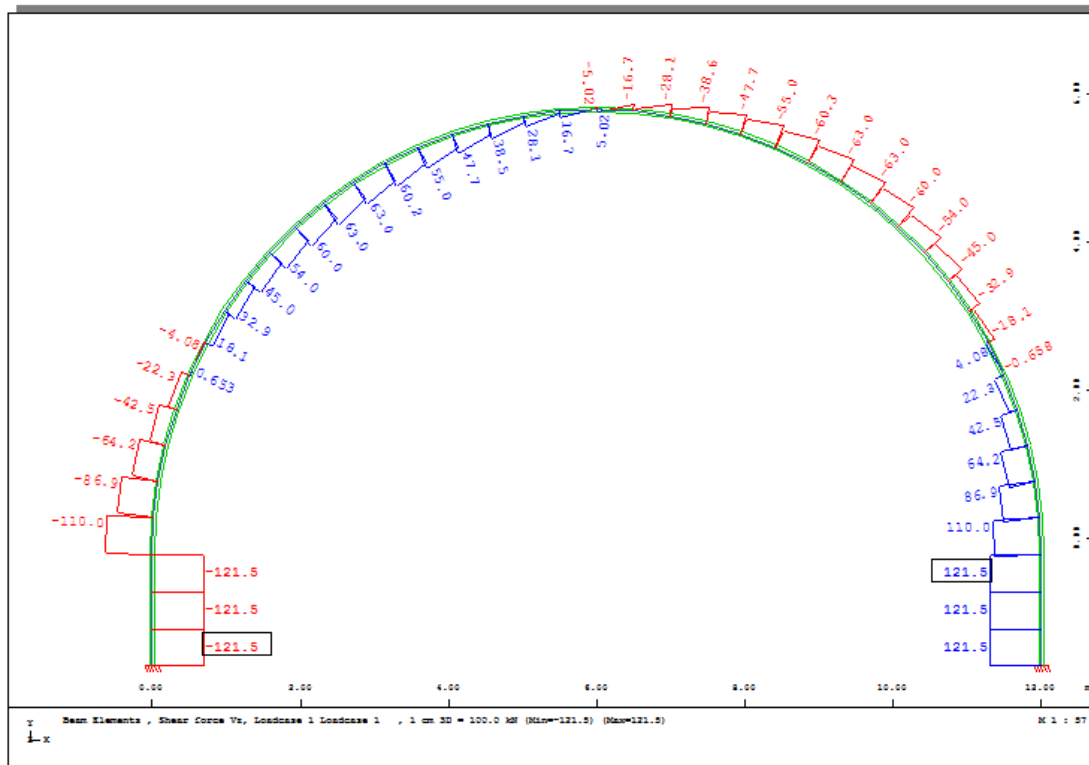
αναφέρεται ότι:

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

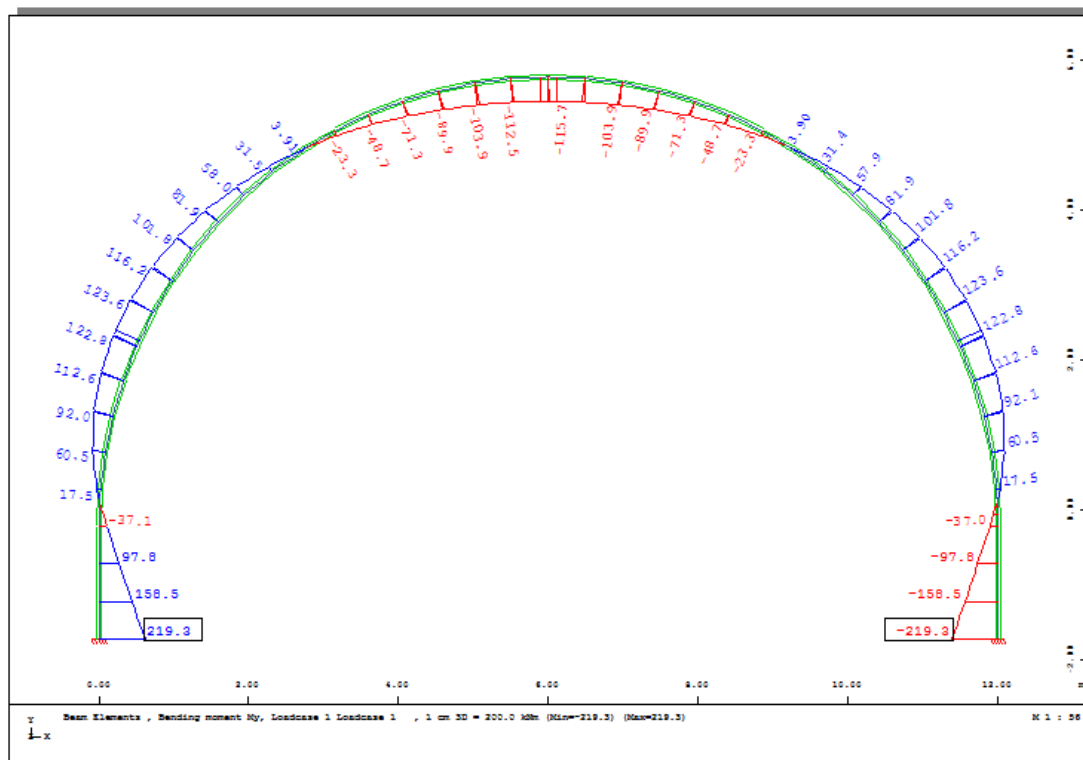
Για φορτίο P= 44KN/m τα αντίστοιχα διαγράμματα N,V,M είναι τα παρακάτω:



Εικόνα 4.1.1.4: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_x για φορτίο P= 44KN/m



Εικόνα 4.1.1.5: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z για φορτίο $P=44\text{KN/m}$



Εικόνα 4.1.1.6: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων M_y για φορτίο $P= 44\text{KN/m}$

Ομοίως όπως προηγουμένως για φορτίο 44kN η διατομή επαρκεί σε θλίψη, τέμνουσα κάμψη καθώς και στον συνδυασμό τέμνουσας και κάμψης. Ωστόσο, για τον έλεγχο της συνδυασμένης φόρτισης σε κάμψη και αξονική δύναμη ισχύουν τα εξής:

Από τα παραπάνω διαγράμματα για P= 44kN τα εντατικά μεγέθη είναι τα εξής:

$$N_{Ed} = 276,1 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 121,5 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 219,3 \text{ kNm}$$

- Έλεγχος σε κάμψη και αξονική

Κριτήριο για μη απαίτηση της αντοχής σε κάμψη

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

$$\min \{271,575, 692,96\} = 271,575 \text{ kN} \Rightarrow 276,1 \text{ kN} \leq 271,575 \text{ kN}, \text{ το οποίο δεν ισχύει και}$$

 επομένως απαιτείται απομείωση της ροπής.

αναφέρεται ότι:

$$N_{pl,w,Rd} = \frac{(h_w * t_w) f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(0,17 * 0,009) * 355 * 10^3 \text{ kPa}}{1,0} = 543,15 \text{ kN}$$

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

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

όπου:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{276,1}{2771,84} = 0,099607$$

$$a = \min \left[0,5, \frac{A - 2 b * t_f}{A} \right] = \min \left[0,5, \frac{0,007808 \text{ m}^2 - 2 * 0,2 \text{ m} * 0,015 \text{ m}}{0,007808 \text{ m}^2} \right] =$$

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

Άρα:
$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} * [1 - n] * [1 - 0,5 * a] = 228,095 \text{ kNm} * [1 - 0,099607] *$$

$$[1 - 0,5 * 0,231557] = 181,597 \text{ kNm}$$

Κριτήριο επάρκειας:

$MEd \leq MN,Rd \Rightarrow 219,3 \leq 181,597KNm$, η διατομή δεν επαρκεί

Επομένως η διατομή δεν επαρκεί για φορτίο 44KN/m. Οπότε το φορτίο αντοχής της υποστήριξης είναι 43KN/m.

Παρακάτω απεικονίζεται αναλυτικά το φύλλο excel με βάση το οποίο έγιναν οι παραπάνω υπολογισμοί με βάση τα διάφορα φορτία που υπολογίστηκαν με δοκιμές.

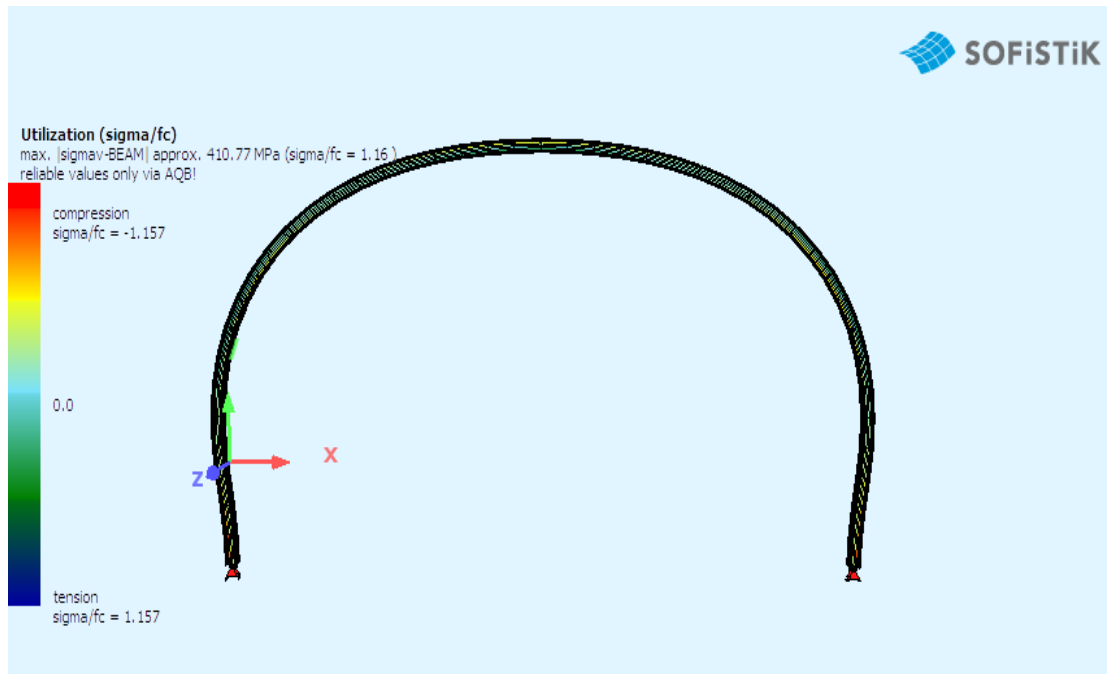
P(KN/m)	Med(KNm)	Ved(KN)	Ned(KN)	Mpl(KNm)	Vpl(KN)	Npl(KN)	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΗ
35	184,4	102,1	232,2	228,095	508,939	2771,88	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
40	199,3	110,4	251	228,095	508,939	2771,88	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
43	214,3	118,7	269,8	228,095	508,939	2771,88	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
45	224,2	124,2	282,4	228,095	508,939	2771,88	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ
44	219,3	121,5	276,1	228,095	508,939	2771,88	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ	ΕΠΑΡΚΕΙ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ρ	ρ	fy (Μpa)	b (m)	d (m)	r (m)	tf (m)	hw (m)	tw(m)	A (m2)	AV(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

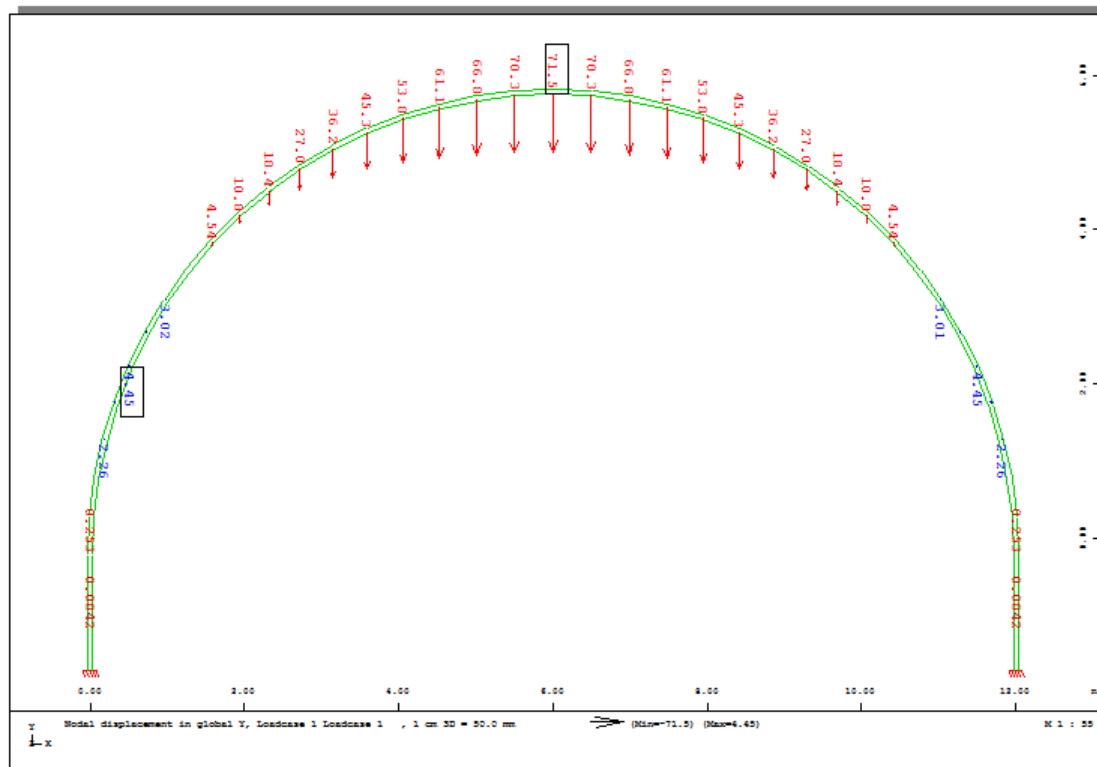
Wply (m3)	Mv,pl (KNm)	η	α	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ-ΑΞΟΝΙΚΗ-ΔΙΑΤΜΗΣΗ	MNpl,y (KNm)
0,0006425	228,095	0,08377	0,231557	ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙΑΠΟΜΟΙΩΣΗ	184,7912135
0,0006425	228,095	0,090552	0,231557	ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙΑΠΟΜΟΙΩΣΗ	183,4232952
0,0006425	228,095	0,097335	0,231557	ΔΕΝ ΧΡΕΙΑΖΕΤΑΙΑΠΟΜΟΙΩΣΗ	182,0553768
0,0006425	228,095	0,10188	0,231557	ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	181,1385805
0,0006425	228,095	0,099607	0,231557	ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ	181,5969787

4.4.2 Παραμορφωμένος φορέας και αξιολόγηση μέγιστης μετατόπισης με βάση το βέλος κάμψης της δοκού

Παρακάτω απεικονίζεται ο παραμορφωμένος φορέας καθώς και οι μετακινήσεις στον άξονα γ σε mm. Αξίζει να παρατηρηθεί πως η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση εντοπίζεται στην στεφάνη του μεταλλικού πλαισίου και ισούται με 71,5mm.



Εικόνα 4.4.2.1: Απεικόνιση παραμορφωμένου φορέα



Εικόνα 4.4.2.2: Κατακόρυφες μετακινήσεις σε mm

Ομοίως με το κεφάλαιο 4.3.2 σύμφωνα με την μέθοδο Marcus το βέλος κάμψης f_m για μια αμφίπακτη δοκό υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$f_m = \frac{1}{384} * \frac{p * l^4}{E * I}$$

Όπου:

p : το κατανεμημένο φορτίο στην δοκό (KN/m)

l : το μήκος της δοκού (m)

E : μέτρο ελαστικότητας (MPa)

I_y : ροπή αδρανείας (m^4)

Προκειμένου να υπολογιστεί το βέλος κάμψης σύμφωνα με το παραπάνω τύπο και να είναι δυνατή η σύγκριση με την μέγιστη αναπτυσσόμενη κατακόρυφη μετατόπιση από το λογισμικό Sofistik έγιναν οι παρακάτω παραδοχές:

- Το συνολικό μήκος της δοκού l εξομοιώθηκε με το συνολικό μήκος του φορέα ($l = 18,844m$)
- Το φορτίο που ασκείται στην δοκό είναι κατανεμημένο ομοιόμορφα, σε αντίθεση με το ημιτονοειδές φορτίο που ασκείται στο πλαίσιο, με τιμή 43KN/m

Σύμφωνα με την εξίσωση 4.3.2.1 ισχύει:

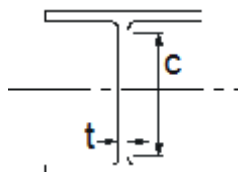
$$f_m = \frac{1}{384} * \frac{43 \frac{KN}{m} * 18,844^4 m^4}{210.000 * 10^3 KPa * 0,000057 m^4} = 452,96mm$$

Το βέλος κάμψης που υπολογίστηκε είναι μεγαλύτερο από την μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση του παραπάνω είδους πλαισίου όπως προήλθε από την γραμμική ανάλυση στο λογισμικό Sofistik (71,5mm). Το αποτέλεσμα αυτό είναι λογικό λόγω της διαφορετικής κατανομής της φόρτισης όπως επίσης και της διαφορετικής γεωμετρίας του φορέα. Αρχικά το ημιτονοειδές φορτίο που ασκείται στο πλαίσιο μηδενίζεται στα άκρα του τόξου με αποτέλεσμα η συνολική φόρτιση να είναι αρκετά μικρότερη σε σχέση με το ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο. Όσο αναφορά την γεωμετρία του πλαισίου, παρατηρείται πως στο κέντρο του φορέα αναπτύσσεται θλίψη ενώ στα πλαϊνά εφελκυσμός και ως εκ τούτου η κατακόρυφη μετατόπιση που εμφανίζεται στην στεφάνη περιορίζεται.

4.4.3 Κατηγοριοποίηση της διατομής με βάση τον Ευρωκώδικα 3

- Εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

Κορμό διαθέτει η διατομή I, η οποία χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία. Στην περίπτωση αυτή το πλάτος c του στοιχείου είναι το ύψος d του κορμού και έτσι ο λόγος πλάτους – πάχους c/t εξομοιώνεται με τον λόγο d/t_w, όπου t_w το πάχος του κορμού.



Εικόνα 4.4.3.1: Απεικόνιση χαρακτηριστικών διατομής κατά EC3

Στην συγκεκριμένη διατομή HEB200 το d= 134mm και t_w= 9mm. Οπότε:

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

Επειδή για P=43KN έχουμε αξονικό φορτίο N_{Ed}= 269,8KN τότε ο κορμός είναι εσωτερικό στοιχείο σε θλίψη και κάμψη και υπολογίζεται η μέση τάση κορμού σ_w από την παρακάτω εξίσωση:

$$\sigma_w = \frac{N_{Ed}}{d * t_w} = \frac{269,8 * 10^3 N}{134mm * 9mm} = 223,71 \frac{N}{mm^2}$$

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

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

Το σ_{wlim} υπολογίζεται από τον πίνακα 4.3.3.1 για $\frac{c}{t} = 15$ και χάλυβα S355 το προκύπτει

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

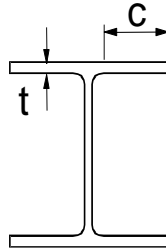
Οπότε:

$$\sigma_w < \sigma_{wlim} \Rightarrow 223,71 \frac{N}{mm^2} < 355 \frac{N}{mm^2}$$

Άρα ο κορμός της διατομής ανήκει στην κατηγορία 1

- Προεξέχοντα στοιχεία πελμάτων

Στην περίπτωση αυτή το πλάτος c του στοιχείου είναι το μήκος της θεωρούμενης προεξοχής του πέλματος και έτσι ο λόγος πλάτους – πάχους c/t συμπίπτει με τον λόγο c/t_f, όπου t_f το πάχος του πέλματος. Για την διατομή HEB 200 t_f= 15mm.



Εικόνα 4.4.3.2: Απεικόνιση χαρακτηριστικών διατομής κατά EC3

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

Σύμφωνα με τον πίνακα 2.12.2.1 για να ανήκει το πέλμα στην κατηγορία 1 πρέπει να ισχύει:

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

Σύμφωνα με τον πίνακα 6 του Κεφαλαίου 2 το ε προκύπτει από την παρακάτω εξίσωση:

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

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

Άρα το πέλμα της διατομής ανήκει στην κατηγορία 1

Οπότε η αρχική υπόθεση είναι σωστή και η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

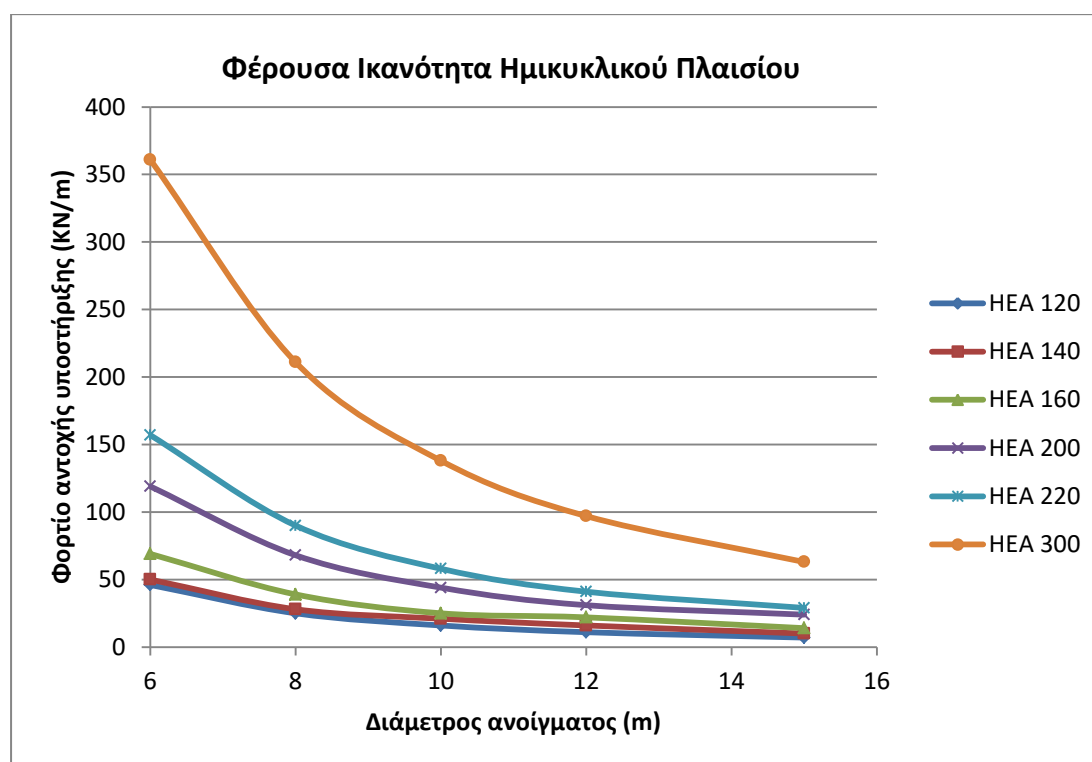
4.5 Πινακοποίηση αποτελεσμάτων και σχεδιασμός γραφικών παραστάσεων

4.5.1 Αποτελέσματα φέρουσας ικανότητας των ημικυκλικού τύπου πλαισίων

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

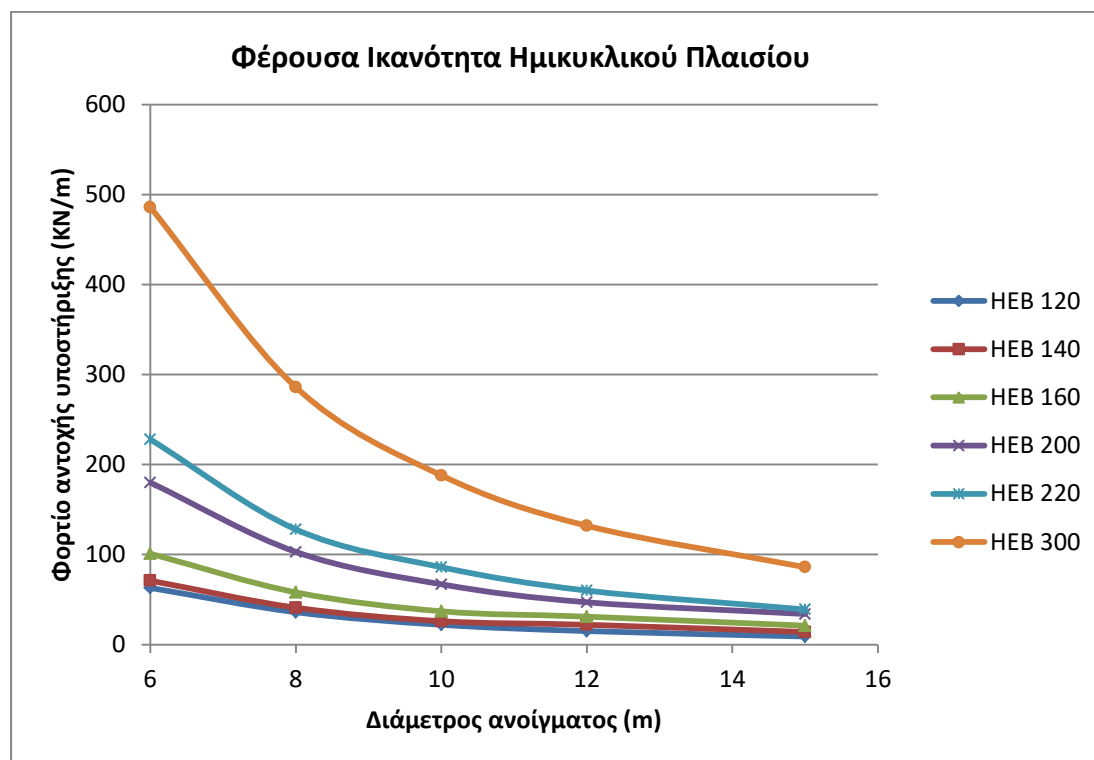
Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P (KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEA 120	46	25	16	11	7
HEA 140	50	28	21	16	10
HEA 160	69	39	25	22	14
HEA 200	119	68	44	31	24
HEA 220	157	90	58	41	29
HEA 300	361	211	138	97	63



Σχήμα 4.5.1.1: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEA

Πίνακας 4.5.1.2: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEB

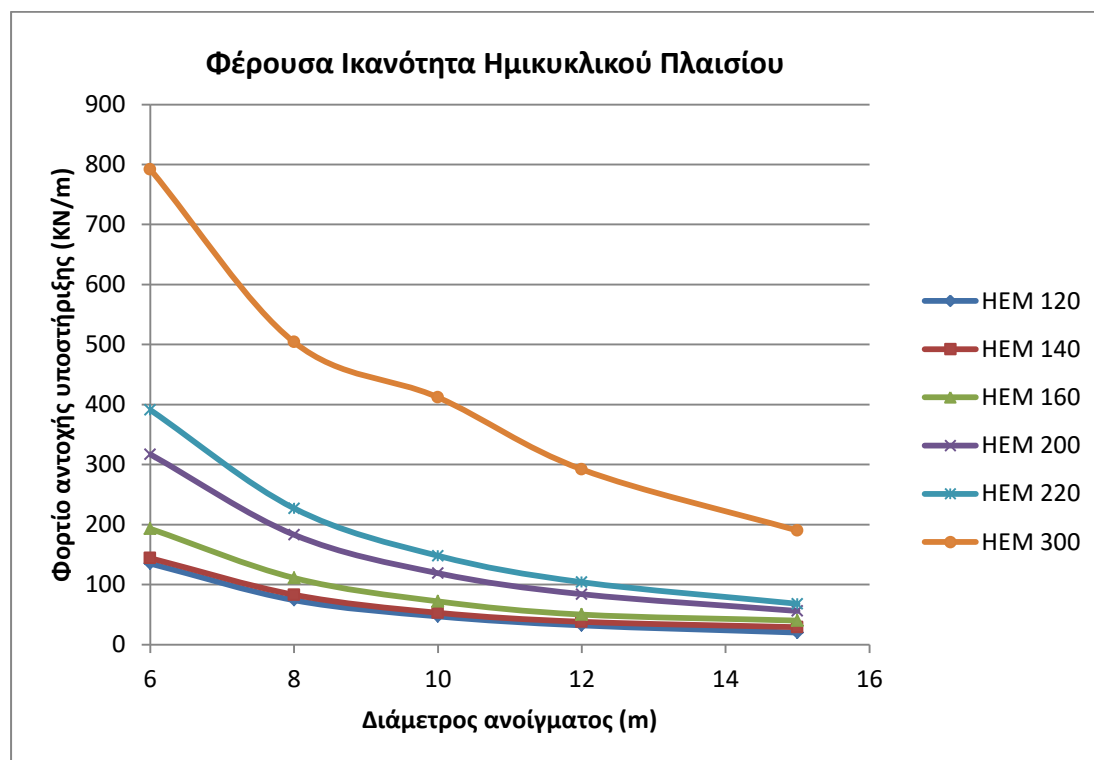
Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P (KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEB 120	63	36	22	15	9
HEB 140	71	41	26	22	14
HEB 160	101	58	37	31	21
HEB 200	180	103	67	47	34
HEB 220	228	128	86	60	39
HEB 300	486	286	188	132	86



Σχήμα 4.5.1.2: Φέρουσα ικανότητα Ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEB

Πίνακας 4.5.1.3: Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEM

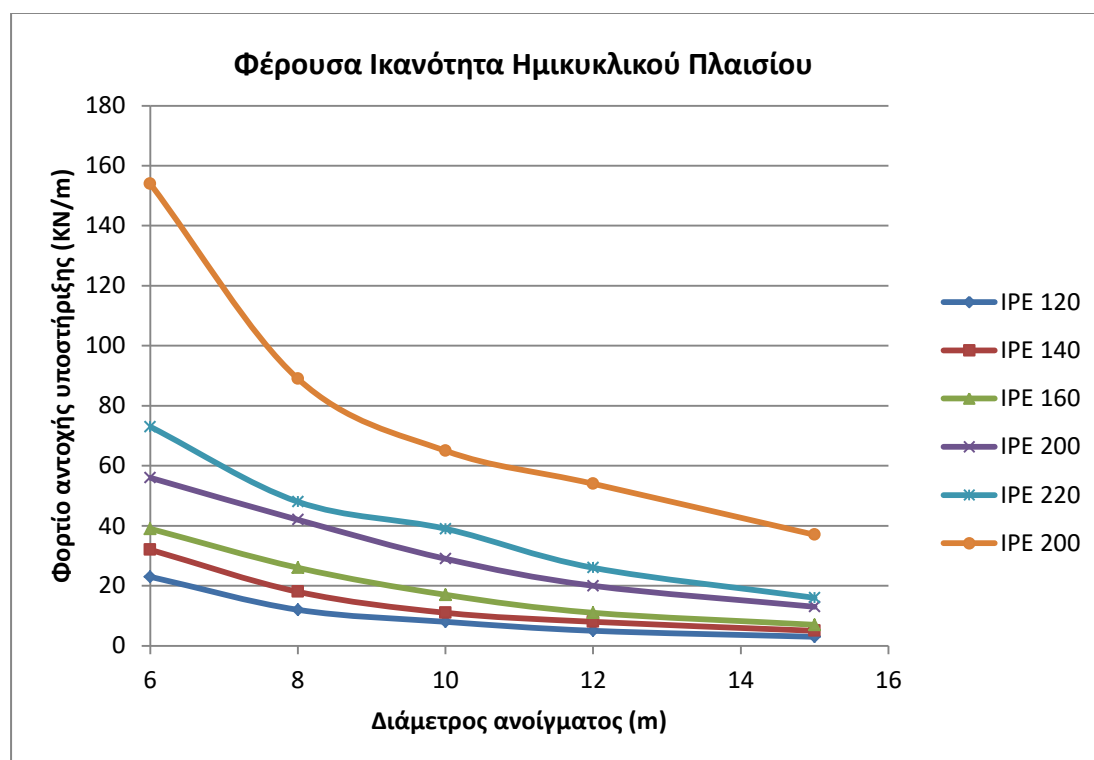
Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P (KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEM 120	135	74	47	32	20
HEM 140	144	83	53	38	29
HEM 160	193	111	72	50	40
HEM 200	317	183	119	84	56
HEM220	391	227	148	104	68
HEM 300	792	504	412	292	190



Σχήμα 4.5.1.3: Φέρουσα ικανότητα τύπου ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEM

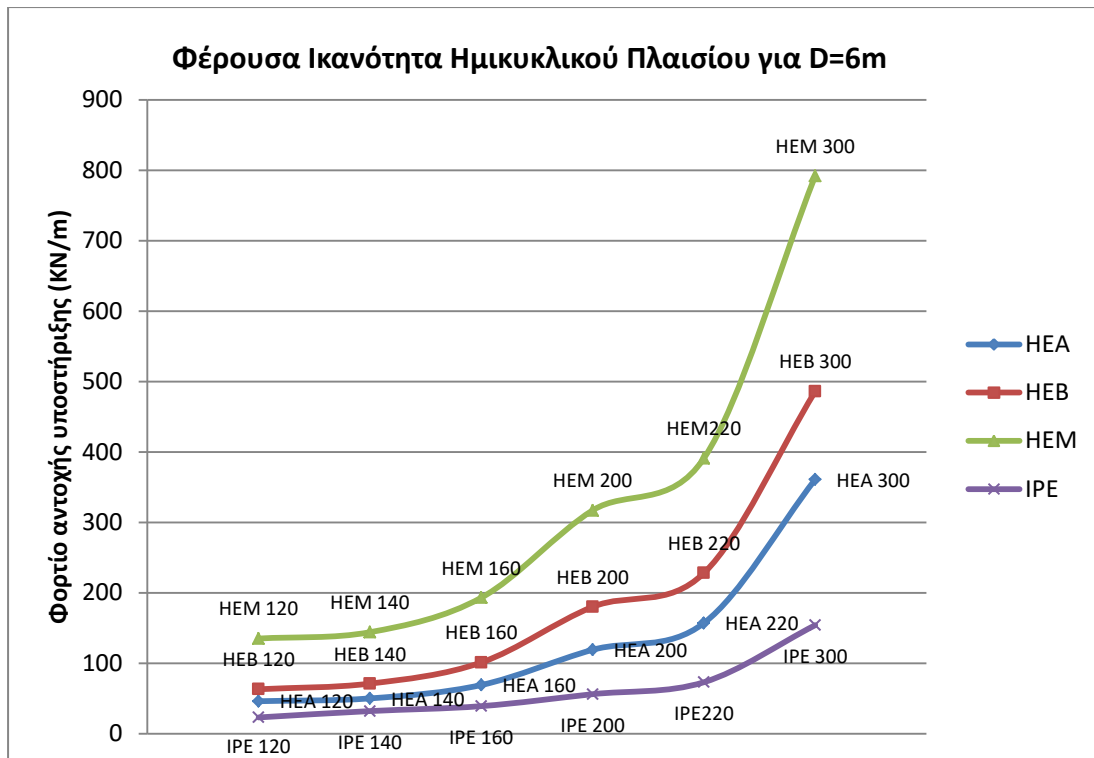
Πίνακας 4.5.1.4 Φορτίο αντοχής υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής IPE

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

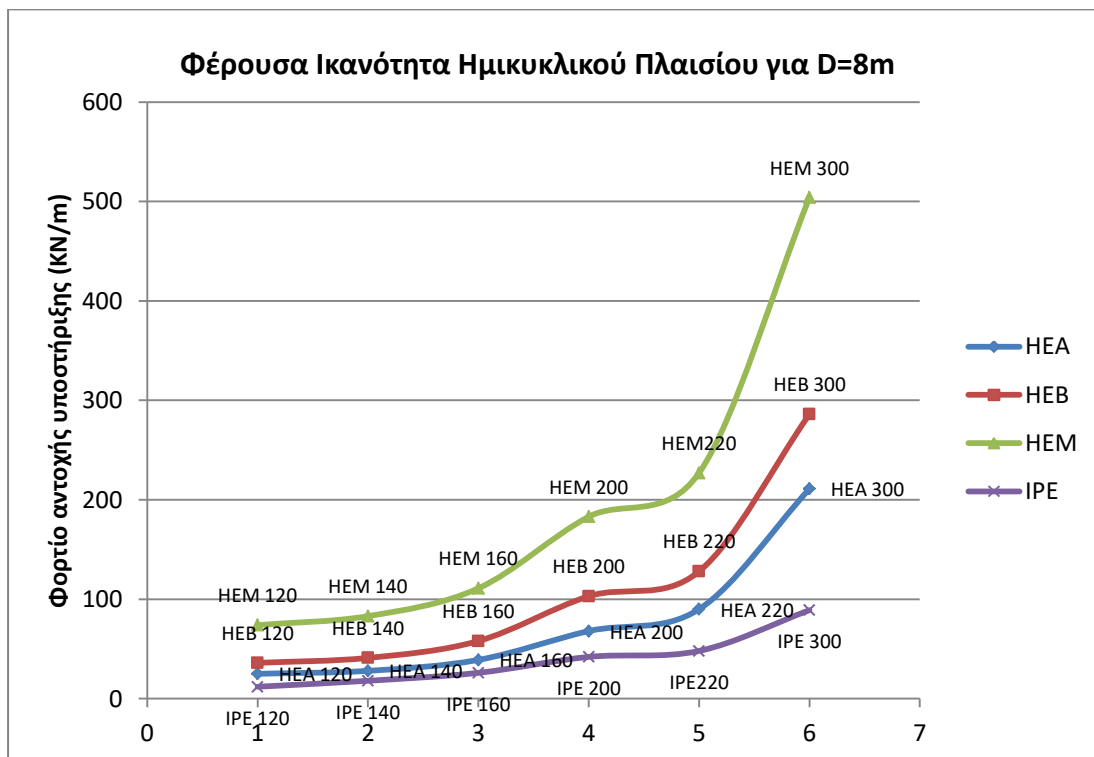


Σχήμα 4.5.1.4: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου διατομής IPE

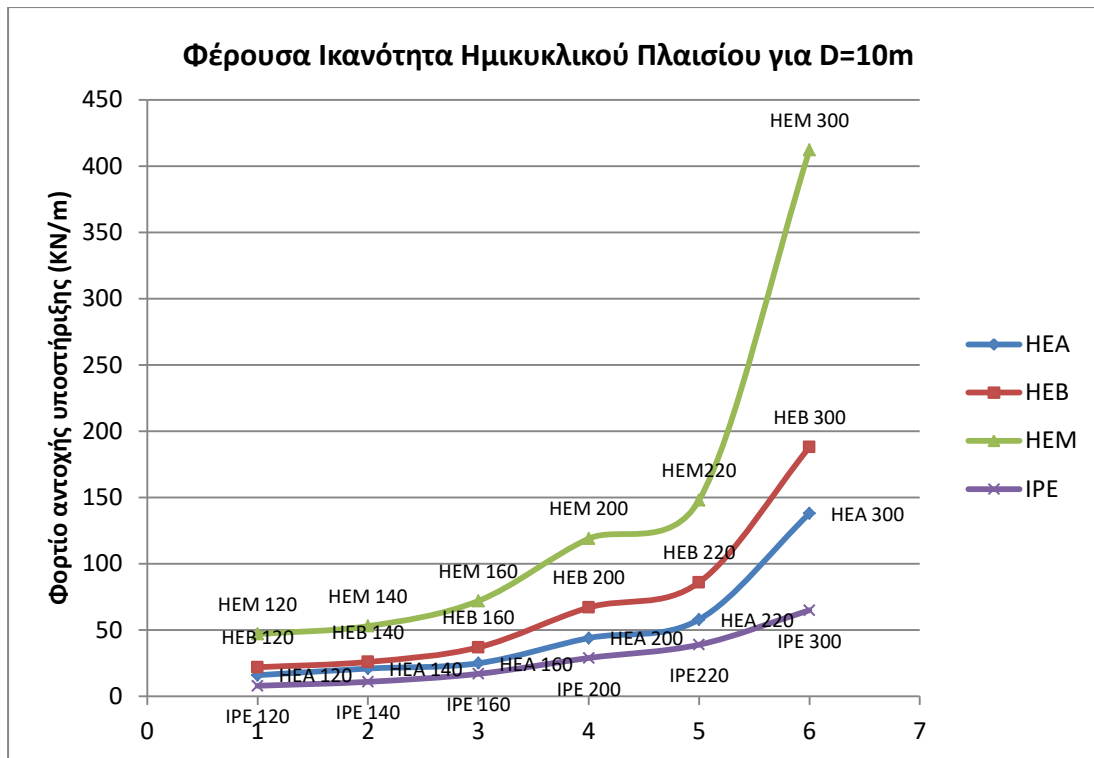
Με σκοπό τη περαιτέρω μελέτη της συμπεριφοράς του φορέα όταν η βασική παράμετρος σχεδιασμού είναι το υπόγειο άνοιγμα, σχεδιάστηκαν οι ακόλουθες γραφικές παραστάσεις.



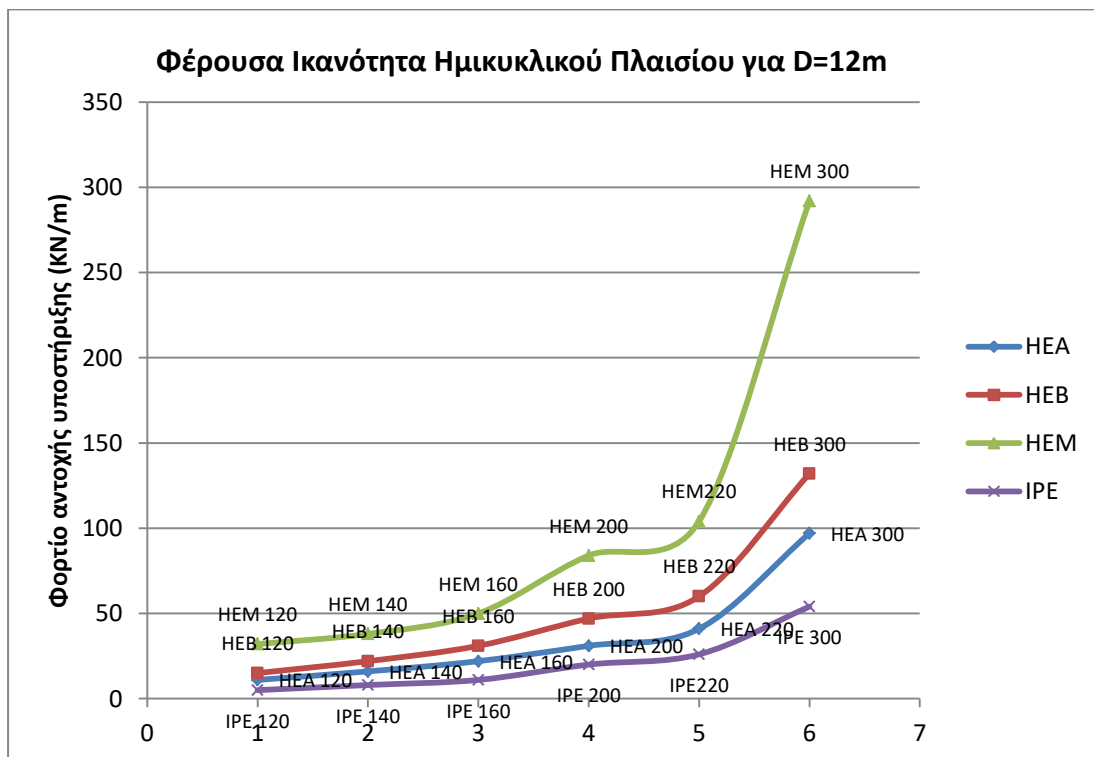
Σχήμα 4.5.1.5: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για άνοιγμα 6m



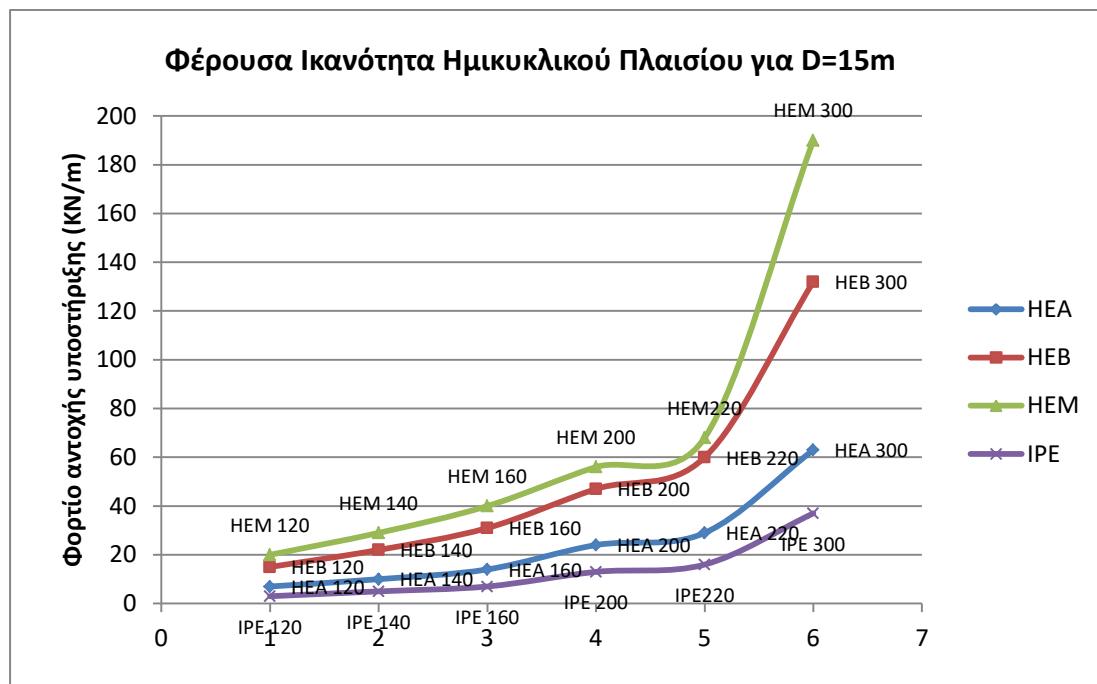
Σχήμα 4.5.1.6: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για άνοιγμα 8m



Σχήμα 4.5.1.7: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για άνοιγμα 10m



Σχήμα 4.5.1.8: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για άνοιγμα 12m



Σχήμα 4.5.1.9: Φέρουσα ικανότητα ημικυκλικού πλαισίου για άνοιγμα 15m

4.5.2 Σχολιασμός αποτελεσμάτων για ημικυκλικού τύπου πλαίσια

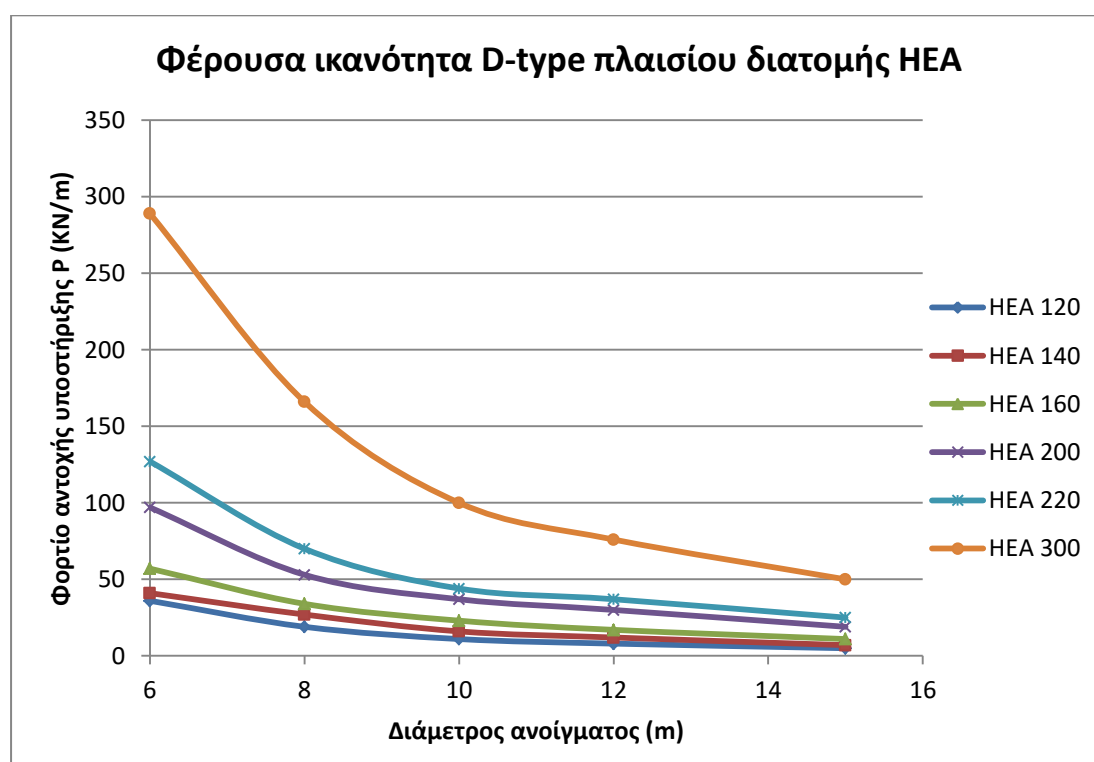
Αρχικά παρατηρείται πως τα εντατικά μεγέθη αυξάνονται με την αύξηση του πλάτους του υπόγειου ανοίγματος, με αποτέλεσμα το φορτίο αντοχής του φορέα να μειώνεται. Στις περιπτώσεις τεχνικών έργων όπου απαιτούνται μεγάλα υπόγεια ανοίγματα, οι συνθήκες κατασκευής κρίνονται δυσμενέστερες και συνεπώς για την 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 12m η διατομή HEM 120 επαρκεί για φορτίο έως 32kN/m, ενώ από την άλλη πλευρά η διατομή IPE 120 επαρκεί για αρκετά μικρότερο φορτίο περί των 5kN/m, το οποίο είναι λογικό εφόσον η διατομή HEM εμφανίζει 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 της φέρουσας ικανότητας του πλαισίου με ευθύγραμμα πόδια

Πίνακας 4.5.3.1: Φορτίο αντοχής υποστήριξης (D-type) πλαισίου για διατομή HEA

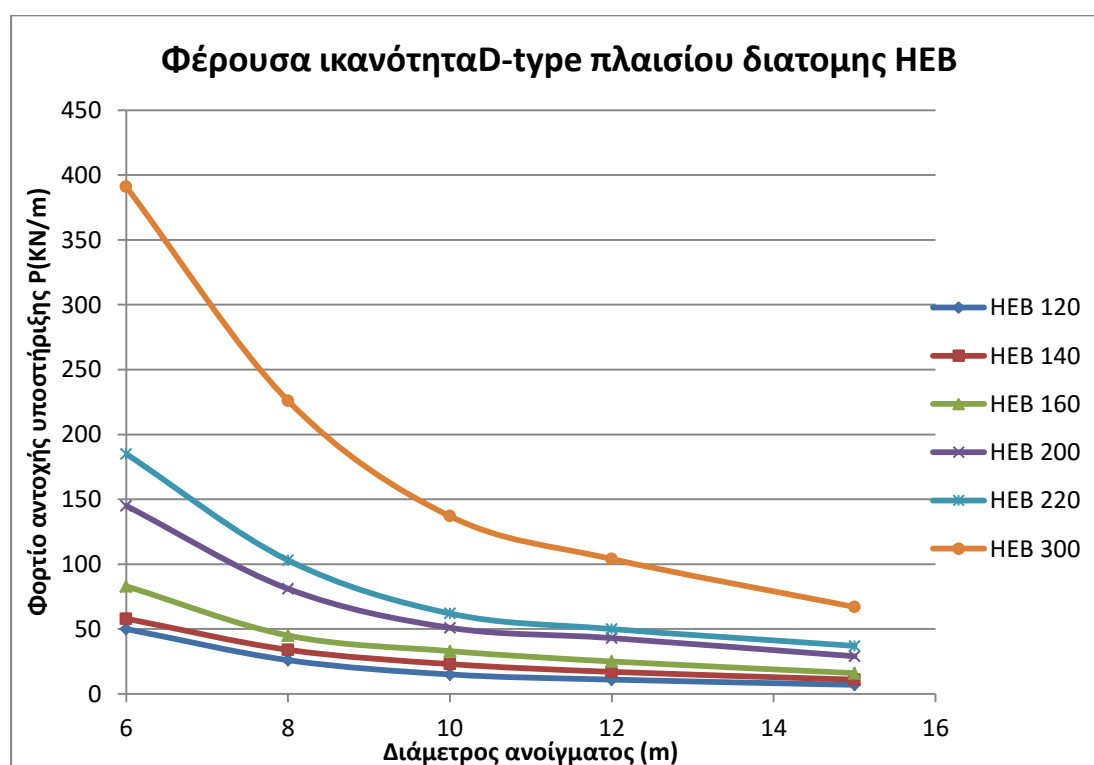
Διατομές	Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P(KN/m)				
	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEA 120	36	19	11	8	5
HEA 140	41	27	16	12	7
HEA 160	57	34	23	17	11
HEA 200	97	53	37	30	19
HEA 220	127	70	44	37	25
HEA 300	289	166	100	76	50



Σχήμα 4.5.3.1: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου διατομής HEA

Πίνακας 4.5.3.2: Φορτίο αντοχής (D-type) πλαισίου διατομής HEB

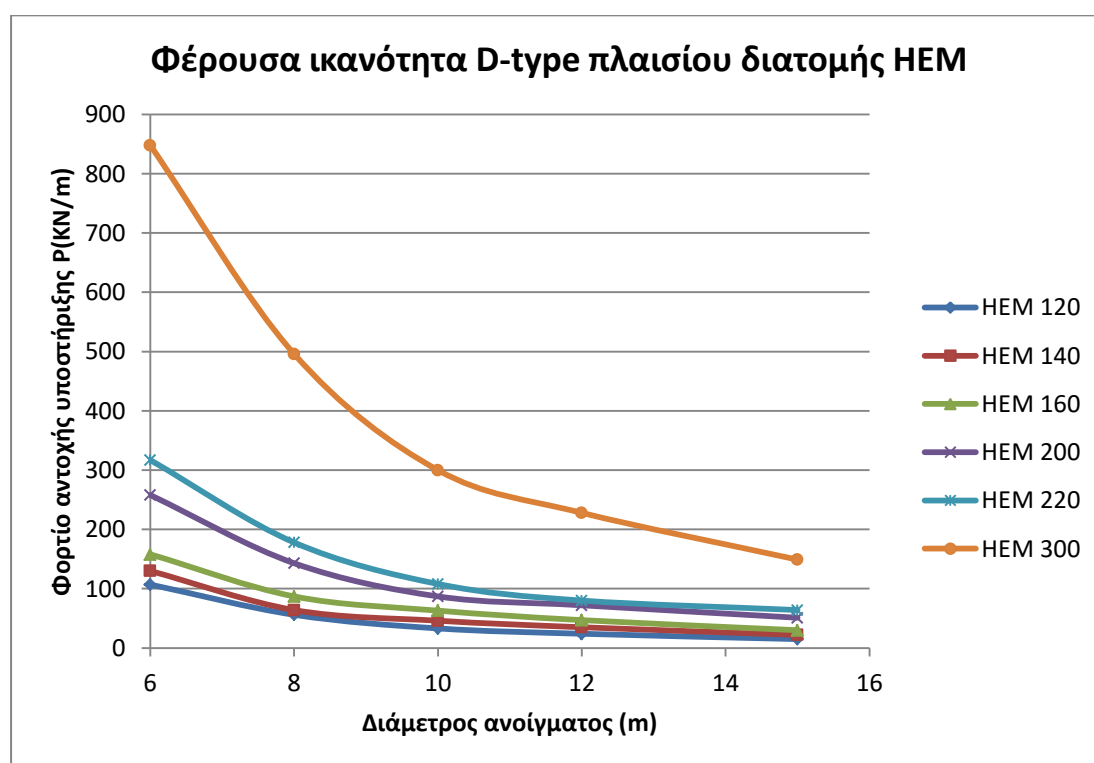
Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P(KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEB 120	50	26	15	11	7
HEB 140	58	34	23	17	11
HEB 160	83	45	33	25	16
HEB 200	145	81	51	43	29
HEB 220	185	103	62	50	37
HEB 300	391	226	137	104	67



Σχήμα 4.5.3.2: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου διατομής HEB

Πίνακας 4.5.3.3: Φορτίο αντοχής (D-type) πλαισίου διατομής HEM

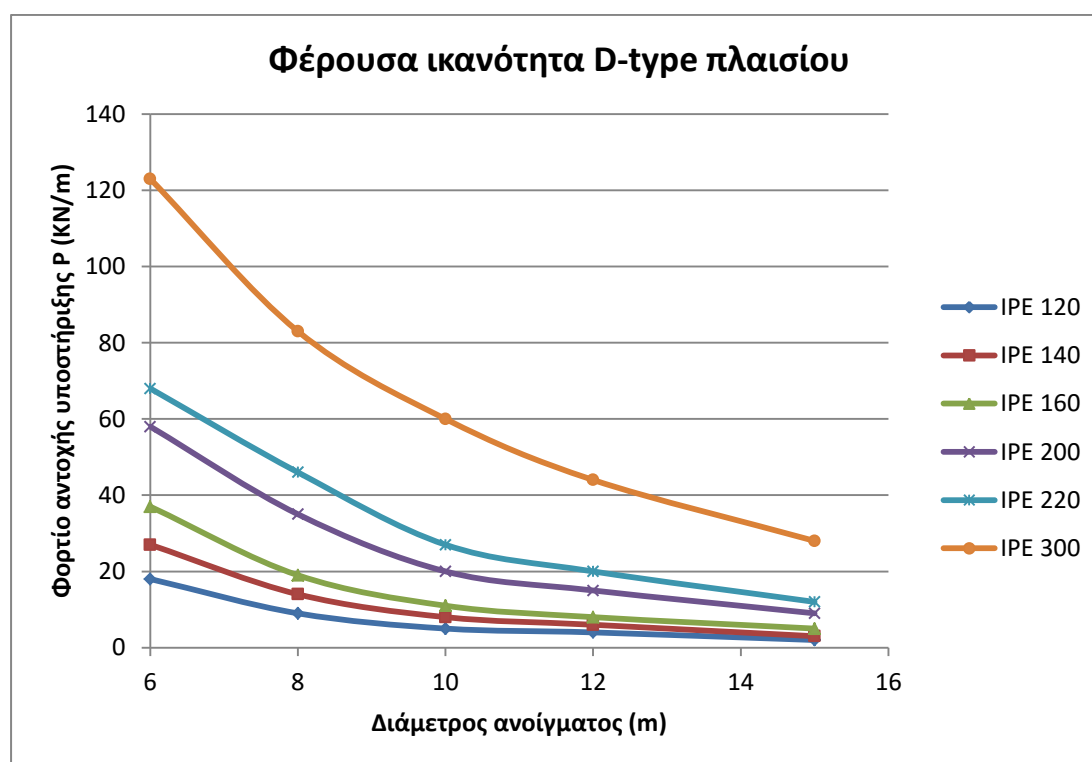
Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P(KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
HEM 120	107	56	33	24	15
HEM 140	130	64	46	35	22
HEM 160	158	87	63	47	30
HEM 200	258	143	87	72	51
HEM220	317	178	108	80	64
HEM 300	848	496	300	228	149



Σχήμα 4.5.3.3: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου διατομής HEM

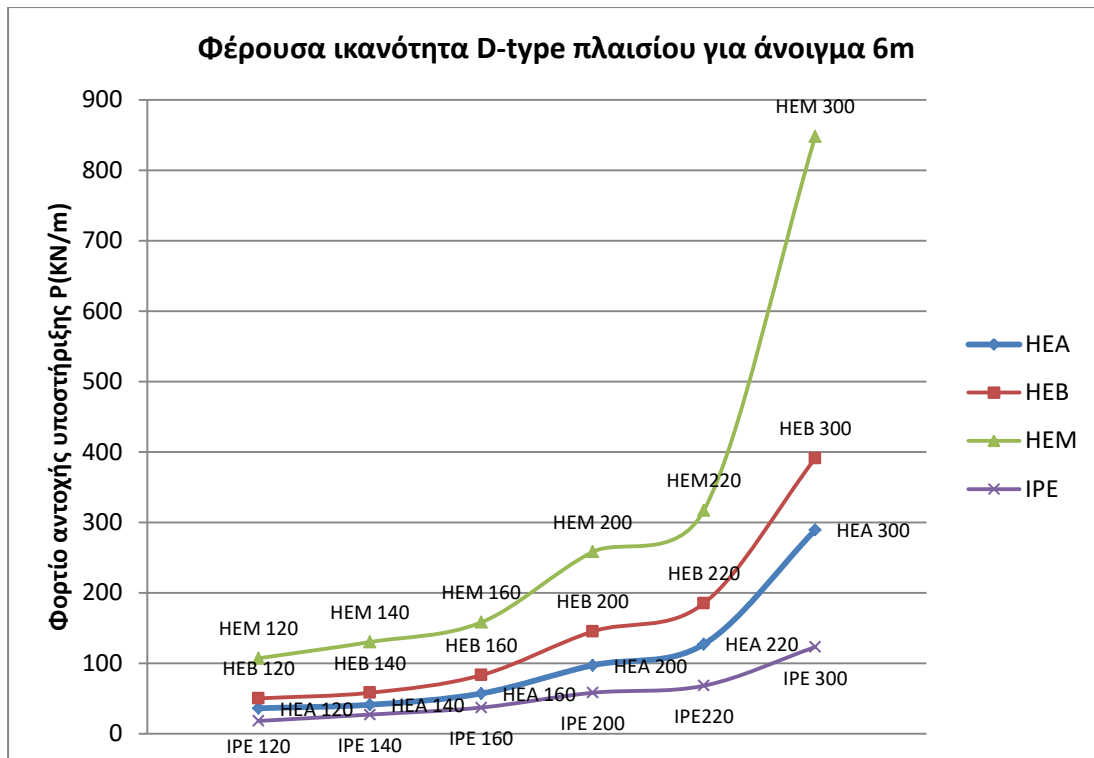
Πίνακας 4.5.3.4: Φορτίο αντοχής (D-type) πλαισίου διατομής IPE

Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P(KN/m)					
Διατομές	Διάμετρος ανοίγματος D (m)				
	6	8	10	12	15
IPE 120	18	9	5	4	2
IPE 140	27	14	8	6	3
IPE 160	37	19	11	8	5
IPE 200	58	35	20	15	9
IPE220	68	46	27	20	12
IPE 300	123	83	60	44	28

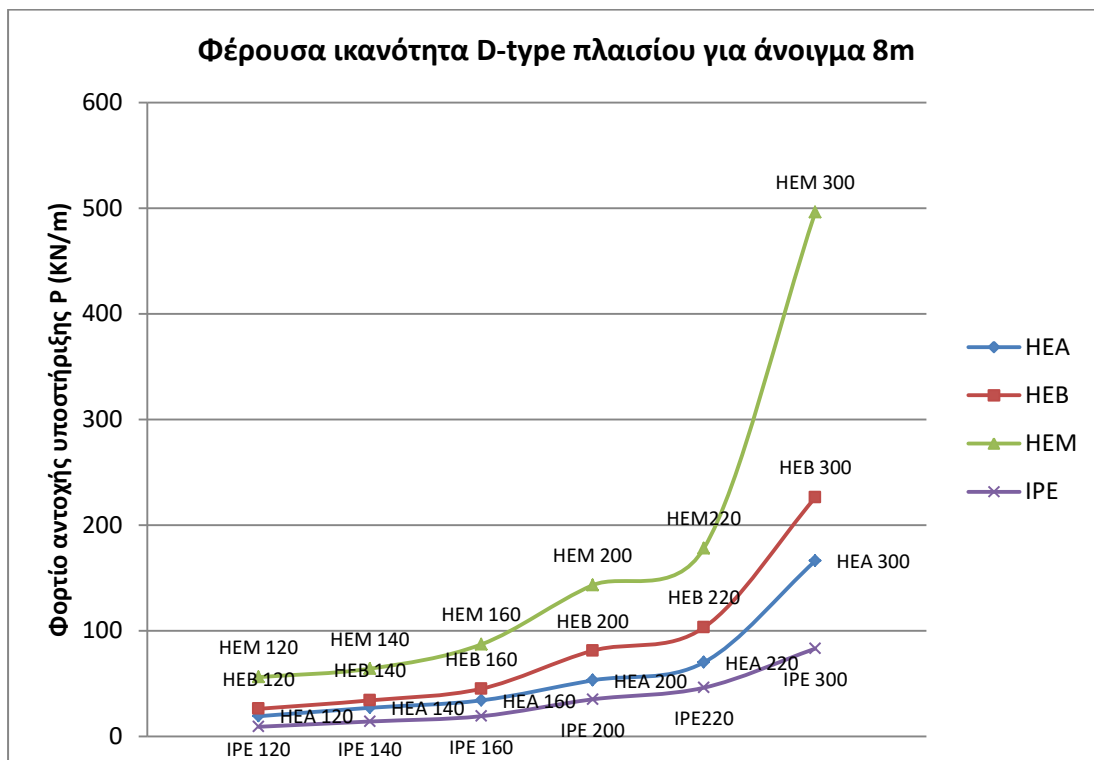


Σχήμα 4.5.3.4: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου διατομής IPE

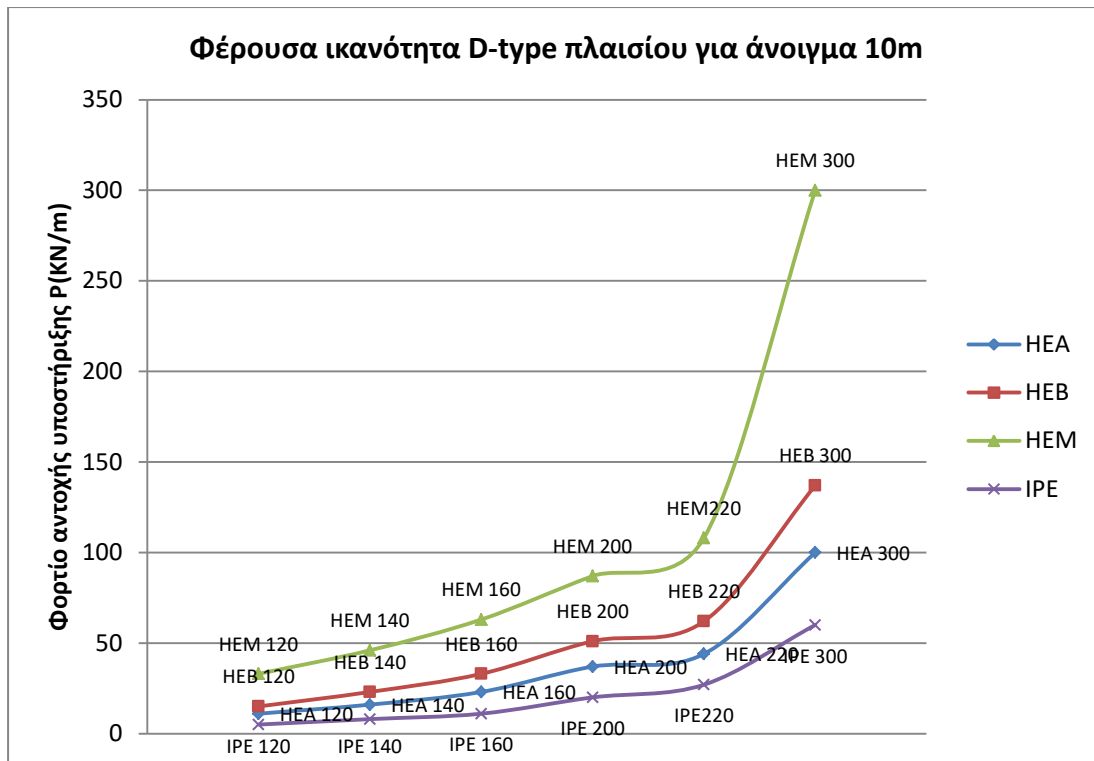
Με σκοπό τη περαιτέρω μελέτη της συμπεριφοράς του φορέα όταν η βασική παράμετρος σχεδιασμού είναι το υπόγειο άνοιγμα, σχεδιάστηκαν οι ακόλουθες γραφικές παραστάσεις.



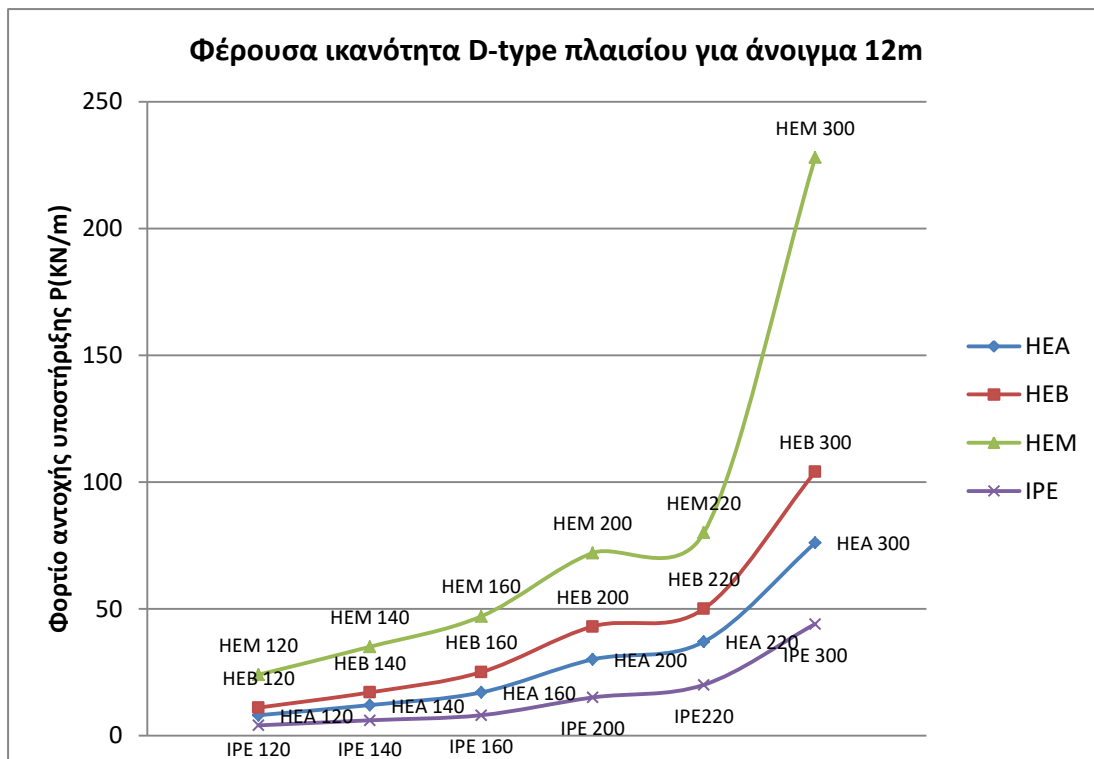
Σχήμα 4.5.3.5: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου για άνοιγμα 6m



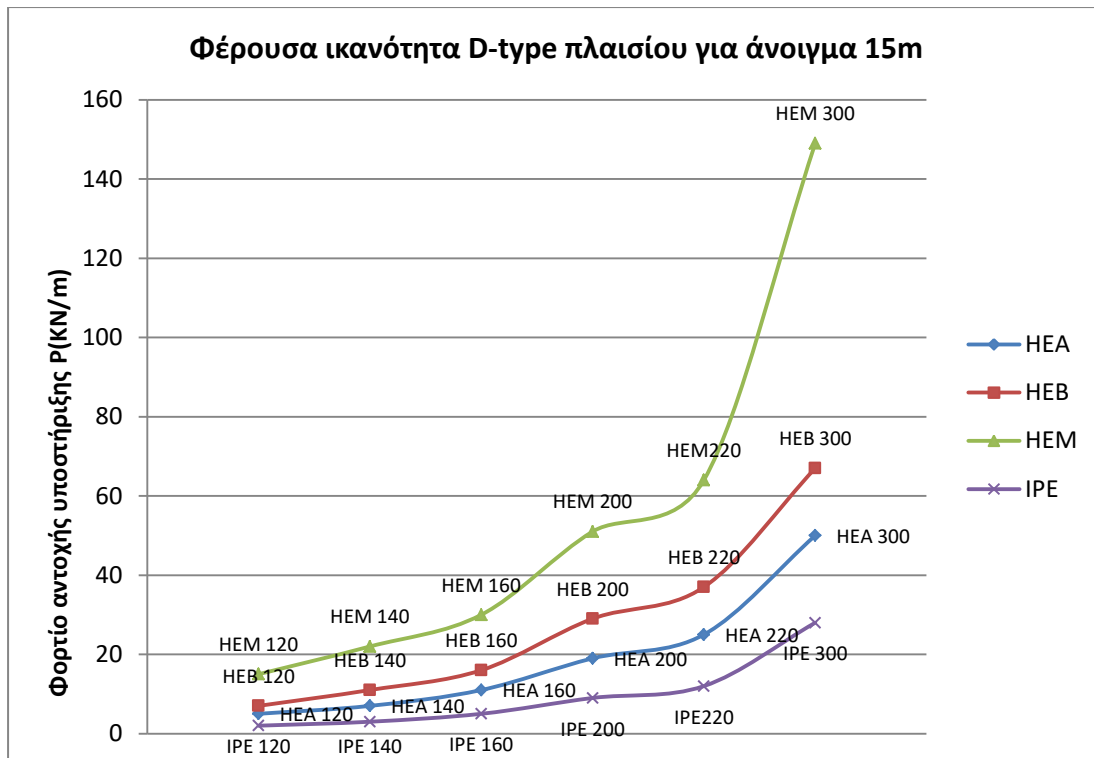
Σχήμα 4.5.3.6: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου για άνοιγμα 8m



Σχήμα 4.5.3.7: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου για άνοιγμα 10m



Σχήμα 4.5.3.8: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου για άνοιγμα 12m



Σχήμα 4.5.3.9: Φέρουσα ικανότητα (D-type) πλαισίου για άνοιγμα 15m

4.5.4 Σχολιασμός αποτελεσμάτων για το πλαίσιο με ευθύγραμμα πόδια και σύγκριση με το ημικυκλικό τύπο πλαισίου

Όπως στην περίπτωση του ημικυκλικού τύπου πλαισίου έτσι και στο είδος πλαισίου με ευθύγραμμα πόδια παρατηρείται πως τα εντατικά μεγέθη (αξονική δύναμη, τέμνουσα δύναμη και ροπή κάμψης) αυξάνονται με την αύξηση του πλάτους της σήραγγας με αποτέλεσμα το φορτίο αντοχής του πλαισίου να μειώνεται. Επίσης, παρόμοια με τον ημικυκλικό τύπο πλαισίου οι διατομές HEM μπορούν να αντέξουν για μεγαλύτερα φορτία σε σχέση με τις διατομές IPE που αντέχουν για πολύ μικρότερα. 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 στο τέλος του τοξωτού τμήματος 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.

Όσο αναφορά στη σύγκριση μεταξύ των δύο τύπων πλαισίου παρατηρείται πως ο ημικυκλικός τύπος αντέχει για μεγαλύτερα φορτία για το σύνολο των διατομών. Αυτό συμβαίνει επειδή η ροπή κάμψης M στο D τύπο πλαισίου είναι σχετικά μεγαλύτερη σε σχέση με τον Sc τύπο φορέα για τα ίδια φορτία, ομοίως και οι αξονικές δυνάμεις N .

Τέλος, αξίζει να αναφερθεί πως αναλύσεις έγιναν στον τύπο πλαισίου με ευθύγραμμα πόδια και για $\lambda=0,4$ όπου από την εξίσωση(4.4.1) προκύπτει μεγαλύτερο μήκος του ευθύγραμμου μέρους. Ωστόσο, δεν παρατηρήθηκαν ουσιαστικές διαφορές τόσο στα εντατικά μεγέθη όσο και στα φορτία αντοχής. Πιο συγκεκριμένα, παρακάτω παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για άνοιγμα 10m για πλαίσια με ευθύγραμμα πόδια με $\lambda=0,2$ και $\lambda=0,4$.

Πίνακας 4.5.4.1: Σύγκριση φέρουσας ικανότητας για διατομές HEA120, HEB120,HEM120,IPE120 για το D-type πλαισίου για $\lambda=0,2$ και $\lambda=0,4$

Φορτίο Αντοχής Υποστήριξης P(KN/m)		
Διατομές	Πλαίσιο (D-type) $\lambda=0,2$	Πλαίσιο (D-type) $\lambda=0,4$
HEA 120	11	11
HEB 120	15	15
HEM 120	33	32
IPE 120	5	5

4.6 Υπολογισμός απαιτούμενου φορτίου και σχεδιασμός καμπύλων προσφερόμενης – απαιτούμενης υποστήριξης

4.6.1 Σύστημα γεωτεχνικής βαθμονόμησης της βραχόμαζας από τον Biewniauski

Κατά τη διάρκεια της γεωλογικής μελέτης της ευρύτερης περιοχής όπου πρόκειται να κατασκευαστεί ένα υπόγειο 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.

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 στη μόνιμη επένδυση της σήραγγας μπορεί να υπολογιστεί με βάση το RMR σύμφωνα με την εμπειρική σχέση (Unal, 1983):

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

όπου:

γ : το μοναδιαίο βάρος του υπερκείμενου πετρώματος (KN/m³)

B: το πλάτος του υπόγειου ανοίγματος (m)

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

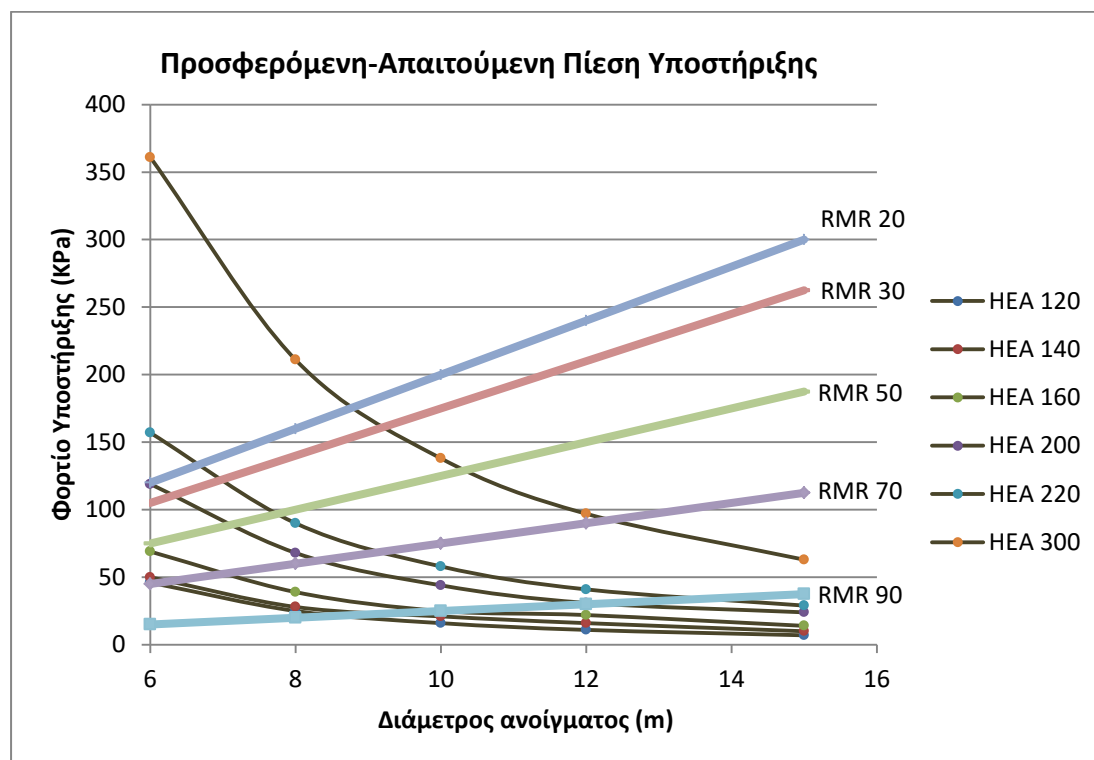
Για μία εκτενέστερη μελέτη της συμπεριφοράς του φορέα για τα διάφορα υπόγεια ανοίγματα, καθώς και για τους διάφορους τύπους διατομών που έχουν εφαρμοστεί, πραγματοποιήθηκε μία συσχέτιση μεταξύ της φέρουσας ικανότητας του μεταλλικού πλαισίου και της απαιτούμενης πίεσης υποστήριξης της βραχόμαζας με βάση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

Αναλυτικότερα η απαιτούμενη πίεση υποστήριξης για κάθε μία από τις κατηγορίες ποιότητας της βραχόμαζας υπολογίστηκε σύμφωνα με την εμπειρική σχέση (4.6.1), ενώ

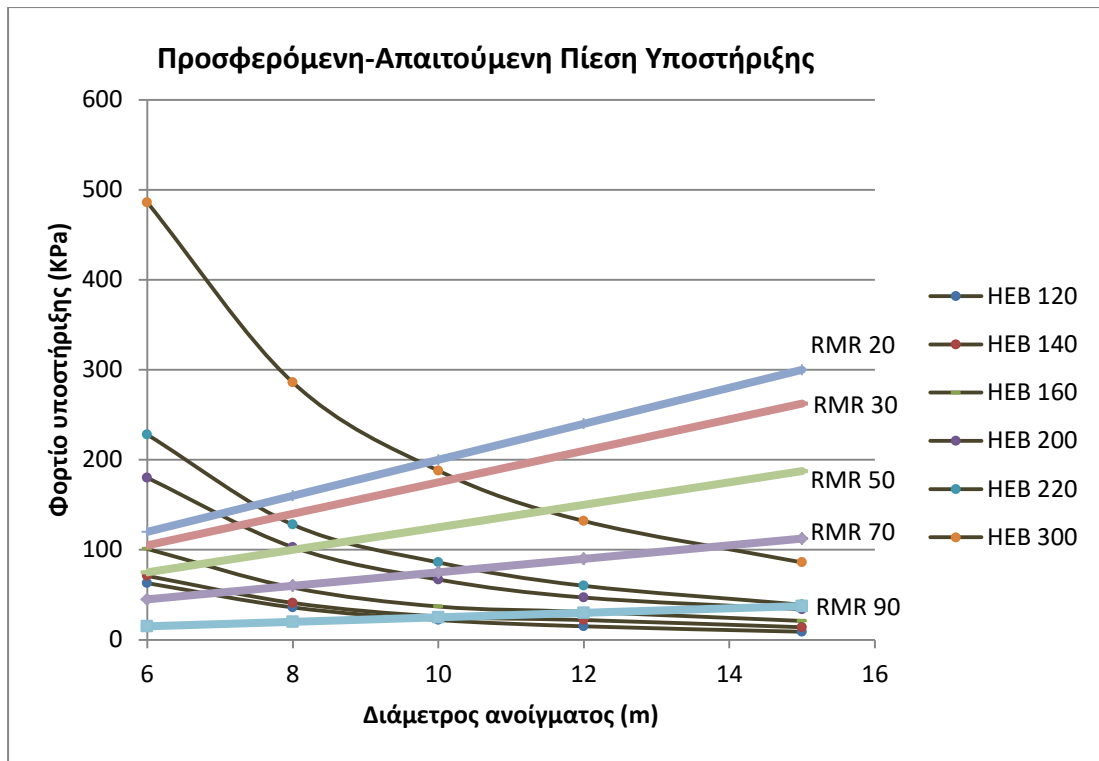
αναφέρεται πως οι υπολογισμοί έγιναν με την παραδοχή ότι το μοναδιαίο βάρος του πετρώματος ισούται με 25KN/m³. Για την κάθε κατηγορία βραχώμαζας λήφθηκε μία ενδιάμεση τιμή του δείκτη βαθμονόμησης RMR. Σημειώνεται πως τα ακόλουθα διαγράμματα σχεδιάστηκαν υποθέτοντας πως τα χαλύβδινα πλαίσια τοποθετούνται ανά 1m κατά μήκος του υπόγειου ανοίγματος.

Κατά την χρήση των διαγραμμάτων, προσδιορίζεται η απαιτούμενη πίεση, η τιμή της οποίας είναι ίση με την τεταγμένη ενός σημείου που βρίσκεται στη ζώνη που αντιστοιχεί στην κατηγορία εδάφους και που έχει ως τετμημένη την διάμετρο του υπόγειου ανοίγματος.

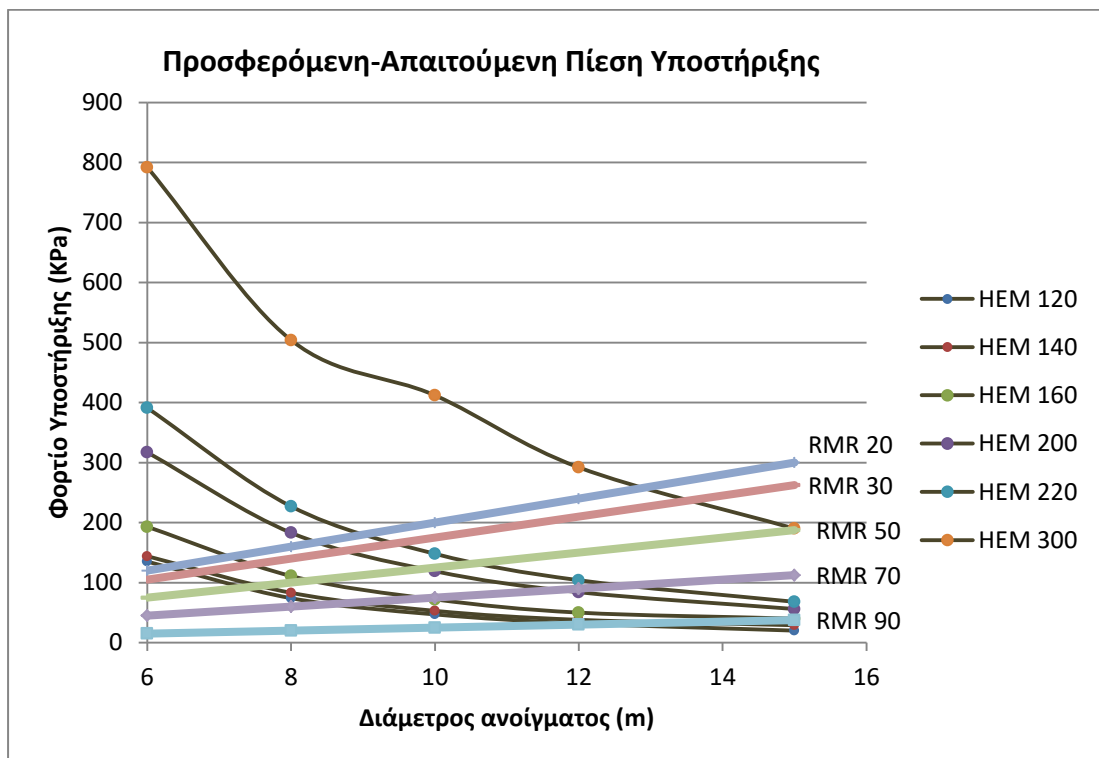
- Ημικυκλικός τύπου πλαισίου (SC-type)



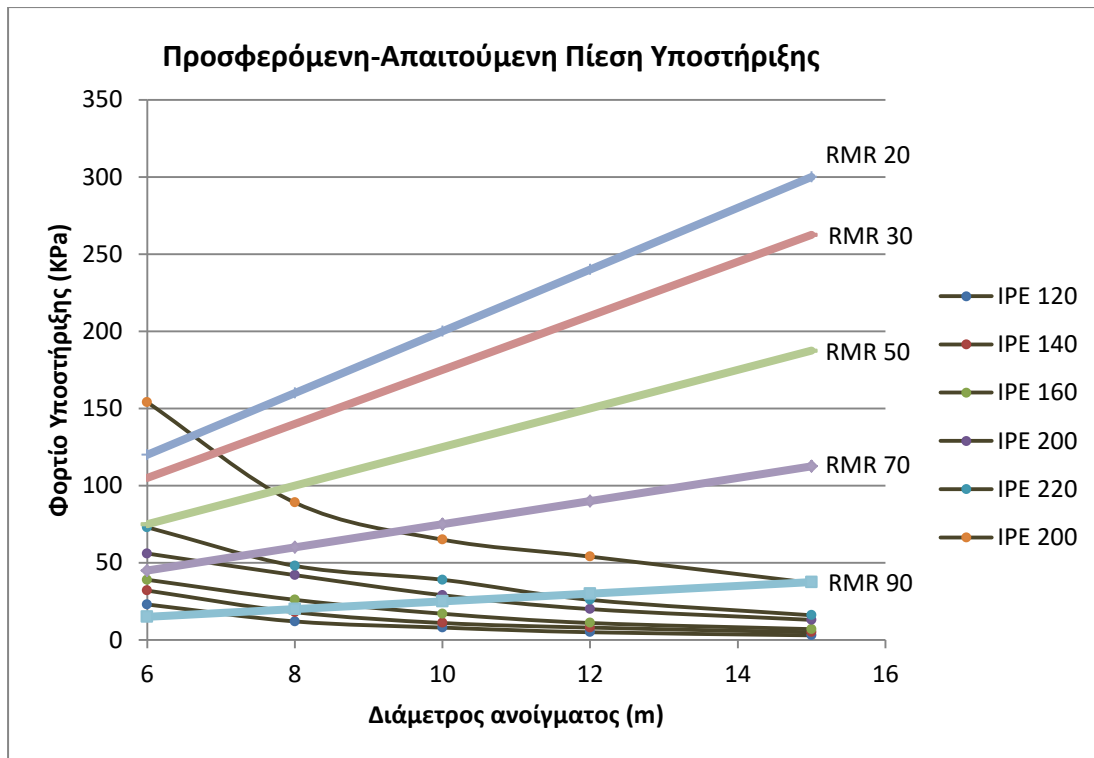
Σχήμα 4.6.2.1: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEA



Σχήμα 4.6.2.2: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEB



Σχήμα 4.6.2.3: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής HEM



Σχήμα 4.6.2.4: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης ημικυκλικού πλαισίου διατομής IPE

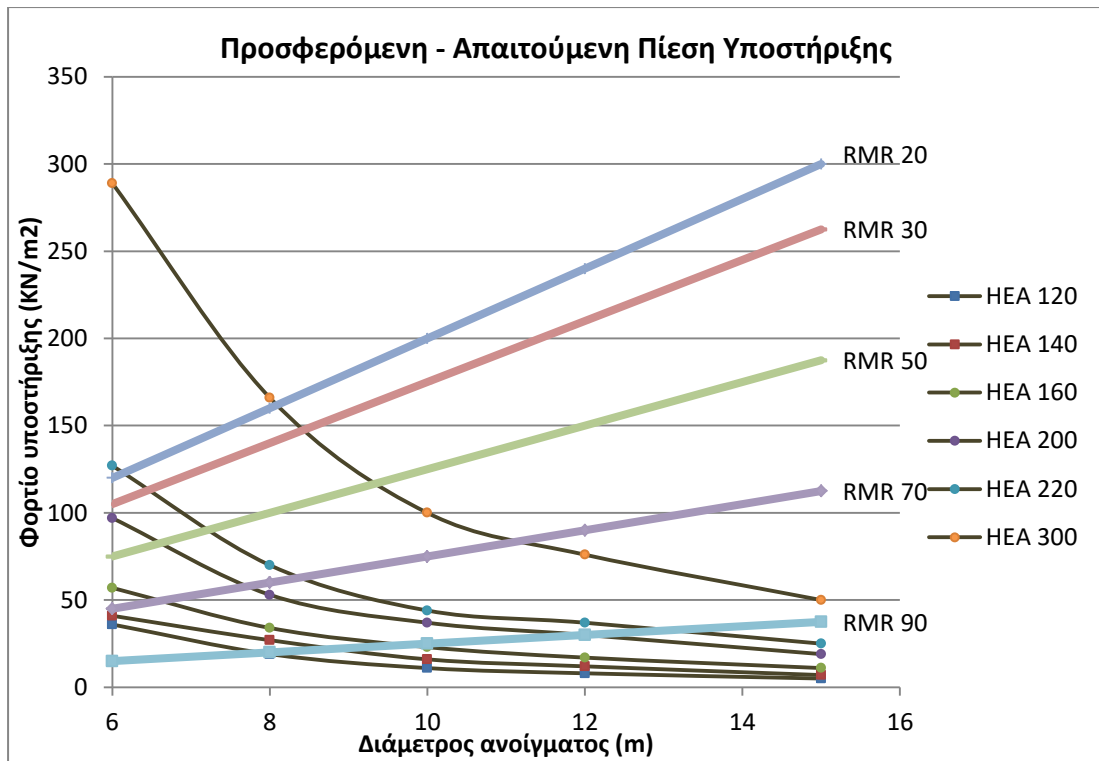
Σχολιασμός με βάση τις απαιτούμενες καμπύλες υποστήριξης

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 βραχώμαζες (RMR=20) απαιτείται υψηλή πίεση υποστήριξης της τάξης των 300KPa για 15m υπόγειου ανοίγματος, ενώ αντίστοιχα για πολύ καλής ποιότητας βραχώμαζες (RMR=90), η απαίτηση είναι αρκετά μικρότερη περί των 37,5KPa. Αναλυτικότερα, για μικρά ανοίγματα μικρότερα των 6m φαίνεται πως για πολύ καλής ποιότητας βραχώμαζες οι διατομές HEA, HEB, HEM και IPE επαρκούν πλήρως. Για μέτριας ποιότητας βραχώμαζες με RMR=50, οι διατομές HEM επαρκούν στο σύνολό τους, ενώ από τις διατομές IPE επαρκεί μόνο η IPE 300. Τέλος για πολύ πτωχής ποιότητας βραχώμαζες 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 βραχώμαζας. Επιπρόσθετα, στην περίπτωση που ο δείκτης RMR της βραχώμαζας ισούται με 30 για να επαρκεί το πλαίσιο με διατομή HEB 200 σε υπόγειο άνοιγμα 8m θα πρέπει τα

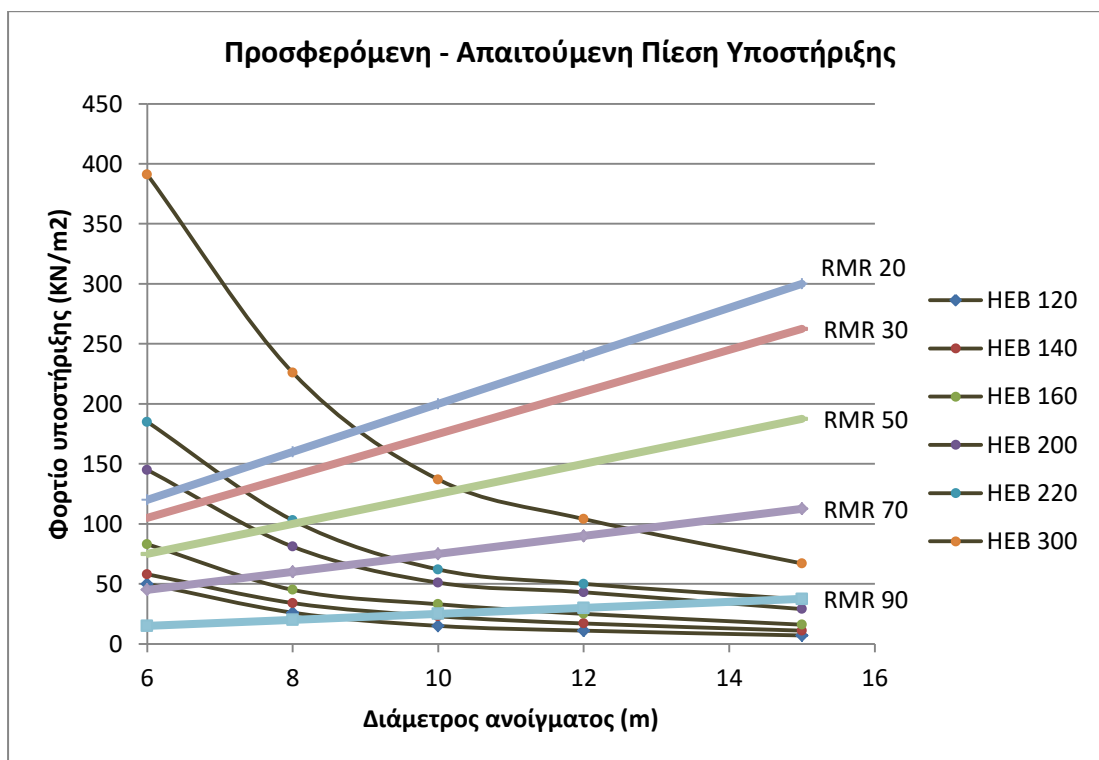
πλαίσια να τοποθετηθούν ανά 0,6m ώστε να παραλαμβάνουν την απαιτούμενη πίεση υποστήριξης των 130KPa.

Συνεπώς για την ευστάθεια της κατασκευής χρειάζεται να ληφθούν τα κατάλληλα μέτρα υποστήριξης, το οποίο σημαίνει 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.

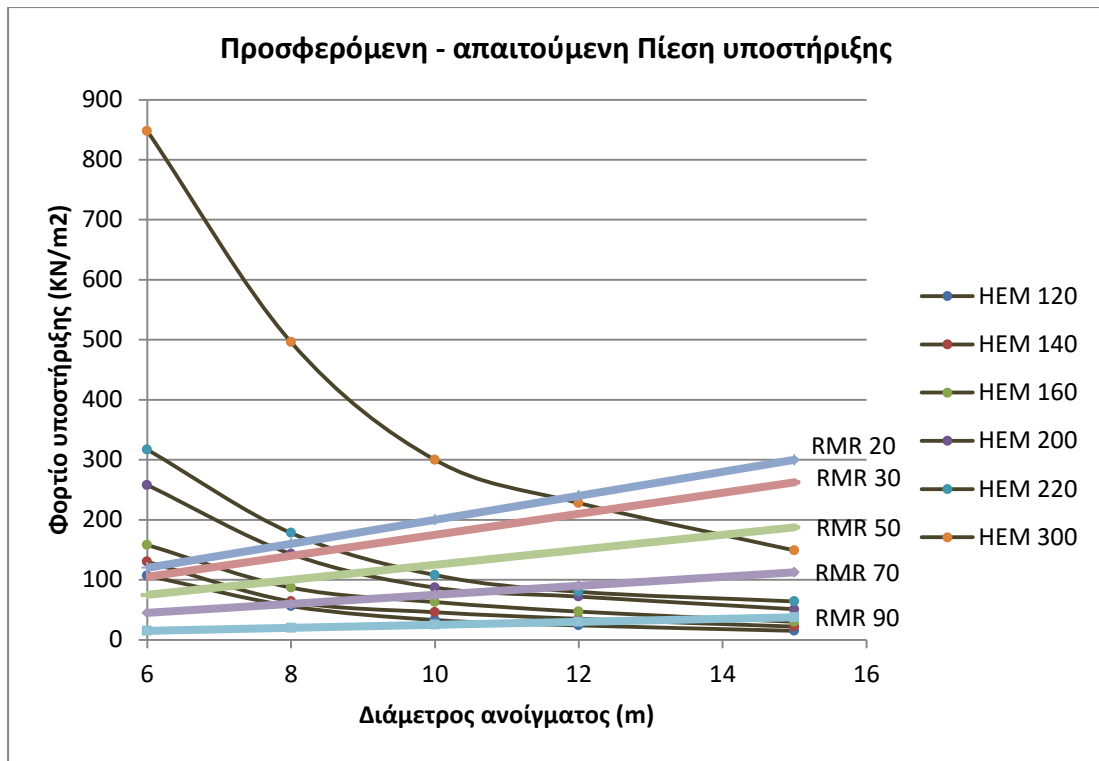
- Τύπος πλαισίου με ευθύγραμμα πόδια (D-type)



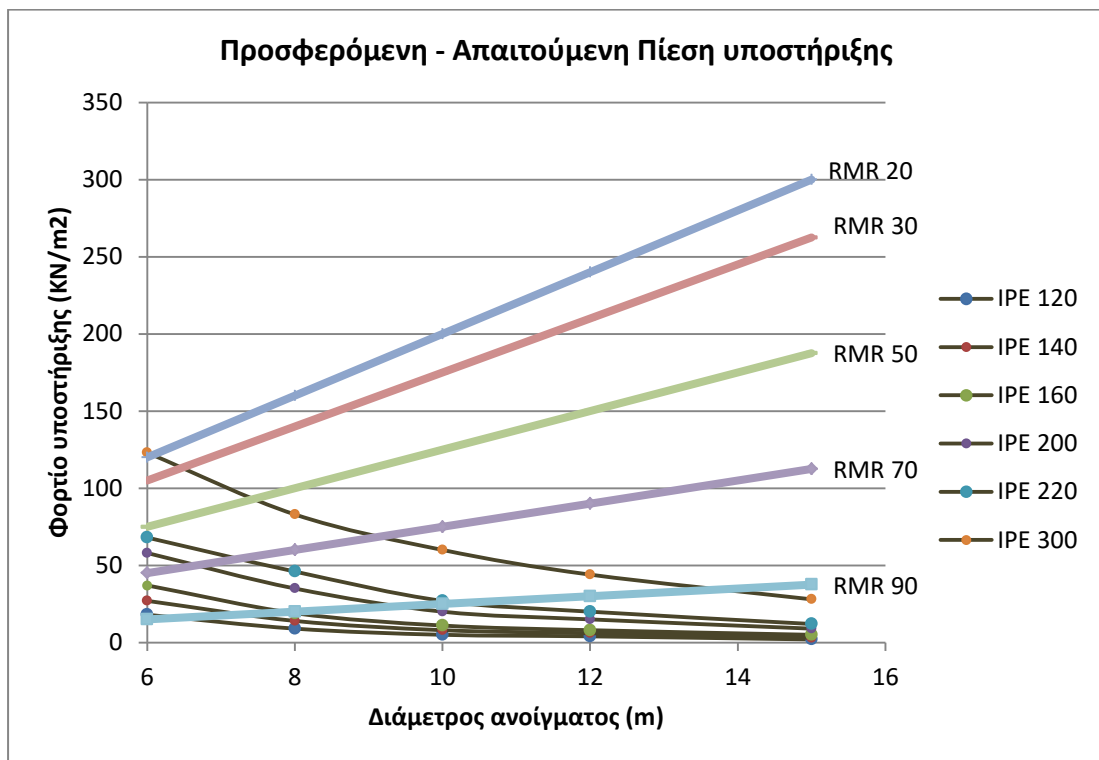
Σχήμα 4.6.2.5: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης (D-type) πλαισίου διατομής HEA



Σχήμα 4.6.2.6: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης (D-type) πλαισίου διατομής HEB



Σχήμα 4.6.2.7: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης (D-type) πλαισίου διατομής HEM



Σχήμα 4.6.2.8: Προσφερόμενη – Απαιτούμενη Πίεση υποστήριξης (D-type) πλαισίου διατομής IPE

Σχολιασμός με βάση τις απαιτούμενες καμπύλες υποστήριξης

Αντίστοιχα αποτελέσματα με την περίπτωση του ημικυκλικού πλαισίου παρουσιάζονται και για το πλαίσιο με ευθύγραμμο πόδια. Αναλυτικότερα, για χαμηλής ποιότητας βραχώμαζες (RMR=20) η πίεση υποστήριξης που απαιτείται είναι σαφώς αρκετά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη για καλύτερης ποιότητας βραχώμαζες (RMR= 70-90). Πιο συγκεκριμένα, για άνοιγμα 6m και RMR=90 παρατηρείται πως το σύνολο των διατομών (HEA, HEB, HEM και IPE) επαρκούν. Αντίθετα, για μεγαλύτερα ανοίγματα (15m) όπου οι συνθήκες που δημιουργούνται για το υπόγειο άνοιγμα είναι δυσμενέστερες η διατομή που επαρκεί είναι η HEM (HEM200, HEM220, HEM300), η οποία έχει και τα καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά, ενώ για την διατομή HEA και HEB αυτή που επαρκεί είναι η HEA300 και HEB300 αντίστοιχα. Τέλος, η IPE η οποία έχει ασθενέστερα μηχανικά χαρακτηριστικά σε σχέση με τις υπόλοιπες δεν επαρκεί στο σύνολο της. Επιπρόσθετα, στην περίπτωση που ο δείκτης RMR της βραχώμαζας ισούται με 30 για να επαρκεί το πλαίσιο με διατομή HEB 200 σε υπόγειο άνοιγμα 8m θα πρέπει τα πλαίσια να τοποθετηθούν ανά 0,75m ώστε να παραλαμβάνουν την απαιτούμενη πίεση υποστήριξης των 130KPa., Συμπερασματικά, και σε αυτή την περίπτωση όπως και στο ημικυκλικό είδος πλαισίου για την ευστάθεια της κατασκευής χρειάζεται να ληφθούν τα κατάλληλα μέτρα υποστήριξης, το οποίο σημαίνει 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.

4.7 Παραδοχές των διαγραμμάτων προσφερόμενης – απαιτούμενης υποστήριξης

Σημειώνεται πως η μελέτη της φέρουσας ικανότητας του φορέα υπολογίστηκε και κατ' επέκταση ο σχεδιασμός των γραφικών παραστάσεων βασίστηκαν σε ορισμένες παραδοχές.

- Αρχικά, για τον υπολογισμό του φορτίου αντοχής των πλαισίων δεν έγινε προσωμοίωση της βραχώμαζας στο λογισμικό Sofistik για λόγους απλούστευσης. Ωστόσο, η συμπεριφορά της λήφθηκε υπόψη με βάση την εξίσωση 4.6.1) για τον υπολογισμό της απαιτούμενης υποστήριξης.
- 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. Ακόμα αναφέρεται ότι επιλέχθηκε τετρακομβικός τύπος πεπερασμένων στοιχείων με μέγιστο επιτρεπόμενο μήκος ανά στοιχείο 50cm.

- Ακόμη, στην παραπάνω μελέτη για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας δεν πραγματοποιήθηκε έλεγχος σε λυγισμό καθώς τα πλαίσια τοποθετούνται συνήθως μαζί με εκτοξευόμενο σκυροδεμα και βλήτρα. Κατά τον άξονα x της διατομής εφαρμόζεται το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενώ κατά τον άξονα z τοποθετούνται βλήτρα για την καλύτερη ευστάθεια του πλαισίου. Με τον τρόπο αυτό το πλαίσιο αποτελεί έναν ενιαίο συμπαγή φορέα με αποτέλεσμα να μην παρουσιάζονται φαινόμενα λυγισμού. Επιπλέον, με τη χρήση στρογγυλών ράβδων στα διατηρήματα εξασφαλίζεται η διαμήκης διασύνδεση με αποτέλεσμα να αποτρέπονται φαινόμενα λυγισμού.
- Όσο αναφορά στην δημιουργία των καμπύλων απαιτούμενης – προσφερόμενης υποστήριξης τα διαγράμματα σχεδιάστηκαν με την παραδοχή πως τα πλαίσια τοποθετούνται ανά 1m κατά μήκος της σήραγγας έτσι ώστε η σύγκριση της απαίτησης και της ικανότητας των πλαισίων να είναι σε κοινές σε μονάδες $\frac{KN}{m^2}$.
- Τέλος, δεν υπάρχουν ουσιαστικές διαφορές στην στατική ανάλυση μεταξύ της αρχικής υποστήριξης και της τελικής επένδυσης. Ο ακριβής υπολογισμός της φόρτισης απαιτεί τη θεώρηση τόσο της τρισδιάστατης κατάστασης ως αποτέλεσμα της παρουσίας του μετώπου, όσο και της επιρροής του χρόνου στη συμπεριφορά του εδάφους. Στην πράξη, συχνά τα πλαίσια σχεδιάζονται εμπειρικά βασιζόμενα σε παρόμοια έργα που έχουν πραγματοποιηθεί.

5. Συμπεράσματα-Παρατηρήσεις

Καταρχήν, είναι φανερό πως κάθε μελέτη της φέρουσας ικανότητας πρέπει να ακολουθεί καθορισμένους κανόνες και αρχές. Στην παρούσα εργασία οι μέθοδοι ανάλυσης και τα χαρακτηριστικά του φορέα έχουν βασιστεί στον Ευρωκώδικα 3 ενώ ο καθορισμός του φορτίου που ασκείται στα πλαίσια καθορίστηκε με βάση την σχετική βιβλιογραφία.

Επίσης, οι μέθοδοι ανάλυσης που θα επιλεγούν επαφίονται στην κρίση του μηχανικού (γραμμική, μη γραμμική ανάλυση). Στην προκειμένη περίπτωση η ανάλυση για την εξαγωγή των διαγραμμάτων N,Q,M έγινε γραμμικά καθώς οι προβλεπόμενες παραμορφώσεις δεν είναι μεγάλες. Εκτός αυτού, η γραμμική ανάλυση είναι πιο συντηρητική καθώς δεν λαμβάνονται υπόψη συντελεστές για την αύξηση της αντοχής του υλικού και των διατομών.

Οι στατικές αναλύσεις που εκτελέστηκαν στα πλαίσια της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας και η επιλογή των διατομών που επιλέχθηκαν στα χαλύβδινα πλαίσια κατέδειξαν το σημαντικό ρόλο που διαδραματίζουν οι αποφάσεις που θα ληφθούν στο στάδιο αρχικής μελέτης μίας σήραγγας. Πιο συγκεκριμένα, οι διατομές HEM έχουν αρκετά μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα σε σχέση με τις διατομές IPE οπότε είναι ικανές να χρησιμοποιηθούν είτε για μεγαλύτερα ανοίγματα (12-15m) είτε για βραχόμαζες με πιο ασθενή χαρακτηριστικά (RMR<30)

Επιπλέον, ένα άλλο σημαντικό κριτήριο που παίζει ρόλο στην αντοχή της υποστήριξης είναι το πλάτος του ανοίγματος. Για μικρά ανοίγματα (περί των 6m) τα εντατικά μεγέθη είναι αρκετά μικρότερα και τα αντίστοιχα φορτία αντοχής μεγαλύτερα σε σχέση με ανοίγματα πάνω από 10m όπου τα φορτία αντοχής μειώνονται σε μεγάλο βαθμό.

Το είδος του πλαισίου διαδραματίζει σημαντικό ρόλο σχετικά με την φέρουσα ικανότητά του. Πιο συγκεκριμένα το είδος πλαισίου με τα ευθύγραμμα πόδια παρουσιάζει μικρότερη φέρουσα ικανότητα σε σχέση με το ημικυκλικό τύπο πλαισίου. Για παράδειγμα για διατομή HEB 200 και άνοιγμα 10m το φορτίο αντοχής του D τύπου πλαισίου είναι κατά 23% περίπου μικρότερο σε σχέση με το αντίστοιχο του ημικυκλικού. Ωστόσο, αυτό δεν αποτελεί μια γενική εικόνα καθώς σε άλλες περιπτώσεις οι διαφορές της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο τύπων πλαισίων είναι αρκετά μικρότερες.

Όσο αναφορά στην απαιτούμενη υποστήριξη που υπολογίστηκε με βάση το σύστημα ταξινόμησης Bieniawski παρατηρείται πως για χαμηλά RMR (δηλαδή είτε μικρό σc και ελάχιστα κατακερματισμένη βραχόμαζα, είτε μεγάλο σc και αρκετά κατακερματισμένη βραχόμαζα) τα φορτία απαιτούμενης υποστήριξης είναι αρκετά μεγάλα και ειδικότερα για τις μεγαλύτερες διαμέτρους καμία διατομή που χρησιμοποιήθηκε δεν επαρκεί. Έτσι, σε

δυσμενείς περιπτώσεις βραχόμαζας απαιτείται η εφαρμογή κατάλληλων μέτρων υποστήριξης όπως η απόσταση της τοποθέτησης των χαλύβδινων πλαισίων σε μικρότερες αποστάσεις κατά μήκος της σήραγγας (π.χ. ανά 0,5m) ή ο συνδυασμός μεταλλικών πλαισίων μαζί με την εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος και την τοποθέτηση αγκυρίων. Με αυτόν τον τρόπο η φέρουσα ικανότητα της υποστήριξης θα αυξηθεί με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει τα δρώντα φορτία.

Συμπερασματικά γίνεται κατανοητό πως κατά την προκαταρκτική μελέτη, αυτά τα ημι-εμπειρικά διαγράμματα αποτελούν χρήσιμο μέσο επιλογής του τύπου χαλύβδινου πλαισίου για μια σήραγγα γνωστών διαστάσεων σε μία βραχόμαζα που είναι συγκρίσιμο σε μία από τις κατηγορίες της ταξινόμησης.

Επιπρόσθετα συμπεράσματα που θα μπορούσαν να εξαχθούν από την συγκεκριμένη διπλωματική εργασία είναι πως η σύνδεση των μεταλλικών πλαισίων με ράβδους είναι απαραίτητη για την σωστή απόκριση των πλαισίων καθώς επίσης και η ακλόνητη έδραση τους με πακτώσεις ώστε να αποτρέπονται φαινόμενα λυγισμού.

Επίσης, στόχος τέτοιων μελετών πρέπει να είναι η ασφαλής κατασκευή και λειτουργία του εκάστοτε έργου, αλλά και η οικονομικότητα της κατασκευής. Για το λόγο αυτό, επαφίεται στην κρίση του μηχανικού η επιλογή των μέτρων υποστήριξης που θα χρησιμοποιηθούν, ώστε ο κατάλληλος συνδυασμός μέτρων να έχει ως αποτέλεσμα την επίτευξη της καλύτερης τεχνικοοικονομικής λύσης.

Τέλος, τα διαγράμματα που δημιουργήθηκαν αποτελούν ένα σημαντικό εργαλείο για την πρώτη εκτίμηση του είδους πλαισίου και της διατομής

Αξίζει να σημειωθεί, πως επιμέρους παράμετροι που δεν ελήφθησαν στην παρούσα εργασία όπως οι συνδέσεις μεταξύ των επιμέρους τμημάτων των πλαισίων και η συμπεριφορά των πλαισίων σε συνδυασμό με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τα αγκύρια είναι σημαντικές για την καλύτερη κατανόηση του προβλήματος και την αντιπροσωπευτικότερη συμπεριφορά της υποστήριξης σε συνθήκες πραγματικού έργου.

Βιβλιογραφικές αναφορές

- [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. Engrn.* 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] ΧΡ.Ν ΚΑΛΦΑΣ (2010) "Κατασκευές από χάλυβα ΤΟΜΟΣ 1: Διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων από χάλυβα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες"
- [15] Hoek, E. (2007). Rock mass classification. Practical Rock Engineering.

- [16] Βάγιας, Ι., Ερμόπουλος, Ι., Ιωαννίδης, Γ., (2008), "Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα". Εκδόσεις «Κλειδάριθμος»
- [17] Bieniawski, Z.T. (1989). "Engineering rock mass classifications". New York: Wiley