



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΛΕΠΤΟΤΟΙΧΩΝ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ
ΨΥΧΡΗΣ ΕΛΑΣΗΣ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Δράκου Ουρανία
Σιφναίου Φραγκίσκα

Επιβλέπων Καθηγητής: Πνευματικός Νικόλαος

Αθήνα, Δεκέμβριος 2021

**ΥΠΕΥΘΥΝΗ ΔΗΛΩΣΗ ΑΥΘΕΝΤΙΚΟΤΗΤΑΣ
ΒΕΒΑΙΩΣΗ ΕΚΠΟΝΗΣΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ**

Δηλώνουμε υπεύθυνα ότι η συγκεκριμένη Διπλωματική Εργασία για τη λήψη του προπτυχιακού τίτλου σπουδών του ΠΜΣ στη Διοίκηση Υπηρεσιών της Σχολής Μηχανικών, του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής έχει συγγραφεί από εμάς προσωπικά και δεν έχει υποβληθεί ούτε έχει εγκριθεί στο πλαίσιο κάποιου άλλου μεταπτυχιακού ή προπτυχιακού τίτλου σπουδών, στην Ελλάδα ή στο εξωτερικό.

Η εργασία αυτή έχοντας εκπονηθεί από εμάς, αντιπροσωπεύει τις προσωπικές μας απόψεις επί του θέματος. Οι πηγές στις οποίες ανατρέξαμε για την εκπόνηση της συγκεκριμένης διπλωματικής αναφέρονται στο σύνολό τους, δίνοντας πλήρεις αναφορές στους συγγραφείς, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το Διαδίκτυο.

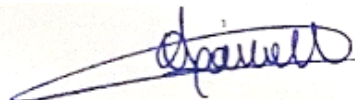
Σε κάθε περίπτωση, αναληθούς ή ανακριβούς δηλώσεως, υποκείμεθα στις συνέπειες που προβλέπονται καθώς και στις διατάξεις που προβλέπει η Ελληνική και Κοινοτική Νομοθεσία περί πνευματικής ιδιοκτησίας.

ΟΙ ΔΗΛΟΥΣΕΣ

Όνοματεπώνυμο: Ουρανία Δράκου

Αριθμός Μητρώου: 6711

Υπογραφή:



και

Όνοματεπώνυμο: Φραγκίσκα Σιφναίου

Αριθμός Μητρώου: 6762

Υπογραφή:



ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΠΝΕΥΜΑΤΙΚΟΣ

Επιβλέπων καθηγητής

Υπογραφή:

Όνοματεπώνυμο εξεταστών:

ΤΡΙΑΝΤΑΦΥΛΛΟΣ ΚΟΚΚΙΝΟΣ

Υπογραφή:

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

Υπογραφή:

Περιεχόμενα

Ευχαριστίες	i
Περίληψη	ii
Abstract	iii
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή	1
1.1: Λίγα λόγια για τον δομικό χάλυβα.....	1
1.1.1: Γενικά Χαρακτηριστικά.....	1
1.1.2: Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα δομικού χάλυβα.	2
1.2: Διατομές ψυχρής έλασης.....	3
1.2.1: Γενικά.....	3
1.2.2: Κατηγορίες λεπτότοιχων διατομών ψυχρής έλασης.	4
1.2.3: Μέθοδοι παραγωγής.....	7
1.2.4: Πλεονεκτήματα κατά την παραγωγή	9
1.2.5: Πλεονεκτήματα χρήσεων λεπτότοιχων διατομών.....	9
1.2.6: Βιωσιμότητα χάλυβα ψυχρής έλασης	11
1.2.7: Διατάξεις-Κανονισμοί σχεδίασης λεπτότοιχων διατομών ψυχρής έλασης.....	11
Κεφάλαιο 2: Ιδιότητες υλικών και διατομών	13
2.1: Οριακές καταστάσεις – Έλεγχοι	13
2.2: Συνδυασμοί φορτίσεων	13
2.3: Ποιότητες & Χημική σύνθεση χαλύβων.....	15
2.3.1: Ποιότητες Χαλύβων.....	15
2.3.2: Χημική σύνθεση.....	17
2.4: Ανοχές.....	17
2.5: Ιδιότητες υλικού μελών και φύλλων ψυχρής έλασης.....	18
2.5.1: Ολκιμότητα	18
2.5.2: Διάβρωση.....	19
2.6: Ονομάστικες διαστάσεις διατομών	20
2.7: Καμπύλες προσαρμογής.....	20
2.8: Οριακές τιμές λόγου πάχους-πλάτους.....	22
2.9: Προσομοίωση των τοιχωμάτων της διατομής.....	22
Κεφάλαιο 3: Έλεγχος σε επίπεδο στοιχείου	24
3.1: Γενικά.....	24
3.2: Μορφές λυγισμού διατομών	24
3.2.1: Τοπικός λυγισμός και λυγισμός με στρέβλωση της διατομής	24
3.2.2: Καμπτικός λυγισμός (flexural buckling).....	26
3.2.3: Στρεπτικός λυγισμός (torsional buckling).....	27
3.2.3.1: Στρεπτικός-πλευρικός λυγισμός.	28

3.2.4: Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός (torsional flexural buckling)	28
3.2.5: Αστάθειες αξονικά θλιβόμενων στοιχείων	29
3.3: Κύρτωση με στρέβλωση της διατομής.....	31
3.3.1: Καμπύλωση πέλματος.....	32
3.4: Γεωμετρικές ιδιότητες ενεργού διατομής.....	33
3.4.1: Γενικά.....	33
3.4.2: Επίπεδα στοιχεία χωρίς ενισχύσεις.....	33
3.4.3: Επίπεδα στοιχεία με ενισχύσεις	35
3.4.3.1: Γενικά.....	35
3.4.3.2: Ακραίες ενισχύσεις	38
3.5: Σχεδιασμός και έλεγχος υποστυλώματος.....	41
3.5.1: Συμμετρικές διατομές- Ενεργός διατομή.....	41
3.5.2: Ασύμμετρες διατομές – Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη.....	42
3.5.3: Αντοχή υποστυλώματος έναντι καμπτικού λυγισμού.....	43
3.6: Αξονική και κάμψη.....	44
Κεφάλαιο 4: Έλεγχος σε επίπεδο διατομής.....	45
4.1: Γενικά.....	45
4.1.1: Ταξινόμηση διατομών.....	45
4.2: Οριακές καταστάσεις	46
4.3: Καταπονήσεις διατομών.....	48
4.3.1: Αξονικός εφελκυσμός	48
4.3.2: Αξονική θλίψη	48
4.3.3: Κάμψη.....	49
4.3.4: Έλεγχος διάτμησης-Διατμητική κύρτωση	51
4.3.4.1: Επιρροή της διατμητικής υστέρησης (shear leg)	52
4.3.5: Στρέψη	54
4.4: Σχεδιασμός και έλεγχος τεγίδας.....	55
4.4.1: Γενικά.....	55
4.4.2: Συνδέσεις τεγιδών	56
4.4.3: Καταπονήσεις των τεγιδών	56
4.4.4: Προσδιορισμός στοιχείων με δοκιμές.....	58
4.5: Σχεδιασμός και έλεγχος δοκών	59
4.6: Τυπικό παράδειγμα αντοχής κάμψης κυκλικών κοίλων τμημάτων	60
Κεφάλαιο 5: Χαλυβδόφυλλα και κασέτες	63
5.1: Χαλυβδόφυλλα.....	63
5.1.1: Γενικά.....	63
5.1.2: Διαφραγματική λειτουργία.....	64

5.1.3: Πλεονεκτήματα διαφραγματικής λειτουργίας και κίνδυνοι αγνόησης της	66
5.2: Κασέτες	67
Κεφάλαιο 6: Συνδέσεις.....	69
6.1: Γενικά.....	69
6.2: Μέσα συνδέσεως.....	70
6.2.1: Μηχανικά μέσα συνδέσεως.....	71
6.2.1.1: Μηχανικά μέσα σύνδεσης για διατομές.....	72
6.2.1.2: Μηχανικά μέσα σύνδεσης για χαλυβδόφυλλα	78
6.2.1.3: Μηχανικά μέσα σύνδεσης για πετάσματα σάντουιτς	79
6.2.2: Συγκολλήσεις	80
6.2.3: Συνδέσεις με κόλλες.....	83
6.3: Κατηγορίες σύνδεσης μελών.....	84
Κεφάλαιο 7: Διαστασιολόγηση συνδέσεων	89
7.1: Γενικά.....	89
7.2: Διαστασιολόγηση συνδέσεων με μηχανικά μέσα	89
7.2.1: Γενικές διατάξεις.....	89
7.2.2: Έλεγχος συνδέσεων με κοχλίες με περικόχλια	95
7.2.3: Έλεγχος συνδέσεων με αυτοεμπηγνύμενες βίδες	96
7.2.4: Έλεγχος συνδέσεων με πριτσίνια (τυφλοί ήλοι)	97
7.2.5: Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα.....	98
7.3: Διαστασιολόγηση συγκολλητών συνδέσεων	99
7.3.1: Γενικές παρατηρήσεις	99
7.3.2: Σημειακές ραφές	99
7.3.3: Σημειακές ραφές τόξου	101
7.3.4: Εξωραφές υπερκάλυψης	104
Κεφάλαιο 8: Πυροπροστασία	105
8.1: Γενικά.....	105
8.2: Μεταβολή ιδιοτήτων χάλυβα	105
8.3: Πυροπροστασία διατομών ψυχρής έλασης	108
8.3.1: Τοίχοι και δάπεδα διαμερισμάτων	109
8.3.2:Επιφανειακή εξάπλωσης φλόγας	110
8.4: Πυροπροστασία κατά την κατασκευή.....	111
Κεφάλαιο 9: Εφαρμογές λεπτότοιχων διατομών	112
9.1: Γενικά.....	112
9.2: Εφαρμογές λεπτότοιχων διατομών ψυχρής έλασης σε κτίρια	115
9.2.1: Τύποι θεμελίωσης	115
9.2.2: Σχεδιασμός ισογείου	116

9.2.3: Ενδιάμεσα δάπεδα.....	118
9.2.4: Διαχωριστικά δάπεδα.....	119
9.2.5: Δάπεδα διαμερισμάτων.....	120
9.2.6: Κατασκευή εσωτερικών τοίχων.....	121
9.2.6.1: Φέροντες τοίχοι.....	121
9.2.6.2: Μη φέροντες τοίχοι.....	121
9.2.6.3: Κόμβοι μεταξύ τεμνόμενων τοίχων.....	122
9.2.6.4: Διαχωριστικοί τοίχοι και τοίχοι διαμερισμάτων (Party Walls).....	122
9.2.7: Εξωτερικοί-φέροντες τοίχοι.....	123
9.2.7.1: Σχεδιασμός λόγω φορτίων ανέμου.....	123
9.2.7.2: Σχεδιασμός για αξονική φόρτιση.....	125
9.3: Κατασκευή στεγών.....	129
9.3.1: Γενικά.....	129
9.3.2: Κεκλιμένες στέγες.....	129
9.3.3: Δοκάρια στέγης.....	129
9.3.4: Στέγη πάνελ.....	131
Κεφάλαιο 10: Επίλυση παραδειγμάτων με την χρήση του προγράμματος Excel.....	132
10.1: Γενικά.....	132
10.2: Παραδείγματα διατομών.....	132
10.2.1: Παράδειγμα αμφιέριστης τεγίδας.....	132
10.2.1.1: Υπολογιστικό φύλλο 1-Δεδομένα.....	132
10.2.1.2: Υπολογιστικό φύλλο 2 - Ενεργός διατομή για αξονική θλίψη.....	134
10.2.1.3: Υπολογιστικό φύλλο 3 - Ενεργός διατομή για καμπτική ροπή.....	136
10.2.1.4: Υπολογιστικό φύλλο 4 - Έλεγχος τεγίδας για αξονική δύναμη $N_{ed}=0kN$ & $N_{ed}=20 kN$	138
10.2.1.5: Υπολογιστικό φύλλο 5 - Έλεγχος διατομής.....	140
10.2.1.6: Υπολογιστικό φύλλο 6 - Έλεγχος τέμνουσας.....	142
10.2.1.7: Υπολογιστικό φύλλο 7 - Έλεγχος σε λειτουργικότητα.....	142
10.2.1.8: Συμπέρασμα.....	144
10.2.2: Παράδειγμα διμελούς υποστυλώματος.....	144
10.2.2.1: Υπολογιστικό φύλλο 1 - Δεδομένα.....	144
10.2.2.2: Υπολογιστικό φύλλο 2 - Ενεργός διατομή για θλιπτική αξονική δύναμή.....	146
10.2.2.3: Υπολογιστικό φύλλο 3 - Ενεργός διατομή για καμπτική ροπή M_y	150
10.2.2.4: Υπολογιστικό φύλλο 4 - Έλεγχος διατομής σε θλίψη και κάμψη.....	152
10.2.2.5: Υπολογιστικό φύλλο 5 - Έλεγχος μέλους σε λυγισμό.....	152
10.2.2.6: Συμπέρασμα.....	154
10.3: Παραδείγματα συνδέσεων.....	155
10.3.1: Παραδείγματα μηχανικών μέσων σύνδεσης.....	155

10.3.1.1: Κοχλιωτή σύνδεση.....	155
10.3.1.2: Σύνδεση με πριτσίνια.....	156
10.3.1.3: Σύνδεση με αυτοεμπηγνύομενες βίδες.....	159
10.3.2: Παραδείγματα συγκολλητών συνδέσεων.....	161
10.3.2.1: Σύνδεση με σημειακές ραφές.....	161
10.3.2.2: Σύνδεση με ραφές οπής.....	163
10.3.2.3: Σύνδεση με εξωραφές.....	164
10.3.2.4: Συμπεράσματα.....	165
Βιβλιογραφία.....	166
Παράρτημα.....	I
Ευρετήριο Εικόνων.....	I
Ευρετήριο Σχημάτων.....	III
Ευρετήριο Πινάκων.....	IX
Ευρετήριο Διαγραμμάτων.....	XI

Ευχαριστίες

Στο πλαίσιο εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον επιβλέποντα καθηγητή μας, Νικόλαο Πνευματικό, για την άριστη συνεργασία μας και την πολύτιμη βοήθεια που μας προσέφερε καθ' όλη τη διάρκεια της έρευνας, εκπόνησης και συγγραφή της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας. Ακόμη, ευχαριστούμε τους δικούς μας ανθρώπους και τις οικογένειες μας για την στήριξή τους σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μας.

Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, μελετώνται οι αρχές σχεδιασμού λεπτότοιχων χαλύβδινων διατομών, διαμορφωμένες εν ψυχρώ καθώς και οι τρόποι σύνδεσής τους. Η εργασία χωρίζεται σε δύο μέρη. Στο πρώτο, γίνεται εκτενής αναφορά του τρόπου παραγωγής, των χαρακτηριστικών, του σχεδιασμού και των καταπονήσεων στις οποίες υποβάλλονται τα λεπτότοιχα χαλύβδινα μέλη. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στη μελέτη των μορφών λυγισμού από τις οποίες καταπονούνται τα λεπτότοιχα στοιχεία, σύμφωνα πάντα με το μέρος 1-3 του Ευρωκώδικα 3. Επιπλέον, όσον αφορά τις συνδέσεις, περιγράφονται οι διάφοροι τρόποι με τους οποίους πραγματοποιούνται, οι μορφές αστοχίας τους, όπως επίσης και η διαστασιολόγηση με βάση το μέρος 1-3 του Ευρωκώδικα 3.

Στο δεύτερο μέρος, δημιουργήθηκαν με τη χρήση του προγράμματος Excel Microsoft Office, υπολογιστικά φύλλα με σκοπό τον υπολογισμό της επάρκειας ή όχι διάφορων περιπτώσεων μελών και συνδέσεων. Πιο αναλυτικά, στο πρώτο παράδειγμα γίνεται ο έλεγχος επάρκειας μιας αμφιέριστης τεγίδας διατομής C, υπό τη δράση ανεμοπίεσης. Στο δεύτερο, παρουσιάζεται ο έλεγχος ενός διμελούς υποστυλώματος από διατομές C, καταπονούμενο από αξονική δύναμη αλλά και από γραμμικά μεταβαλλόμενες ροπές.

Συμπληρωματικά, προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια των συνδέσεων των λεπτότοιχων διατομών ψυχρής έλασης, δημιουργήθηκαν ξανά με τη χρήση του προγράμματος Excel Microsoft Office, τρία παραδείγματα για τον εκάστοτε τρόπο σύνδεσης. Για τα μηχανικά μέσα, εξετάστηκε η επάρκεια των κοχλιών, των πριτσινιών και των αυτοεμπηγνυόμενων βιδών με διαφορετικά συνδεόμενα μέλη σε κάθε περίπτωση, ενώ για τις συγκολλήσεις ελέγχθηκαν οι συνδέσεις σημειακών ραφών, ραφών οπών και εξωραφών σε συνδεόμενα ελάσματα. Οι υπολογισμοί των αντοχών και των γεωμετρικών στοιχείων, τόσο των διατομών όσο και των συνδέσεων, γίνονται βασιζόμενοι στα πρότυπα του Ευρωκώδικα 3 και ειδικότερα στα μέρη 1-1 «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια», 1-3 «Γενικοί κανόνες – Συμπληρωματικοί κανόνες για μέλη και φύλλα ψυχρής έλασης» και 1-5 «Δομικά στοιχεία και επίπεδα ελάσματα». Τέλος, μετά το πέρας των ελέγχων αναφέρονται υπό μορφή συμπερασμάτων τα αποτελέσματα των παραδειγμάτων.

Abstract

This diploma thesis deals with the design process of the lightweight cold-formed steel sections as well as the means of their connection. The current study is split in two parts. In the first one there is a thorough analysis about the elements of the sections, the means of their production and the type of stress that they are charged with, always according to the regulations of the relevant Eurocodes. Specifically, the study emphasizes on the types of buckling that effect the lightweight cold-formed steel sections according to Eurocode 3 part 1-3. Also, about the connection means, there is a thorough presentation of the ways they are done, the stress types of them as well as the methods that they are calculated again according to EC3,part 1-3.

In the second part of the study, were structured some Microsoft Excel calculation sheets in which were examined the endurance or not, of several sections and connection types made of lightweight cold-formed steel. In particular, the first calculation sheet is dealing with the endurance of C section stressed by wind forces. In the second; questions the resistance of a two-member beam formed by C sections, stressed by axial forces and variable moments. To inspect the endurance of the connection types, were created some several calculation sheets. Especially, concerning the mechanical means of connections, several calculations are made with different section types and connection means each time. All the calculations are based on the regulations of the Eurocode 3, especially the parts 1-1,1-3,1-5. Every calculation sheet contains a detailed explanation of the functional process. Finally, there is a brief conclusion of the whole research progress.

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

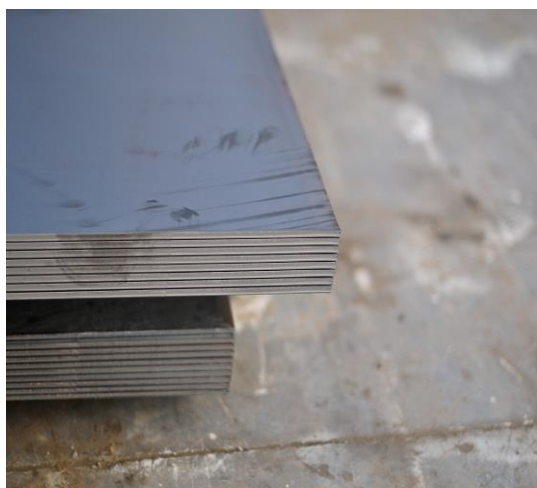
1.1: Λίγα λόγια για τον δομικό χάλυβα

1.1.1: Γενικά Χαρακτηριστικά

Ο δομικός χάλυβας, είναι μία από τις πολλές κατηγορίες του παγκοσμίως κοινού χάλυβα. Το βασικό συστατικό του είναι ο σίδηρος (Fe). Αποτελείται όμως και από άλλα μεταλλικά στοιχεία όπως ο άνθρακας, το μαγγάνιο, το πυρίτιο, το νικέλιο, ο χαλκός, το χρώμιο, το θείο, ο φωσφόρος κλπ. Η ποσότητα σε άνθρακα κυμαίνεται μεταξύ 0,20% και 0,30%, ενώ το πυρίτιο και το μαγγάνιο δεν ξεπερνούν το 1,5%. Τα χημικά αυτά στοιχεία είναι που προσδιορίζουν τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα, όπως η αντοχή, η ολκιμότητα, η ευαισθησία στη διάβρωση κλπ. Σε περίπτωση μεταβολής της αναλογίας δημιουργείται άλλο είδος χάλυβα.

Όσον αφορά τη χρήση του, ο δομικός χάλυβας εδώ και δεκαετίες χρησιμοποιείται στον οπλισμό του σκυροδέματος. Λόγω της εξέλιξης της τεχνολογίας αλλά και των υψηλών του επιδόσεων, πλέον αποτελεί το βασικότερο στοιχείο του φέροντα οργανισμού των μεταλλικών κατασκευών (κτίρια, δομικά έργα κλπ).

Προκύπτει κυρίως από θερμή έλαση ημιτελών προϊόντων χάλυβα σε θερμοκρασίες άνω των 900°. Διαμορφώνεται σε διάφορες διατομές και προφίλ με συγκεκριμένα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, τα οποία καθορίζουν και τις μηχανικές τους ιδιότητες. Παραδείγματα τέτοιων διατομών είναι οι τύπου I, U, οι λάμες, οι κοίλες, οι τετραγωνικές κλπ. Ωστόσο, η θερμή έλαση δεν είναι ο μόνος τρόπος παραγωγής του δομικού χάλυβα. Η ψυχρή έλαση, αποτελεί εξίσου μία μέθοδο παραγωγής, αν και όχι τόσο γνωστή.



Εικόνα 1.1: Λάμες από δομικό χάλυβα

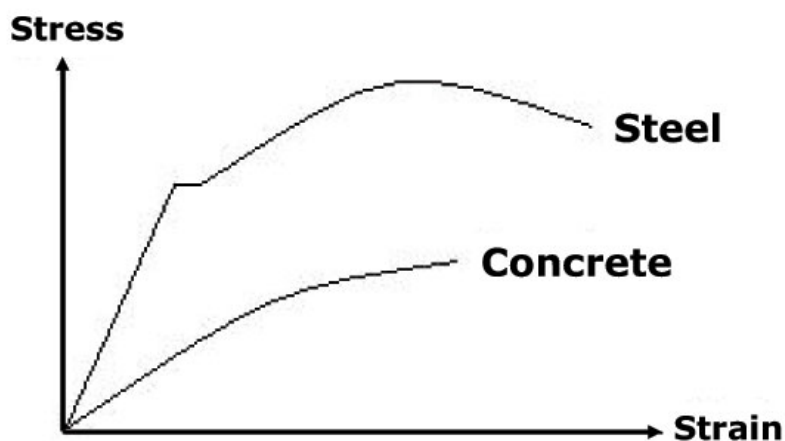


Εικόνα 1.2: Κοιλοδοκοί από δομικό χάλυβα

1.1.2: Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα δομικού χάλυβα.

Ο δομικός χάλυβας, από επιστημονικής πλευράς πλεονεκτεί σε μια σειρά από διάφορους παράγοντες, σε σχέση με το σκυρόδεμα και το ξύλο. Εκτός αυτού όμως, υπάρχουν και σημαντικά πλεονεκτήματα που προσφέρει χρησιμοποιούμενος ως δομικό υλικό σε κτίρια που προορίζονται για βιομηχανική χρήση. Κάποια από αυτά είναι:

- Έχει σχετικά μεγάλη περιοχή πλαστικής παραμόρφωσης στο διάγραμμα τάσης-παραμόρφωσης. Αυτό σημαίνει ότι είναι αρκετά ελαστικός, αντέχει δηλαδή φορτίσεις πέραν του ορίου διαρροής του, ως την τελική του αστοχία.
- Απεριόριστη διάρκεια ζωής. Τα χαρακτηριστικά του είναι αμετάβλητα στο χρόνο και σε συνδυασμό με την κατάλληλη συντήρηση παρέχεται μονιμότητα στην κατασκευή.
- Διαθέτει σταθερές μηχανικές ιδιότητες, καθώς επίσης και τον υψηλότερο λόγο αντοχής προς ειδικό βάρος. Έτσι, εξασφαλίζει το σχεδιασμό ελαφρύτερων κατασκευών.
- Ταχύτητα εκτέλεσης
- Αντισεισμικότητα. Είναι ιδανικό υλικό για αντισεισμικές κατασκευές.
- Είναι οικολογικό υλικό αφού είναι 100% ανακυκλώσιμο.
- Ευκολία στην κατασκευή
- Σε σύγκριση με το μπετόν είναι εξ αρχής σε πλήρη ικανότητα φόρτισης και δεν χρειάζεται χρόνο ώστε να στερεοποιηθεί.
- Συγκριτικά με το ξύλο, δεν παραμορφώνεται, δεν στρεβλώνει και είναι πιο ανθεκτικός στις μεταβολές της θερμοκρασίας.



Διάγραμμα 1.1: Διάγραμμα Τάσης-Παραμόρφωσης χάλυβα και σκυροδέματος

Σε αντίθεση με τα παραπάνω, υπάρχουν και μειονεκτήματα:

- Είναι ευαίσθητος σε υψηλές θερμοκρασίες, καθώς αν θερμανθεί αρκετά χάνει σημαντικό μέρος της αντοχής του. Επομένως χρειάζεται πυροπροστασία.
- Είναι ευαίσθητος σε λυγισμό.
- Αυξημένο κόστος μελέτης
- Αυξημένο κόστος συντήρησης. Αυτό συμβαίνει κυρίως λόγω της σκουριάς.

1.2: Διατομές ψυχρής έλασης

1.2.1: Γενικά

Οι χαλύβδινες διατομές, όπως προαναφέρθηκε, διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες ανάλογα με τον τρόπο παραγωγής τους. Αυτές είναι, οι διατομές θερμής έλασης αλλά και οι διατομές ψυχρής έλασης. Η δεύτερη κατηγορία, όχι και τόσο οικία, είναι η διαμόρφωση μελών με τη διαδικασία της ψυχρής έλασης από λωρίδες, φύλλα και πλάκες χάλυβα με μηχανές κάμψης. Το πάχος τους κυμαίνεται από 0,5mm έως 5mm, ενώ είναι ιδιαίτερα ελαφρές.

Η χρήση λεπτότοιχων χαλύβδινων προϊόντων ψυχρής έλασης ξεκίνησε στις ΗΠΑ και την Αγγλία στα μέσα του 19ου αιώνα. Εφαρμόζονταν συχνά στην αυτοκινητοβιομηχανία, την αεροναυπηγική, στην κατασκευή δοχείων αποθήκευσης και αλλού. Μετά το 1940 άρχισαν να χρησιμοποιούνται στις μεταλλικές κατασκευές.

Με την πάροδο των χρόνων, διαπιστώθηκε ότι οι χαλύβδινες διατομές ψυχρής έλασης μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως στοιχεία του φέροντος οργανισμού. Επίσης, μετά από την μελέτη της συμπεριφοράς των διατομών αυτών (προστασία έναντι οξείδωσης, νέες μέθοδοι πυροπροστασίας), καθιστώνται ως ένας από τους ταχύτερα αναπτυσσόμενους κλάδους του βιομηχανικού χάλυβα. Πλέον, προϊόντα χάλυβα ψυχρής διαμόρφωσης απαντώνται σε τειγίδες, μηκίδες, γέφυρες, κτίρια σε κατοικίες και προσθήκες ορόφων, σε στέγαστρα ή πλαίσια σε γερανογέφυρες ή ως υλικά για επικάλυψη. Ακόμα, τα τελευταία χρόνια τα τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα σε συνδυασμό με το σκυρόδεμα εφαρμόζονται ως στοιχεία σύμμικτων πλακών.

Οι λεπτότοιχες διατομές είναι πολύ αποδοτικές ως προς τη δυσκαμψία και την αντοχή. Επίσης στοιχεία που τις ξεχωρίζουν είναι η ομοιόμορφη ποιότητα, η οικονομική μεταφορά, η ευκολία ανέγερσης και προκατασκευής.

Ωστόσο, η εκτεταμένη χρήση σύνθετων λεπτότερων διατομών (όπως I & U) σε σχέση με τη θερμή έλαση, είχε σαν αποτέλεσμα την ανάδειξη της ευαισθησίας αυτών των μελών στον τοπικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Παράλληλα, οι κλασικές μέθοδοι συνδέσεων κρίθηκαν ανεπαρκείς με συνέπεια την εξέλιξη των υλικών και των μεθόδων σύνδεσης των λεπτότοιχων διατομών. Ως προς τη γεωμετρία οι λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης είναι συνήθως μονοσυμμετρικές ή συμμετρικές ως προς σημείο και ενισχύονται μέσω απλών ή πτυχωτών ενισχύσεων ή ενδιάμεσων ενισχύσεων ή ενδιάμεσων ενισχύσεων σε πέλματα ή κορμούς.

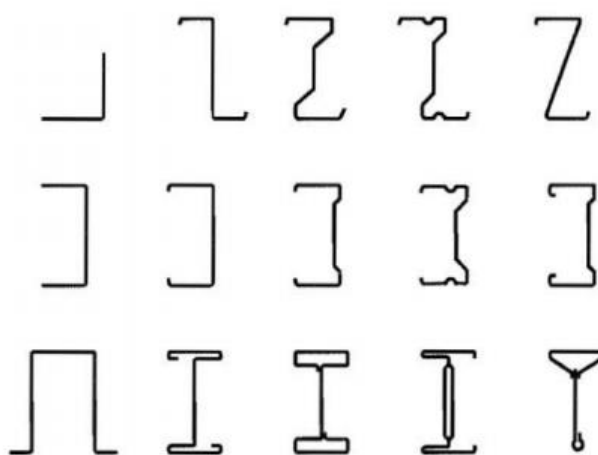
Τέλος, λόγω της μεγάλης και συνεχούς εξέλιξης στον τεχνολογικό τομέα οι ήδη μεγάλες δυνατότητες των συγκεκριμένων μελών μπορούν να αυξηθούν ακόμη περισσότερο, μέσω της ανάπτυξης νέων στοιχείων για επικαλύψεις και πλαγιοκαλύψεις.

1.2.2: Κατηγορίες λεπτότοιχων διατομών ψυχρής έλασης.

Οι διατομές ψυχρής έλασης και τα αυλακωτά φύλλα έχουν σταθερό ονομαστικό πάχος σε όλο το μήκος τους, ενώ μπορεί να έχουν ομοιόμορφη ή απομειούμενη μορφή κατά μήκος της διατομής. Τα μεταλλικά στοιχεία ψυχρής έλασης μπορούν να διακριθούν σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

- Ραβδόμορφα στοιχεία ως μέλη του φέροντα οργανισμού.
- Επιφανειακά στοιχεία του κελύφους της κατασκευής ή των πλακών.

Πιο αναλυτικά, τα ραβδόμορφα στοιχεία αποτελούνται από ανοικτές μεμονωμένες διατομές, από ανοικτές σύνθετες διατομές και από κλειστές σύνθετες διατομές. Συνήθως απαντώνται ως δοκοί για σχετικά μικρά ανοίγματα (τεγίδες, μηκίδες), ως στήλοι και κατακόρυφες στηρίξεις και ως ράβδοι σε δικτυώματα. Το ύψος των διατομών αυτών κυμαίνεται από 50-300mm, ενώ το πάχος του υλικού από 1 έως 6mm. Βέβαια χρησιμοποιούνται και τιμές εκτός των συγκεκριμένων ορίων. Παραδείγματα των διατομών αυτών φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



α) Απλές ανοιχτές διατομές



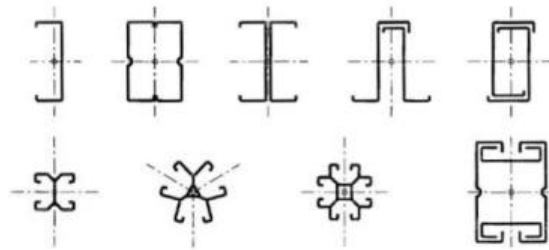
β) Ανοιχτές σύνθετες διατομές



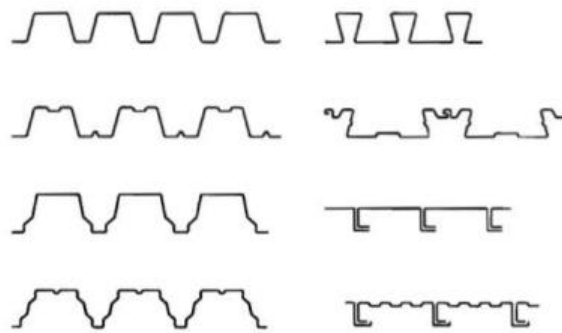
γ) Κλειστές σύνθετες διατομές

Σχήμα 1.1: Είδη διατομών ψυχρής έλασης

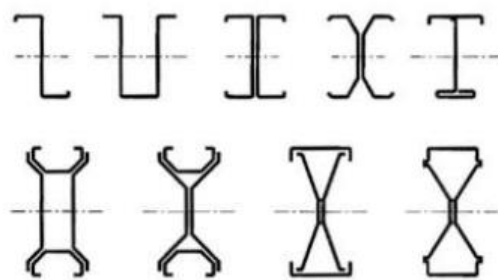
Από τις συγκεκριμένες διατομές αποτελούνται επίπεδα φέροντα μέλη, με το μικρότερο δυνατό πάχος υλικού, και χρησιμοποιούνται γενικά για την κάλυψη επιφανειών υπό μέτρια κατανεμημένη φόρτιση (κατάστρωμα οροφής, δαπέδου, επικάλυψη τοίχων). Το ύψος των διατομών κυμαίνεται από 20-200mm και το πάχος τους από 0,4 έως 1,2(1,5) mm.



α) θλιβόμενα και εφελκυσόμενα μέλη



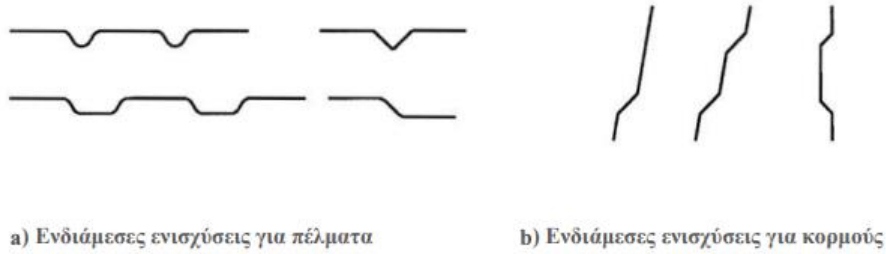
β) Επικαλύψεις και χαλυβδόφυλλα



γ) θλιβόμενα και εφελκυσόμενα μέλη

Σχήμα 1.2: Παραδείγματα μελών ψυχρής διαμόρφωσης

Προκειμένου να αυξηθεί η δυσκαμψία των διατομών ψυχρής έλασης, προβλέπονται ακραίες ή ενδιάμεσες ενισχύσεις. Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται ενδεικτικά οι ακραίες και πτυχωτές ενισχύσεις ή εγχοπές.



a) Ενδιάμεσες ενισχύσεις για πέλματα

b) Ενδιάμεσες ενισχύσεις για κορμούς

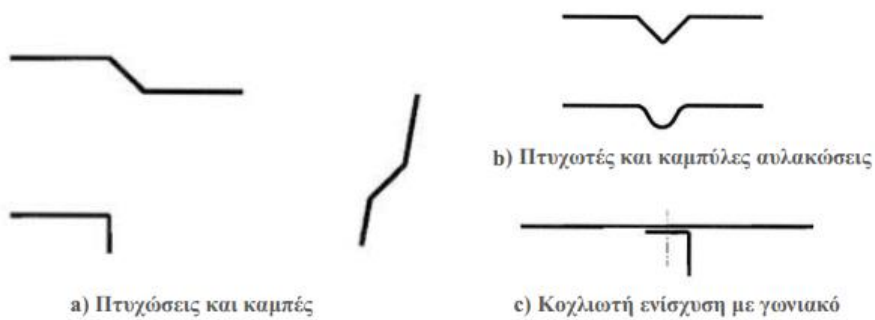
Σχήμα 1.3: Ενδιάμεσες διαμήκεις ενισχύσεις



a) Απλές ακραίες πτυχωτές ενισχύσεις

b) Διπλές ακραίες πτυχωτές ενισχύσεις

Σχήμα 1.4: Ακραίες ενισχύσεις



a) Πτυχώσεις και καμπές

b) Πτυχωτές και καμπύλες αυλακώσεις

c) Κοχλιωτή ενίσχυση με γωνιακό

Σχήμα 1.5: Τυπικές μορφές ενισχύσεων

1.2.3: Μέθοδοι παραγωγής

Η παραγωγή των διατομών ψυχρής διαμόρφωσης πραγματοποιείται με τις εξής μεθόδους:

1. Εν ψυχρώ έλαση
2. Συμπίεση
3. Αναδίπλωση

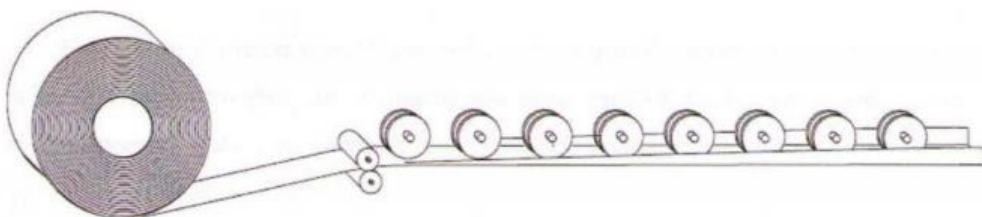
Από τις παραπάνω μεθόδους, περισσότερο χρησιμοποιείται η πρώτη, η οποία παρουσιάζει μεγάλη παραγωγικότητα αλλά και καλή ποιότητα προϊόντων τόσο από άποψη ακρίβειας όσο και εμφάνισης.

Πιο αναλυτικά, η μέθοδος της εν ψυχρώ έλασης, μέσω ειδικών διαμορφωτικών μηχανών χρησιμοποιείται για την κατασκευή τόσο ανοικτών, όσο και κλειστών (συγκολλητικών και μη) διατομών, με μήκη έως και δεκατέσσερα μέτρα. Κατά τη διαδικασία αυτή, ένα συνεχές φύλλο οδηγείται μέσω μιας σειράς απέναντι διατεταγμένων ελάστρων (ράουλα), τα οποία δίνουν στο χάλυβα την απαιτούμενη μορφή σταδιακά, μέσω πλαστικής παραμόρφωσης. Κάθε ζεύγος ελάστρων προκαλεί μια συγκεκριμένη, σταθερή παραμόρφωση και ονομάζεται βαθμίδα. Όσο πιο σύνθετη είναι μία διατομή, τόσο περισσότερες βαθμίδες χρειάζονται. Σε κλειστές διατομές, τα έλαστρα σχηματίζουν αρχικά μια κυκλική διατομή και τα απέναντι άκρα των ελασμάτων συγκολλώνται, πριν την τελική έλαση, σχηματίζοντας μία τετράγωνη ή κυκλική διατομή.

Ένα στοιχείο που περιορίζει σημαντικά την ψυχρή διαμόρφωση είναι ο απαιτούμενος χρόνος αλλαγής των ελάστρων για παραγωγή διατομών διαφορετικού μεγέθους. Έτσι, χρησιμοποιούνται συχνά, μεταθετά έλαστρα που επιτρέπουν την εύκολη αλλαγή για διαφορετικά μεγέθη.

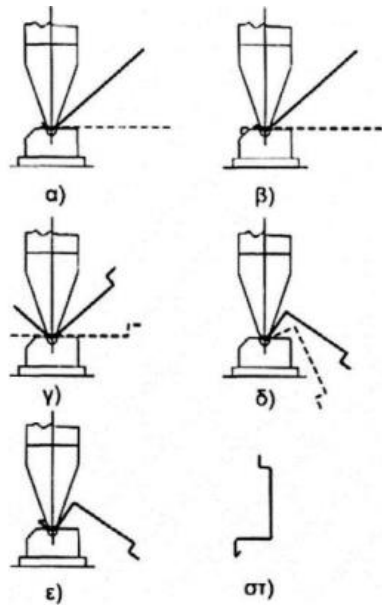


Εικόνα 1.3: Παραγωγή με ψυχρή έλαση



Σχήμα 1.6: Παραγωγή με ψυχρή έλαση

Η μέθοδος της συμπίεσης επιτρέπει την παραγωγή μεγαλύτερης ποικιλίας διατομών. Εφαρμόζεται για ευθύγραμμες διαμορφώσεις (λόγω όμως της χρήσης ειδικών μητρών, μπορούμε να έχουμε κάμψη υπό γωνία διάφορη των 90°). Στη διαδικασία αυτή, η μόρφωση της διατομής πραγματοποιείται με συμπίεση ενός φύλλου συγκεκριμένου μήκους, με τη χρήση των στραντζοπρεσσών. Κάθε κάμψη, εκτελείται συνήθως ξεχωριστά. Η παραπάνω διαδικασία έχει περιορισμένη εφαρμογή, λόγω της επιτυγχάνομενης γεωμετρίας του προφίλ αλλά κυρίως, λόγω του περιορισμού του μήκους. Τα στοιχεία που παράγονται έχουν συνήθως μήκος έως τα πέντε μέτρα, παρόλο που υπάρχουν στραντζόπρεσες στη βιομηχανία που παράγουν στοιχεία με μήκος τα οκτώ μέτρα.

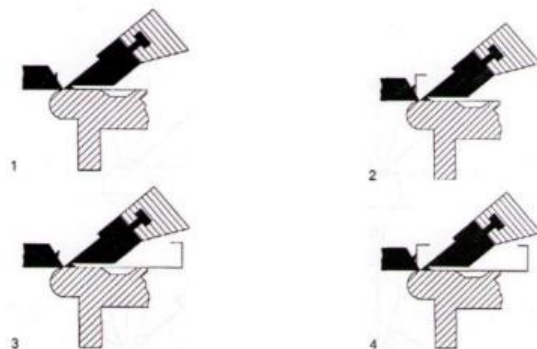


Σχήμα 1.7: Παραγωγή με συμπίεση



Εικόνα 1.4: Στραντζόπρεσσα

Τέλος, η αναδίπλωση είναι η απλούστερη διαδικασία παραγωγής λεπτότοιχων διατομών, μέσω της οποίας παράγονται στοιχεία μικρού μήκους και απλής γεωμετρίας μέσω μιας σειράς αναδιπλώσεων. Η αναδίπλωση πραγματοποιείται συνήθως μόνο για ευθύγραμμες διαμορφώσεις και συνήθως υπό σταθερή γωνία 90°, μέσω ειδικών μηχανών, τις λεγόμενες στράντζες. Ωστόσο, η συγκεκριμένη διαδικασία έχει περιορισμένη εφαρμογή.



Σχήμα 1.8: Παραγωγή με αναδίπλωση

1.2.4: Πλεονεκτήματα κατά την παραγωγή

Μερικά πλεονεκτήματα των διατομών ψυχρής έλασης κατά τη φάση της κατασκευής τους ειδικά για κτήρια, αναφέρονται παρακάτω:

- Απλή μόρφωση σε ένα ευρύ φάσμα δοκιμών και αρχιτεκτονικών μορφών.
- Μεγάλη αναλογία προκατασκευασμένων στοιχείων, τα οποία έχουν ακριβές μήκος και ήδη διατεταγμένες οπές.
- Απλή συναρμολόγηση στο εργοτάξιο, με δυνατότητα ανύψωσης σε ομάδες, από ομάδες.
- Μεγάλη ταχύτητα κατασκευής με δυνατότητα αλλαγών (καθ' υπόδειξη του μηχανικού) στο έργο.
- Μελέτη και εκτέλεση σύμφωνα με τους διατιθέμενους κανονισμούς και προδιαγραφές.
- Απλή εφαρμογή της πυροπροστασίας, με τη χρήση κατάλληλων γυψοσανίδων δίνουν χρόνο πυραντίστασης μέχρι 2 ώρες.
- Καλή σύνδεση μεταξύ κύριων πλαισίων και άλλων στοιχείων, μέσω μηχανικών συνδέσεων ή συγκολλήσεων.
- Βέλτιστη σχέση αντοχής-βάρους, η οποία επιτρέπει τη χειρωνακτική μεταφορά των στοιχείων.

1.2.5: Πλεονεκτήματα χρήσεων λεπτότοιχων διατομών

Η χρήση κάθε προϊόντος έρχεται μέσα από τα διάφορα κατασκευαστικά προβλήματα που καλείται ο μηχανικός να επιλύσει, συνυπολογίζοντας πάντα τις τεχνικοοικονομικές συνθήκες. Έτσι, η ανάγκη για εξοικονόμηση χρημάτων, ελαφρύτερες κατασκευές και βελτιστοποίηση του σχεδιασμού οδήγησε στην ευρύτερη χρήση και την εξέλιξη των διατομών ψυχρής έλασης. Τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν σε σύγκριση με άλλα υλικά είναι αρκετά και παρουσιάζονται παρακάτω:

1. Οικονομία και ταχύτητα ανέγερσης της κατασκευής.

Οι διατομές ψυχρής έλασης έχουν ένα οικονομικότερο κόστος σχεδιασμού σε σχέση με αυτές της θερμής έλασης λόγω του σημαντικά μικρότερου βάρους. Ωστόσο, αυτό ισχύει περισσότερο για ελαφριές κατασκευές, όπου δεν υπάρχει η ανάγκη για ανάληψη μεγάλων κατακόρυφων και σεισμικών φορτίων. Το μικρό βάρος εξυπηρετεί στην παραγωγικότητα στο χώρο του εργοταξίου καθώς περιορίζεται η χρήση ανυψωτικών μηχανημάτων και επιταχύνονται οι εργασίες. Επιπλέον, τα στοιχεία είναι κατασκευασμένα σε καθορισμένες διαστάσεις και οι οπές είναι ήδη ανοιγμένες. Έτσι, μειώνεται σημαντικά ο χρόνος παραμονής στο εργοτάξιο, όπου γίνεται απλή συναρμολόγηση. Τα μέλη ανυψώνονται κατά ομάδες με τη χρήση γερανού. Τα παραπάνω στοιχεία έχουν ως αποτέλεσμα τη μεγάλη ταχύτητα κατασκευής σε συνδυασμό με την άμεση απόδοση του επενδεδυμένου κεφαλαίου.

2. Προστασία από διάβρωση.

Μέσω των διαδικασιών του γαλβανίσματος, της τοποθέτησης επιστρώσεων και καθοδικής προστασίας από το εργοστάσιο, επιτυγχάνεται επαρκής προστασία έναντι διάβρωσης και κατά συνέπεια μεγάλη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Ακόμα, εξοικονομούνται χρήματα εφόσον οι ενέργειες αυτές δεν πραγματοποιούνται στο εργοτάξιο.

3. Λύση για δύσκολες εφαρμογές (προσθήκες ορόφων κλπ)-δυνατότητα προκατασκευής.

Τα στοιχεία από χάλυβα ψυχρής διαμόρφωσης λόγω του χαμηλού βάρους τους είναι κατάλληλα για τις περιπτώσεις προσθήκης καθ' ύψος σε υφιστάμενα κτήρια. Επίσης, είναι εφικτή η προκατασκευή σε περιπτώσεις που είναι περίπλοκη η διαδικασία συναρμολόγησης στο εργοτάξιο.

4. Αντισεισμική προστασία.

Το χαμηλό βάρος της κατασκευής εξασφαλίζει την πολύ καλή συμπεριφορά του κτηρίου σε περίπτωση σεισμού. Αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση των διάφορων βιδών, αγκυρίων μέσω των οποίων επιτυγχάνεται άριστη σύνδεση μεταξύ των στοιχείων.

5. Θερμομόνωση.

Με κατάλληλες κατασκευαστικές λεπτομέρειες επιτυγχάνεται η σωστή θερμομόνωση και η αποφυγή υδρατμών. Έτσι, συχνά έχουν μεγάλη εφαρμογή τόσο σε ψυχρά όσο και σε θερμά κλίματα (π.χ Σουηδία, Αυστραλία, Φλόριντα).

6. Ευκολία στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό.

Η χρήση του χάλυβα σε αντίθεση με άλλα υλικά όπως για παράδειγμα το ξύλο επιτρέπει μεγάλα ανοίγματα στους χώρους. Έτσι, παρέχεται η δυνατότητα για αλλαγή της εσωτερικής διαμόρφωσης του χώρου μελλοντικά. Ακόμη, διευκολύνεται η στέγαση βιομηχανικών κτηρίων όπως logistics, αποθήκες κα.

7. Φιλικά προς το περιβάλλον.

Η διαδικασία παραγωγής του χάλυβα είναι λιγότερο επιβαρυντική για το περιβάλλον εν συγκρίσει με άλλα υλικά. Επιπλέον, ο χάλυβας είναι ανακυκλώσιμο υλικό με μεγάλη διάρκεια ζωής ενώ η χρήση και τοποθέτηση του παράγουν μικρό όγκο μπαζών.

1.2.6: Βιωσιμότητα χάλυβα ψυχρής έλασης

Ο Burstrand (2000) παρουσιάζει τους λόγους για τους οποίους πρέπει να προτιμάται η χρήση των μεταλλικών διατομών ψυχρής έλασης, από περιβαλλοντικής άποψης:

- Η ψυχρή διαμόρφωση του χάλυβα είναι ένα σύστημα ξηρής κατασκευής χωρίς τη χρήση οργανικών υλικών.
- Η ξηρή κατασκευή μειώνει σημαντικά τον κίνδυνο προβλημάτων υγρασίας.
- Χάλυβας, γύψος και φυσικό μαλλί είναι υλικά κλειστού κύκλου.
- Κάθε υλικό που χρησιμοποιείται σε χαλύβδινο σκελετό ελαφρού τύπου (χάλυβας, γύψος και φυσικό μαλλί) μπορεί να ανακυκλωθεί στο 100%.
- Είναι δυνατή η αποσυναρμολόγηση των δομικών στοιχείων για επαναχρησιμοποίηση.
- Η χρήση λεπτότοιχων διατομών χάλυβα σημαίνει λιγότερη κατανάλωση ενέργειας κατά την παραγωγή από ισοδύναμη κατασκευή πλαισίου από σκυρόδεμα το οποίο χύνεται επιτόπου.
- Για τον ελαφρύ σκελετό από χάλυβα χρησιμοποιείται μόνο το 1/4 της ποσότητας των πρώτων υλών που χρησιμοποιείται για ισοδύναμα σπίτια από μπετόν.
- Λιγότερα απόβλητα σημαίνει καθαρότερος χώρος εργασίας και χαμηλό <<νεκρό>> βάρος κτιρίου. Το χαμηλό νεκρό βάρος οδηγεί σε μειωμένες ανάγκες μεταφοράς.

1.2.7: Διατάξεις-Κανονισμοί σχεδίασης λεπτότοιχων διατομών ψυχρής έλασης

Οι μεταλλικές κατασκευές από διατομές ψυχρής έλασης λαμβάνουν όλο και περισσότερο μερίδιο των αγορών στις βιομηχανικές χώρες. Αυτό, είναι αποτέλεσμα των τεχνολογικών εξελίξεων σχετικά με την παραγωγή αλλά και την προστασία έναντι διάβρωσης, στοιχεία που καθιστούν τις διατομές αυτές πλέον ανταγωνιστικές στο πεδίο εφαρμογής τους. Τελευταίες μελέτες δείχνουν πως η απώλεια πάχους της επιφανειακής στρώσης γαλβανισμένων στοιχείων είναι τόσο μικρή, ώστε να μπορεί να εγγυηθεί μια διάρκεια ζωής πάνω από τα 60 έτη. Ωστόσο, σε κάθε χώρα οι διατάξεις που ορίζουν τις προδιαγραφές σχεδιασμού και κατασκευής των διατομών αυτών, ποικίλουν.

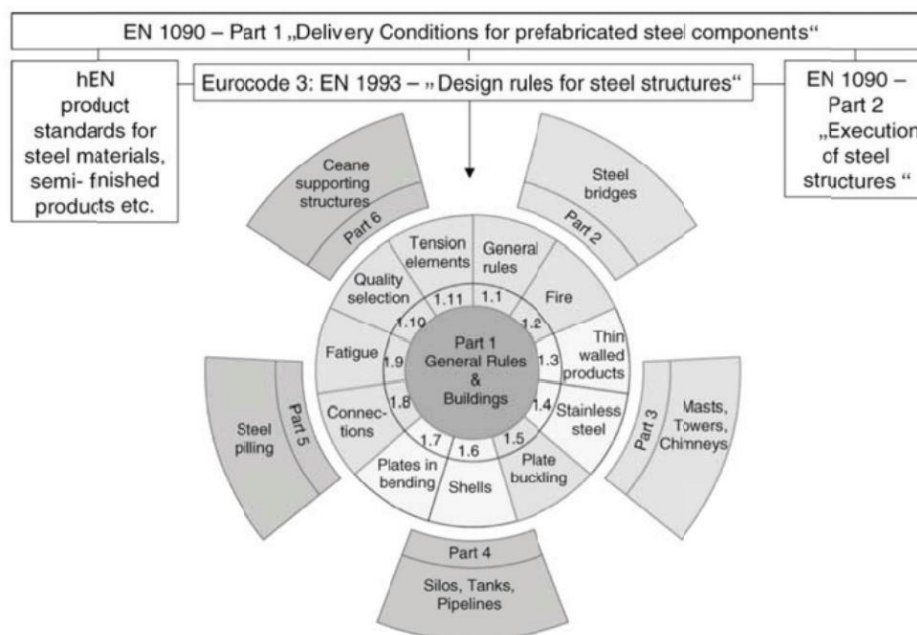
Πιο αναλυτικά, στις ΗΠΑ οι πρώτες προδιαγραφές εκδόθηκαν το 1946 από την AISI (American Iron and Steel Institute), η οποία επηρέασε σημαντικά όλες τις μελλοντικές εξελίξεις. Η τελευταία έκδοση του 1996, βρίσκει εφαρμογή σε κτιριακές κατασκευές από φέροντα λεπτότοιχα στοιχεία ψυχρής έλασης και μπορεί να επεκταθεί και σε άλλους τύπους έργων αν ληφθούν υπόψη οι δυναμικές επιρροές. Ο έλεγχος γίνεται τόσο με τη μέθοδο των οριακών καταστάσεων (load and resistance factor design LRDF) όσο και με τις επιτρεπόμενες τάσεις (allowable stress design ASD), σε αντιστοιχία με τους βασικούς κανονισμούς AISI-1991 και AISI-1986.

Η πρώτη έκδοση κοινών προδιαγραφών για τις ΗΠΑ, τον Καναδά και το Μεξικό είναι γνωστές ως North American Specification. Ύστερα από προσθήκη διάφορων σχολίων δημοσιεύτηκε τελικά το 2001, έχοντας ως βάση η AISI Specification του 1996 με το συμπλήρωμα του 1999 καθώς και ο Καναδικός Κανονισμός του 1994 (CSA 1994). Οι έλεγχοι γίνονται με τη μέθοδο των οριακών καταστάσεων (Limit State Design LSD), με συντελεστές μόνο στην πλευρά των δράσεων.

Το 1996 στην Αυστραλία και τη Νέα Ζηλανδία δημοσιεύτηκε μια νέα σειρά προδιαγραφών στηριζόμενη στις σύγχρονες μεθόδους οριακών καταστάσεων. Ο κανονισμός αυτός έχει μεγάλες ομοιότητες με τον αμερικάνικο, όμως βασίζεται στη μέθοδο των οριακών καταστάσεων (ASD). Περιέχει ακόμα ορισμένα πρόσθετα στοιχεία που αφορούν στη χρήση χαλύβων υψηλής αντοχής και τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Το 1998 εκδόθηκε μια προσθήκη αυτού.

Για το σχεδιασμό των διατομών αυτών στη Γερμανία ισχύει η οδηγία DAST0Richtline 016, ενώ διατάξεις για ειδικές μορφές στοιχείων συναντώνται και σε άλλες προδιαγραφές. Η οδηγία εκδόθηκε από την Γερμανική Επιτροπή Σίδηρών Κατασκευών και ισχύει για γραμμικά στοιχεία με πάχη από 1,5mm ενώ για τα φύλλα ισχύουν οι διατάξεις του DIN 18 807. Και εδώ ο έλεγχος βασίζεται στη μέθοδο ASD, όπως ήταν σύνηθες στη δεκαετία του 1980. Η συγκεκριμένη οδηγία θεωρούνταν πολύ προοδευτική για την εποχή της και δεν έχει υποβληθεί σε αναθεωρήσεις διότι στη Γερμανία δίνεται έμφαση στην εξέλιξη των ευρωπαϊκών κανονισμών.

Τέλος στις υπόλοιπες Ευρωπαϊκές χώρες και κατ' επέκταση στην Ελλάδα ισχύουν άλλες διατάξεις. Η Ευρωπαϊκή Κοινοπραξία Χάλυβα και Ανθρακα (EKAX) εξέδωσε τις ευρωπαϊκές συστάσεις για τη διαστασιολόγηση στοιχείων ψυχρής έλασης. Το κείμενο αυτό μετά από αλλαγές και προσθήκες εξελίχθηκε και δημοσιεύτηκε το 1996 ως Ευρωκώδικας 3, Μέρος 1.3. Το κομμάτι αυτό του Ευρωκώδικα περιέχει πρόσθετες διατάξεις για στοιχεία ψυχρής διαμόρφωσης και για φύλλα χωρίς επιφανειακή προστασία, σε συνδυασμό με το βασικό κανονισμό EN 1993-1-1. Οι διατάξεις του EC3 αφορούν στοιχεία με πάχη μεταξύ 0,8-1,0mm για δομικά στοιχεία και 0,4-0,5mm για φύλλα. Στοιχεία με μεγαλύτερα πάχη καλύπτονται μέσω πειραμάτων. Ο κανονισμός στηρίζεται στη μέθοδο των οριακών καταστάσεων χρησιμοποιώντας όπου κρίνεται αναγκαίο, συντελεστές ασφαλείας.



Εικόνα 1.5: Κανόνες σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών

Κεφάλαιο 2: Ιδιότητες υλικών και διατομών

2.1: Οριακές καταστάσεις – Έλεγχοι

Προκειμένου να εξασφαλισθεί η λειτουργικότητα και η αντοχή των μελών σε όλες τις πιθανές δράσεις στη φάση της κατασκευής είναι αναγκαία η λήψη συγκεκριμένων μέτρων και δράσεων. Κάποια από αυτά είναι η επιλογή κατάλληλων υλικών, η εκπόνηση κατάλληλων μελετών και σχεδίων εκτέλεσης, πρόβλεψη ελέγχων για εξασφάλιση της ποιότητας σε όλα τα στάδια της παραγωγής αλλά και της λειτουργίας των κατασκευών, όλα αυτά με την προϋπόθεση της συντήρησης αυτών κατά τη διάρκεια ζωής.

Στη μελέτη περιλαμβάνονται απαραίτητα, για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς της κατασκευής, οι αρχικές παράμετροι (π.χ. εδαφικές συνθήκες), όλες οι πιθανές δράσεις με τα αντίστοιχα αντιπροσωπευτικά τους μεγέθη, οι προδιαγραφές των επιμέρους αριθμητικών συντελεστών καθώς και ο σχεδιασμός προσομοιωμάτων προκειμένου να υπολογισθούν λεπτομερώς οι τιμές των αντιστάσεων.

Στις βασικές λοιπόν απαιτήσεις εντάσσονται οι δύο οριακές καταστάσεις, αυτή της λειτουργικότητας (ΟΚΛ) και αυτή της αστοχίας (ΟΚΑ). Η υπέρβαση των δύο αυτών τιμών σημαίνει τη μη ικανοποίηση των κριτηρίων συμπεριφοράς. Πιο αναλυτικά, η **οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)** συνδέεται με την αστοχία της κατασκευής ή μελών αυτής και σχετίζεται με την ευστάθεια της κατασκευής αλλά απαραίτητα και με την ασφάλεια των ατόμων και των αντικειμένων. Αντίστοιχα, η **οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)** σχετίζεται με τη δυνατότητα χρήσης του έργου, την αίσθηση ασφάλειας των χρηστών αλλά και την εξωτερική εμφάνιση αυτού.

Για την πραγματοποίηση των ελέγχων, απαιτείται η επιλογή προσομοιωμάτων των δράσεων και του φορέα για τις διάφορες καταστάσεις ελέγχου και φορτίσεων. Στη συνέχεια λαμβάνονται υπ' όψη, οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και των ιδιοτήτων των υλικών. Φυσικά, οι τιμές σχεδιασμού και οι συντελεστές ασφαλείας προσδιορίζονται από τους κανονισμούς σχεδιασμού.

2.2: Συνδυασμοί φορτίσεων

Η πιθανότητα να εμφανιστούν ταυτόχρονα περισσότερες ανεξάρτητες μεταβλητές ή τυχαματικές δράσεις όπως για παράδειγμα ο άνεμος ή το χιόνι με τις μέγιστες τιμές τους είναι μικρότερη από την τυπικά αποδεκτή πιθανότητα υπέρβασης του 5%. Γι' αυτό, εισάγονται αντιπροσωπευτικές τιμές μεταβλητών δράσεων ($\psi * F_k$) με πιθανότητα υπέρβασης, στη θέση των χαρακτηριστικών τιμών. Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται η χρονική μεταβολή των μεταβλητών δράσεων.

Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των μεταβλητών δράσεων ορίζονται με τις:

Πίνακας 2.1: Τιμές των μεταβλητών δράσεων

Χαρακτηριστικές τιμές	Q_k
Τιμές σχεδιασμού	$\psi_0 * Q_k$
Συχνές τιμές	$\psi_1 * Q_k$
Οιονεί μόνιμες τιμές	$\psi_2 * Q_k$

Οι τιμές των ψ που προτείνονται για τα κτηριακά έργα με βάση το EN1990, σύμφωνα με το βιβλίο των Βάγια-Dubina, φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.2: Τιμές των ψ .

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ωφέλιμα φορτία για χώρους			
Κατηγορία Α: κατοικίας	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: συνάθροισης κοινού	0,7	0,5	0,6
Κατηγορία D: αγοράς	0,7	0,5	0,6
Κατηγορία E: αποθήκευσης	0,7	0,5	0,6
Φορτία Κυκλοφορίας			
Κατηγορία F:βάρος οχήματος < 30KN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G:30KN < βάρος οχήματος < 160KN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H:Δωμάτια	0	0	0
Χιόνι	0,6	0,5	0
Άνεμος	0,6	0,5	0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0

Όσον αφορά την οριακή κατάσταση αστοχίας εξετάζονται αρκετοί συνδυασμοί φορτίσεων. Αυτοί βασίζονται στην παραδοχή ότι μία μεταβλητή δράση είναι η κύρια και λαμβάνεται στους υπολογισμούς με τη χαρακτηριστική τιμή της, ενώ οι υπόλοιπες με τους συντελεστές συνδυασμού. Έτσι, εξετάζονται οι παρακάτω βασικοί συνδυασμοί, με βάση τους Ευρωκώδικες:

- **Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΑ):**

-Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί για μη αναστρέψιμες καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq i} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (2.1)$$

-Συγχοί συνδυασμοί για καταστάσεις σχεδιασμού:

$$\sum_{j \geq i} G_{kj} + \Psi_{11} \cdot Q_{ki} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (2.2)$$

-Οιονεί μόνιμοι σχεδιασμοί:

$$\sum_{j \geq i} G_{kj} + \Psi_{11} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (2.3)$$

-Δυσμενέστερη τιμή:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{kl} \quad \text{ή} \quad \sum_{j \geq 1} G_{kj} + 0,9 \cdot \sum Q_{kl} \quad (2.4)$$

- **Για την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ):**

-Δυσμενέστερη τιμή:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Ql} \cdot Q_{kl} \quad \text{ή} \quad \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 0,9 \sum \gamma_{Ql} \cdot Q_{kl} \quad (2.5)$$

- **Για σεισμική κατάσταση:**

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (2.6)$$

- **Για κάθε τυχηματική δράση A_d :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + A_d + (\psi_{11} / \psi_{21}) \cdot Q_{kl} + \sum \psi_{21} \cdot Q_{ki} \quad (2.7)$$

2.3: Ποιότητες & Χημική σύνθεση χαλύβων

2.3.1: Ποιότητες Χαλύβων

Οι χάλυβες που χρησιμοποιούνται για την παραγωγή γραμμικών και επιφανειακών στοιχείων ψυχρής έλασης πρέπει να είναι κατάλληλοι για να υποβληθούν στη διαδικασία της ψυχρής διαμόρφωσης αλλά και σε αυτές του γαλβανίσματος και της συγκόλλησης. Οι ποιότητες χάλυβα που ανταποκρίνονται στις παραπάνω απαιτήσεις ορίζονται από τους ευρωπαϊκούς και διεθνείς κανονισμούς. Σε αυτούς περιλαμβάνονται ο υπολογισμός του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής του μητρικού μετάλλου, τιμές οι οποίες λαμβάνονται ως χαρακτηριστικές στους ελέγχους. Η χρήση άλλων χαλύβων πλην των όσων αναφέρονται στις διατάξεις επιτρέπεται εφόσον ικανοποιούνται οι απαιτήσεις των κανονισμών αναφορικά με τη χημική σύνθεση και τις μηχανικές ιδιότητες. Οι ποιότητες χαλύβων που επιτρέπονται για την κατεργασία της ψυχρής έλασης παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.3: Ποιότητες χάλυβα και αντίστοιχες ονομαστικές τιμές του βασικού ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής f_u .

Τρόπος Παραγωγής	Κανονισμός	Ποιότητα	f_{yb} [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
Πλατέα θερμής έλασης από κοινούς δομικούς χάλυβες	EN 10147	S 235	235	360
		S 275	275	430
		S 275	275	510
Πλατέα θερμής έλασης από συγκολλησίμους λεπτόκοκκους δομικούς χάλυβες	EN 10113 Μέρος 2 (εξομαλυσμένοι χάλυβες)	S 275 N	275	370
		S 355 N	355	470
		S 420 N	420	520
		S 460 N	460	550
	EN 10113 Μέρος 3 (θερμομηχανικώς επεξεργασμένοι χάλυβες)	S 275 M	275	360
		S 275 M	275	450
		S 420 M	420	500
Πλατέα ψυχρής έλασης από κοινούς δομικούς χάλυβες	ISO 4997	CR 220	220	300
		CR 250	250	330
		CR 320	320	400
Έλασμα και ρόλλοι συνεχούς θερμογαλβανισμο ύ από δομικούς χάλυβες	EN 10147	Fe E 220 G	220	300
		Fe E 250 G	250	330
		Fe E 280 G	280	360
		Fe E 320 G	320	390
		Fe E 350 G	350	420
Λεπτόκοκκοι δομικοί χάλυβες για ψυχρή παραμόρφωση	PrEN 10149 Μέρος 2	S 315 MC	315	390
		S 355 MC	355	430
		S 420 MC	420	480
		S 460 MV	460	520
		S 500 MC	500	550
		2 550 MC	550	600
	PrEN 10149 Μέρος 3	S 260 NC	260	370
	PrEN 10149 Μέρος 3	S 315 NC	315	430
		S 355 NC	355	470
		S 420 NC	420	530

2.3.2: Χημική σύνθεση

Η χημική σύσταση επηρεάζει σημαντικά τις μηχανικές ιδιότητες και τη συγκολλησιμότητα του χάλυβα. Οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές διάφορων στοιχείων, όπως του ισοδύναμου σε άνθρακα (CEV), υπολογίζεται από την σχέση:

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \quad (2.8)$$

Στον πίνακα που ακολουθεί δίνονται παραδείγματα των ανωτέρω περιορισμών αναφορικά με τη χημική σύσταση της ανάλυσης του προϊόντος χύτευσης.

Πίνακας 2.4: Ποιότητες χάλυβα και χημική σύσταση του προϊόντος χύτευσης

Ποιότητα	CEV	C	Mn	Si	P	S	N
S 235	0,35	0,17	1,40	-	0,035	0,035	0,009
S 275	0,40	0,18-0,21	1,50	-	-	-	0,009
S 355	0,45	0,20-0,24	1,60	0,55	0,045	0,045	0,009
S 275 N	0,40	0,18	0,5-1,4	0,40	0,035	0,030	0,015
S 355 N	0,43	0,20	0,9-1,65	0,50	0,035	0,030	0,015
S 420 N	0,48	0,20	1,0-1,7	0,60	0,035	0,030	0,025
S 460 N	-	0,20	1,0-1,7	0,60	0,035	0,030	0,025
S 275 M	0,34	0,13	1,50	0,50	0,035	0,030	0,015
S 355 M	0,39	0,14	1,60	0,50	0,035	0,030	0,015
S 420 M	0,43	0,16	1,70	0,50	0,035	0,030	0,020
S 460 M	0,45	0,16	1,70	0,50	0,035	0,030	0,025

2.4: Ανοχές

Στις διατομές ψυχρής έλασης το πάχος των στοιχείων είναι εξαιρετικά σημαντικό, ακριβώς επειδή είναι πολύ μικρό. Έτσι, μικρές αποκλίσεις ακόμα και στην κλίμακα των χιλιοστών είναι ποσοστιαία πολύ μεγάλες. Τα πάχη των στοιχείων και οι ανοχές τους δίνονται από συγκεκριμένες προδιαγραφές.

Για πολύ λεπτά ελάσματα προβλέπονται στρώσεις επιφανειακής προστασίας απέναντι στη σκουριά, συνήθως από ψευδάργυρο ή από κράματα σιδήρου-ψευδαργύρου, από το στάδιο της παραγωγής. Πολύ συχνά στα ονομαστικά πάχη των διατομών συμπεριλαμβάνονται και τα πάχη των επικαλύψεων. Ωστόσο, στους ελέγχους χρησιμοποιούνται τα πάχη του μεταλλικού πυρήνα t_{cor} , χωρίς δηλαδή τα πάχη των επιστρώσεων.

Οι διατάξεις των κανονισμών ισχύουν εντός ορισμένων ορίων σε σχέση με τα πάχη του μεταλλικού πυρήνα. Ισχύουν τα παρακάτω όρια:

1. Για επιφανειακά στοιχεία (πχ τραπεζοειδή χαλβδόφυλλα, κασέτες):

$$0,5 \text{ mm} \leq t_{cor} \leq 4,0 \text{ mm}$$

2. Για ραβδόμορφα στοιχεία:

$$1,0 \text{ mm} \leq t_{cor} \leq 8,0 \text{ mm}$$

2.5: Ιδιότητες υλικού μελών και φύλλων ψυχρής έλασης

Η διαδικασία της ψυχρής έλασης επηρεάζει τις ιδιότητες του υλικού. Πιο αναλυτικά, κατά την κατεργασία αυτή αυξάνεται το όριο διαρροής του υλικού, ιδιαίτερα στις γωνίες και τα πέλματα και προσδίδει επιπλέον αντοχή στην περιοχή που παράγεται. Η αντοχή αυτή καλείται τοπική και υπολογίζεται από ένα αυξημένο μέσο όριο διαρροής f_{ya} , το οποίο βρίσκεται με την παρακάτω σχέση:

$$f_{ya} = f_{yb} + \frac{(f_u - f_{yb}) * k * n * t^2}{A_g}, \text{ με προϋπόθεση } f_{ya} \leq \frac{(f_u - f_{yb})}{2} \quad (2.9)$$

όπου:

A_g : εμβαδό πλήρους διατομής

k : συντελεστής που σχετίζεται με τον τρόπο παραγωγής ($k=7$, για ψυχρή διαμόρφωση, $k=5$, για άλλους τρόπους παραγωγής)

n : αριθμός των κάμψεων κατά τις 90° της διατομής με εσωτερική ακτίνα $r < 5t$ (τμήματα κάμψεων 90° υπολογίζονται ως τμήματα του n)

t : πάχος σχεδιασμού πυρήνα του αρχικού πυρήνα του αρχικού ελάσματος πριν την ψυχρή έλαση χωρίς μεταλλικές ή οργανικές επιστρώσεις.

Το αυξημένο όριο διαρροής που προκύπτει μέσω της ψυχρής έλασης μπορεί να ληφθεί υπόψη σε αξονικά φορτιζόμενα μέλη όπου η ενεργός διατομή του μέλους, A_{eff} είναι ίση με την πλήρη διατομή A_g , ενώ στον υπολογισμό της A_{eff} το όριο διαρροής πρέπει να λαμβάνεται ως f_{yb} .

Το μέσο όριο διαρροής f_{ya} , μπορεί να χρησιμοποιηθεί στον υπολογισμό:

- Της αντοχής της διατομής για ένα αξονικά φορτιζόμενο εφελκούμενο μέλος
- Της αντοχής διατομής και της αντοχής σε λυγισμό για ένα αξονικά φορτιζόμενο θλιβόμενο μέλος στο οποίο ολόκληρη η διατομή είναι ενεργή.
- Στην καμπτική αντοχή όμοιας διατομής με πλήρη ενεργά πέλματα.

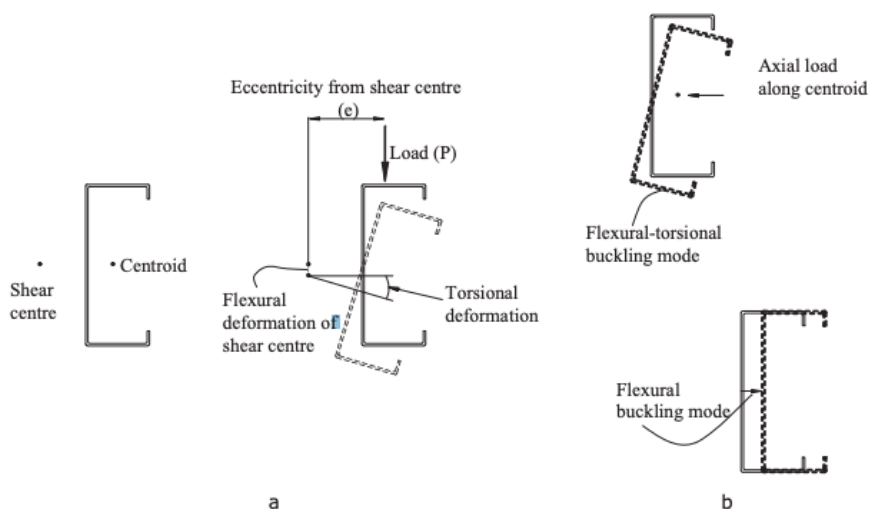
Τέλος, το αυξημένο όριο διαρροής λόγω της ψυχρής έλασης δεν πρέπει να χρησιμοποιείται για μέλη τα οποία κατεργάζονται θερμά μετά την ψυχρή έλαση σε θερμοκρασία μεγαλύτερη των 580°C για πάνω από μία ώρα.

2.5.1: Ολκιμότητα

Οι διατομές που διαμορφώνονται εν ψυχρώ συνήθως έχουν μικρό πάχος, συνεπώς έχουν και χαμηλή στρεπτική ακαμψία. Πολλές από τις διατομές που παράγονται με ψυχρή έλαση είναι μονοσυμμετρικές με αποτέλεσμα τα διατμητικά κέντρα τους να είναι διαφορετικά από τα κέντρα βάρους τους. Το διατμητικό κέντρο μιας λεπτότοιχης δοκού είναι ο άξονας ο οποίος πρέπει να φορτιστεί ώστε να υπάρξει καμπτική παραμόρφωση χωρίς στρέψη. Στον άξονα αυτόν γενικά αναπτύσσονται σημαντικές στρεπτικές παραμορφώσεις σε περιπτώσεις λεπτότοιχων διατομών. Αυτές οι διατομές κατά συνέπεια, συνήθως απαιτούν ενίσχυση απέναντι στη στρέψη είτε σε συγκεκριμένα σημεία είτε σε ολόκληρο το μήκος της διατομής προκειμένου να αποφευχθούν οι παραμορφώσεις λόγω στρέψης. Αυτό ισχύει αρκετές φορές για δοκούς τύπου C ή Z που συνήθως υποβάλλονται σε στρεπτική κάμψη λόγω της

χαμηλής δυσκαμψίας τους αν δεν έχουν ενισχυθεί σωστά όπως αναφέρθηκε παραπάνω.

Επιπλέον, για αξονικά φορτισμένα υποστυλώματα κατά μήκος του κεντροβαρικού άξονα τους, η εκκεντρότητα του φορτίου από τον άξονα της διάτμησης μπορεί να προκαλέσει λυγισμό σε κατάσταση κάμψης-στρέψης, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Ως αποτέλεσμα είναι απαραίτητος ο έλεγχος για τον τρόπο κάμψης και στρέψης σε μονοσυμμετρικές διατομές.



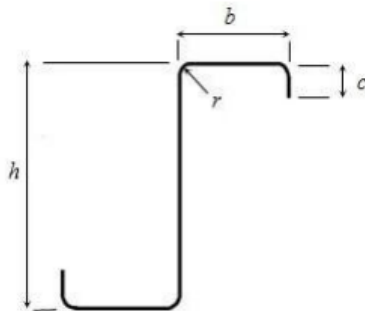
Σχήμα 2.1: Στρεπτικές παραμορφώσεις

2.5.2: Διάβρωση

Βασικός παράγοντας που επηρεάζει την αντίσταση των ψυχρά διαμορφωμένων χαλύβδινων τμημάτων είναι ο τύπος και το πάχος της προστατευτικής στρώσης που εφαρμόζεται στο χάλυβα και όχι κατά βάση στο αρχικό πάχος του μετάλλου της διατομής. Ο ψυχρά διαμορφωμένος χάλυβας έχει το πλεονέκτημα ότι οι προστατευτικές επικαλύψεις μπορούν να τοποθετηθούν κατά την κατασκευή και πριν από τη διαμόρφωση του ρολού. Κατά συνέπεια η γαλβανισμένη λωρίδα μπορεί να περάσει μέσα στο ρολό και δεν απαιτεί περαιτέρω επεξεργασία. Το χαλύβδινο προφίλ είναι συνήθως γαλβανιζέ με 275 γραμμάρια ψευδαργύρου ανά τετραγωνικό μέτρο (Zn 275), που αντιστοιχεί σε πάχος ψευδαργύρου 20 μm σε κάθε πλευρά. Το γαλβανισμένο στρώμα αρκεί για την προστασία των χαλύβδινων προφίλ από διάβρωση για όλη τη διάρκεια της ζωής του κτιρίου, αν έχει κατασκευαστεί με τον σωστό τρόπο. Οι σοβαρότερες επιπτώσεις της διάβρωσης στον χάλυβα πραγματοποιούνται κατά την μεταφορά και την αποθήκευση του σε εξωτερικούς χώρους. Όταν γίνονται τρύπες από ζεστό νερό σε γαλβανισμένα χαλύβδινα στελέχη, συνήθως δεν απαιτείται επεξεργασία μετέπειτα εφόσον η στρώση ψευδαργύρου έχει επουλωτικό χαρακτήρα. Ο γαλβανισμός εν θερμώ επαρκεί για την προστασία των χαλύβδινων προφίλ από τη διάβρωση κατά τη διάρκεια της ζωής ενός κτιρίου. Η διάρκεια ζωής των θερμά γαλβανισμένων χαλύβδινων στηριγμάτων μελετήθηκε από τους Βρετανούς και άλλους το 1990. Η απώλεια βάρους ψευδαργύρου θα είναι περίπου 0.1g/m² ανά έτος ζωής ενός κτιρίου. Μία παρόμοια μελέτη πραγματοποιήθηκε επίσης για χαλύβδινα δάπεδα πάνω από χώρους ανίχνευσης με πλαστικά φύλλα στο έδαφος. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι ένα βάρος ψευδαργύρου 275g/m² είναι επαρκές για να παρέχει ανθεκτικότητα έναντι διάβρωσης περίπου για 100 χρόνια.

2.6: Ονομαστικές διαστάσεις διατομών

Οι ονομαστικές διαστάσεις των επιμέρους στοιχείων ορίζονται από τον Ευρωκώδικα και ισχύουν για όλες τις διατομές. Οι λεπτότοιχες διατομές έχουν, λόγω κατασκευής, στρογγυλεύσεις. Για τον λόγο αυτό, οι ιδιότητες προσδιορίζονται με βάση μια ισοδύναμη επίπεδη διατομή. Οι συνολικές διαστάσεις μελών και φύλλων ψυχρής ελάσεως, όπως το συνολικό πλάτος b , το συνολικό ύψος h , η εσωτερική ακτίνα καμπύλωσης r και άλλες εξωτερικές διαστάσεις οι οποίες συμβολίζονται χωρίς δείκτες όπως τα a, c ή d μετρούνται από το εξωτερικό άκρο των στοιχείων. Οι υπόλοιπες διαστάσεις συμβολίζονται με δείκτες και μετρώνται από τον άξονα των στοιχείων ή το μέσο σημείο της γωνίας. Πάχος t , θεωρείται το πάχος σχεδιασμού του χάλυβα.



Σχήμα 2.2: Διαστάσεις τυπικών διατομών

2.7: Καμπύλες προσαρμογής

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, κατά την ψυχρή κατεργασία δημιουργούνται καμπύλες προσαρμογής στις διατομές. Ωστόσο, ο υπολογισμός των ιδιοτήτων της διατομής θα πρέπει να στηρίζεται στην πραγματική γεωμετρία της. Η επιρροή των στρογγυλεμένων γωνιών μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα όταν για τις εσωτερικές ακτίνες r επαληθεύονται οι σχέσεις $r \leq 5t$ και $r \leq 0,10b_p$. Σε αυτή την περίπτωση θεωρείται ότι η διατομή αποτελείται από επίπεδα τοιχώματα με αιχμηρές γωνίες. Η επιρροή των στρογγυλεμένων γωνιών πρέπει απαραίτητα να λαμβάνεται υπόψη όταν υπολογίζεται η δυσκαμψία.

Όταν η τιμή του r υπερβαίνει τις παραπάνω τιμές, τότε λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των στρογγυλεμένων γωνιών και μάλιστα με απομείωση των ιδιοτήτων μιας παρόμοιας διατομής με αιχμηρές και περιγράφεται με τις παρακάτω, προσεγγιστικές σχέσεις όπως αναφέρουν οι Βάγιας - Dubina:

$$I_g = I_{g,sh}(1 - 2\delta) \quad (2.10)$$

$$I_w = I_{w,sh}(1 - 4\delta) \quad (2.11)$$

με,

$$\delta = 0,43 \frac{\sum_{j=1}^n r_j \frac{\phi_j}{90^\circ}}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}} \quad (2.12)$$

Όπου:

A_g : εμβαδό πλήρους διατομής

$A_{g,sh}$: η τιμή του A_g για μια διατομή από επίπεδα στοιχεία

$b_{p,i}$: ονομαστικά πλάτη επίπεδων τοιχωμάτων I για μία διατομή από επίπεδα στοιχεία

I_g : ροπή αδράνειας πλήρους διατομής

$I_{g,sh}$: τιμή της I_g για μια διατομή από επίπεδα στοιχεία

I_w : σταθερά στρέβλωσης πλήρους διατομής

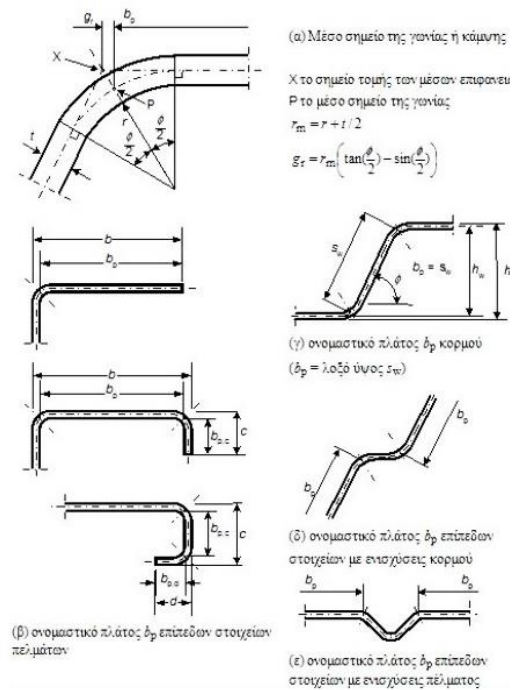
$I_{w,sh}$: τιμή της I_w για μια διατομή από επίπεδα στοιχεία

ϕ : γωνία μεταξύ δύο επίπεδων τοιχωμάτων

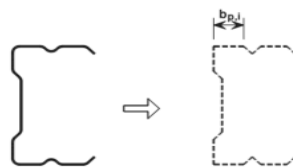
m : αριθμός επίπεδων τοιχωμάτων

r_j : εσωτερική ακτίνα καμπύλου τοιχώματος j .

Οι απομειώσεις με βάσει τις παραπάνω σχέσεις μπορούν επίσης να εφαρμοστούν και κατά τον υπολογισμό των ιδιοτήτων της ενεργού διατομής με την προϋπόθεση ότι τα ισοδύναμα πλάτη των επίπεδων στοιχείων μετρώνται από τα σημεία τομής των μέσων επιφανειακών των στοιχείων. Τέλος, όταν η εσωτερική ακτίνα είναι $r > 0,04 \cdot t \cdot E/f_y$, η αντοχή της διατομής πρέπει να προσδιορίζεται από πειράματα.



Σχήμα 2.3: Ονομαστικά πλάτη των επίπεδων στοιχείων b_p , λαμβάνοντας υπόψη και την καμπυλότητα των γωνιών



Σχήμα 2.4: Προσεγγιστικός τρόπος για να ληφθούν υπόψη οι στρογγυλεμένες γωνίες

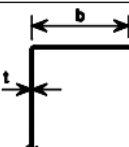
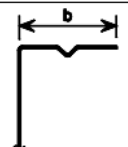
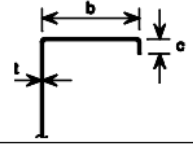
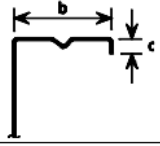
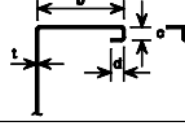
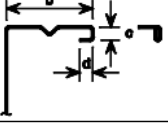
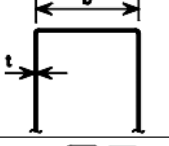
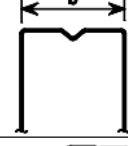


2.8: Οριακές τιμές λόγου πάχους-πλάτους

Προκειμένου να επιτευχθεί επαρκής δυσκαμψία και να αποφευχθεί η κύρτωση, οι ενισχύσεις πρέπει να κυμαίνονται στα ακόλουθα όρια:

$$0,2 \leq c/b \leq 0,6$$

όπου οι διαστάσεις b , c και d δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί. Οι τιμές του πίνακα αποτελούν μεν εμπειρικές τιμές που βασίζονται ωστόσο σε μακρόχρονη εμπειρία. Και τα δύο παραπάνω όρια είναι διπλάσια των τιμών στα οποία παρουσιάστηκαν μεγάλες παραμορφώσεις σε πειράματα. Εντούτοις, επιτρέπεται η χρήση διατομών με τιμές μεγαλύτερες από b/t , με την προϋπόθεση ότι η συμπεριφορά στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας θα δειχθεί είτε υπολογιστικά είτε πειραματικά με στόχο το επιθυμητό επίπεδο ασφαλείας.

Πίνακας 2.5: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους


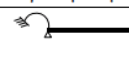
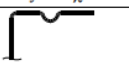
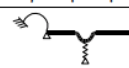


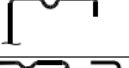
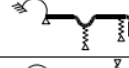



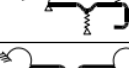
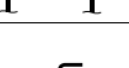

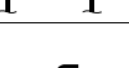
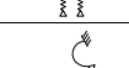




Στοιχεία διατομών		Μέγιστη τιμή
		$b/t \leq 50$
		$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
		$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
		$b/t \leq 500$
		$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

2.9: Προσομοίωση των τοιχωμάτων της διατομής.

Μία τυχαία διατομή αποτελείται από μεμονωμένα πλακοειδή στοιχεία τα οποία εδράζονται σε μία ή δύο πλευρές. Η συμπεριφορά της διατομής προσδιορίζεται από τη συμπεριφορά μεμονωμένων στοιχείων αλλά και από την παραδοχή Bernoulli. Για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της ενεργού διατομής, αυτή χωρίζεται σε επιμέρους στοιχεία των οποίων υπολογίζονται ξεχωριστά τα ενεργά πλάτη. Έπειτα, σχηματίζεται ξανά η διατομή από τα ενεργά τμήματα των επιμέρους στοιχείων.

Η διαδικασία διάσπασης της διατομής στα επιμέρους τοιχώματα απαιτεί την περιγραφή της μεταξύ τους αλληλεπίδρασης. Αυτό πραγματοποιείται με τη βοήθεια ενός κατάλληλου προσομοιώματος για τη σύνδεση και την ενίσχυση, μέσω στροφικών και μεταφορικών ελατηρίων. Κάποια ενδεικτικά προσομοιώματα φαίνονται στον πίνακα 2.6.

Πίνακας 2.6: Προσομοίωση των στοιχείων της διατομής

Τύπος στοιχείου	Προσομοίωμα	Τύπος στοιχείου	Προσομοίωμα
			
			
			
			
			

Κεφάλαιο 3: Έλεγχος σε επίπεδο στοιχείου

3.1: Γενικά

Οι λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης έχουν ένα βασικό γνώρισμα το οποίο τις διαφοροποιεί από αυτές της θερμής. Αυτό είναι το σημαντικά μεγαλύτερο πλάτος σε σχέση με το πάχος τους. Έτσι, τα λεπτότερα στοιχεία, για παράδειγμα αυτά με επικάλυψη πλάτους 1 mm και πάχους 6 mm, καθιστώνται εξαιρετικά εύκαμπτα με αποτέλεσμα ακόμα και η παραμικρή καταπόνηση να προκαλεί σημαντικές καταπονήσεις.

Ωστόσο, το παραπάνω δεν είναι το μόνο κύριο γνώρισμα τους αφού η ψυχρή κατεργασία στην οποία υποβάλλονται δημιουργεί και άλλα ζητήματα τα οποία αποτελούν χαρακτηριστικά των διατομών αυτών. Ένα τέτοιο ζήτημα μπορεί να είναι η ευκαμψία των στοιχείων, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, δοκών ή λαμαρινών αλλά και οι γεωμετρικές ατέλειες που προκύπτουν από την ψυχρή διαμόρφωση. Επομένως, είναι αναγκαία η λήψη μέτρων και η διενέργεια ελέγχων σχετικά με διάφορους παράγοντες όπως:

- ο λυγισμός εντός του πεδίου μεγάλων εκτροπών,
- η επίδραση της τοπικής αστάθειας (τοπικού λυγισμού) στη συνολική ευστάθεια της κατασκευής
- η κατά κανόνα ύπαρξη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
- η παραμόρφωση λόγω διάτμησης (shear leg)
- η επίδραση παραμενουσών τάσεων στη διατομή.

Γίνεται λοιπόν εύκολα αντιληπτό, πως οι λεπτότοιχες ράβδοι είναι αρκετά ασταθή στοιχεία με ιδιαίτερη μη γραμμική συμπεριφορά, καθώς δεν ισχύει μεγάλος αριθμός παραδοχών της κλασσικής ανάλυσης, τόσο για την παραμόρφωση όσο και για την κατανομή των τάσεων στις διατομές.

Όλα τα παραπάνω λοιπόν, αναδεικνύουν την ανάγκη για εύρεση νέων μεθόδων ανάλυσης, σύμφωνα με τις οποίες θα αντιμετωπιστούν τα προβλήματα που προαναφέρθηκαν.

3.2: Μορφές λυγισμού διατομών

3.2.1: Τοπικός λυγισμός και λυγισμός με στρέβλωση της διατομής

Οι διατομές ψυχρής έλασης εμφανίζουν πολύ συχνά μορφές τοπικού λυγισμού, όπου εμφανίζονται παραμορφώσεις τοπικά. Η αστοχία δηλαδή συνδέεται με τη διατομή και όχι με τον λυγισμό ολόκληρου του μέλους. Ο λυγισμός τέτοιας μορφής, ανάλογα με τον τύπο παραμόρφωσης που προκαλεί διακρίνεται σε δύο κατηγορίες, τον τοπικό λυγισμό (local buckling) και τον λυγισμό με στρέβλωση της διατομής (distortional buckling).

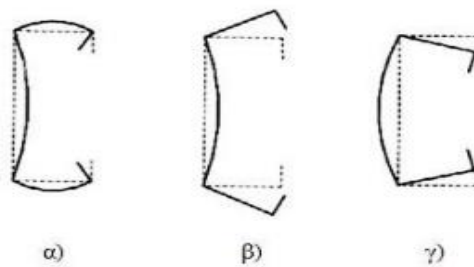
Η πρώτη μορφή, δηλαδή ο τοπικός λυγισμός προκαλεί στα τοιχώματα της διατομής πλακοειδείς παραμορφώσεις ή αλλιώς κύρτωση. Το γενικό σχήμα της διατομής παραμένει ακέραιο, λόγω των εσωτερικών ακμών οι οποίες διατηρούνται απαραμόρφωτες, στηρίζοντας έτσι τα πλακοειδή στοιχεία. Ενίοτε, οι εξωτερικές ακμές μετατοπίζονται. Ακμές, καλούνται οι ευθείες τομές των επίπεδων στοιχείων της

διατομής (πέλματα, κορμός, ενισχύσεις), αλλά και οι θέσεις των ενισχύσεων ενός τοιχώματος της διατομής.

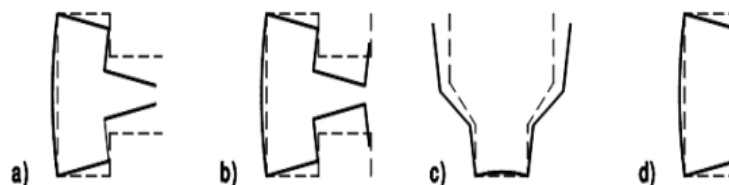
Από την άλλη κατά τον λυγισμό με στρέβλωση της διατομής, τα τοιχώματα της διατομής στρεβλώνονται λόγω των μετατοπίσεων των εσωτερικών ακμών. Ο τοπικός λυγισμός έχει μήκος κύματος, όμοιας τάξης με το πλάτος του στοιχείου. Εξαρτάται από τα αρκετά μικρά πλάτη των τοιχωμάτων της διατομής και όχι από το μήκος της ράβδου. Το μήκος λοιπόν του λυγισμού καθορίζεται από τα πλάτη των στοιχείων, τα οποία ορίζουν και τις αποστάσεις των αμετάθετων ακμών της διατομής. Αντίθετα, ο λυγισμός με στρέβλωση της διατομής έχει μεσαίο μήκος κύματος. Τα μήκη αυτά αντιπροσωπεύουν περίπου το μήκος λυγισμού δοκών επί ελαστικών στηρίξεων. Συνεπώς, ο λυγισμός με στρέβλωση εξαρτάται από τις σχέσεις των δυσκαμψιών μεταξύ στηριγμάτων και στηριζόμενων στοιχείων.

Προκειμένου να περιοριστεί ο κίνδυνος εμφάνισης τοπικού λυγισμού, η διατομή μπορεί να ενισχυθεί με ακραίες ή ενδιάμεσες ενισχύσεις, μορφής απλών ή διπλών αναδιπλώσεων. Η μέθοδος αυτή ωστόσο, αυξάνει τον κίνδυνο εμφάνισης λυγισμού με στρέβλωση της διατομής, διότι κάθε επιπλέον ενίσχυση προσθέτει έναν ενδιάμεσο κόμβο ο οποίος μπορεί να μετατοπιστεί.

Συμπερασματικά, κάθε αστάθεια οδηγεί σε μείωση της αντοχής καθώς οι διάφορες αστάθειες αλληλοεπιδρούν, πράγμα που μπορεί να οδηγήσει σε μείωση της φέρουσας ικανότητας. Γι' αυτόν τον λόγο, οι αντίστοιχες ανοχές αντιμετωπίζονται ξεχωριστά, ανεξάρτητα από την ταυτόχρονα ή μη εμφάνιση των δύο ασταθειών.



Σχήμα 3.1: Παραμόρφωση διατομής λόγω α) τοπικού λυγισμού και β), γ) λυγισμού με στρέβλωση



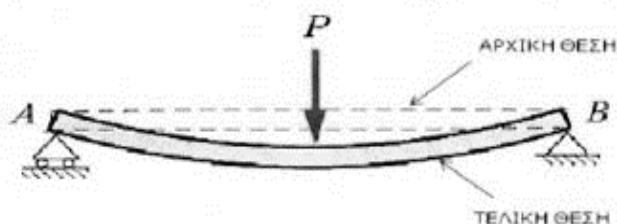
Σχήμα 3.2: Παραδείγματα μορφών λυγισμού με στρέβλωση διατομής

3.2.2: Καμπτικός λυγισμός (flexural buckling)

Η συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μεταλλικών μελών είναι ο καμπτικός λυγισμός και οφείλεται στην ύπαρξη θλιπτικής αξονικής δύναμης. Το αρχικά ευθύγραμμο μέλος, λόγω της αξονικής φόρτισης, η οποία ξεπερνάει ένα κρίσιμο όριο, λαμβάνει μια ελαφρώς καμπυλωμένη μορφή. Η παραπάνω συμπεριφορά είναι γνωστή ως καμπτικός λυγισμός και πραγματοποιείται περί τον ισχυρό ή ασθενή άξονα της διατομής του μέλους χωρίς όμως να αναπτύσσεται.

Η λυγηρή αυτή ράβδος, ισορροπεί τόσο σε ευθύγραμμη όσο και σε ελαφρώς καμπυλωμένη μορφή (για φόρτιση ίση ή μεγαλύτερη της κρίσιμης). Ελάχιστη αύξηση της φόρτισης πάνω από την κρίσιμη τιμή, προκαλεί σημαντικά δυσανάλογη καμπτική παραμόρφωση. Σε δεδομένη τιμή φόρτισης, όταν ξεκινάει η διαρροή, η οποία με την περαιτέρω αυξανόμενη φόρτιση επεκτείνεται, οδηγεί σε ανελαστικό ή πλαστικό λυγισμό. Τα περιθώρια της μεταλυγισμικής αντοχής της ράβδου είναι περιορισμένα, θεωρείται πως η κρίσιμη φόρτιση συνδέεται με τη μέγιστη φέρουσα ικανότητα των αξονικά θλιβόμενων ράβδων και κατά συνέπεια η φόρτιση αυτή κατά την οποία λαμβάνει χώρα ο ελαστικός σχεδιασμός, αποτελεί κριτήριο σχεδιασμού. Λογικά συμπεραίνεται ότι η κρίσιμη τιμή φόρτισης λυγισμού που αντιστοιχεί στην παραπάνω τιμή σχεδιασμού είναι πολύ μικρότερη της τάσεως αναλογίας του υλικού κατασκευής της ράβδου.

Με γνώμονα λοιπόν τα παραπάνω, γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι οι ευθύγραμμες λυγηρές ράβδοι μεγάλου σχετικά μήκους, συγκριτικά με τις διαστάσεις της διατομής τους, εντείνονται λόγω γραμμικά αυξανόμενης φόρτισης μέχρι ορισμένης κρίσιμης τιμής. Όταν η φόρτιση λάβει την κρίσιμη τιμή της η ράβδος εγκαταλείπει την ευθύγραμμη μορφή ισορροπίας, υποκείμενη σε πολύ μικρή κάμψη ως προς τον κύριο άξονα με τη μικρότερη ροπή αδράνειας (ελαστικός λυγισμός). Στη συνέχεια, η ράβδος, εντεινόμενη μη γραμμικά, μπορεί να φορτιστεί πέραν της κρίσιμης τιμής φθάνοντας σε κατάσταση αστοχίας για ορισμένη τιμή φόρτισης μετά από διαρροή στην περιοχή μέγιστης ροπής κάμψεως (ανελαστικός λυγισμός). Συνεπώς, επειδή τα περιθώρια μεταλυγισμικής αντοχής είναι πολύ περιορισμένα, θεωρείται πως η φέρουσα (σε αξονική θλίψη) ικανότητα της ράβδου, αντιστοιχεί πρακτικά τουλάχιστον, στην κρίσιμη φόρτιση ελαστικού φορτίου λυγισμού.



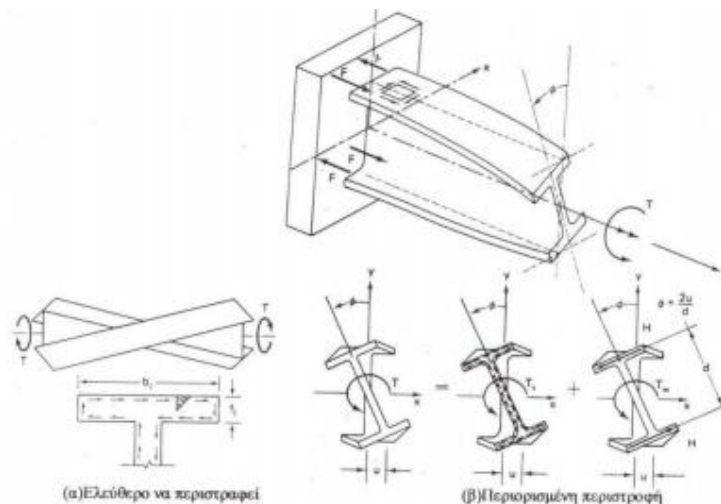
Σχήμα 3.3: Παράδειγμα καμπτικού λυγισμού

3.2.3: Στρεπτικός λυγισμός (torsional buckling)

Στρεπτικός λυγισμός (torsional buckling) είναι η μορφή αστάθειας ενός θλιβόμενου μέλους σταθερής διατομής με ευθύγραμμο διαμήκη άξονα. Κατά την αστοχία αυτή οι διατομές στρέφονται κατά τον άξονα του μέλους, ο οποίος παραμένει ευθύγραμμος και μετά την παραμόρφωση. Ο στρεπτικός λυγισμός συναντάται μόνο σε ανοιχτές διατομές, και καθόλου σε κλειστές, οι οποίες φέρουν μεγάλη δυστρεψία. Η συγκεκριμένη μορφή λυγισμού συνδέεται με τη στρέψη, το κρίσιμο φορτίο λυγισμού εξαρτάται τόσο από τη δυστρεψία κατά Saint-Venant όσο και από τη δυσκαμψία στρέβλωσης. Επίσης, στους αριθμητικούς συντελεστές που χρησιμοποιούνται, θα πρέπει να συμπεριλαμβάνονται οι συνθήκες δέσμευσης των άκρων σε στρέψη και στρέβλωση.

Οι διατομές με έναν άξονα συμμετρίας είναι πιο επιρρεπείς στον στρεπτικό λυγισμό από ότι οι διπλά συμμετρικές. Στις μονοσυμμετρικές διατομές το κέντρο βάρους δεν ταυτίζεται με το κέντρο διάτμησης τους, όπως συμβαίνει στις διπλά συμμετρικές διατομές, στοιχείο που διαφοροποιεί και τη συμπεριφορά τους ως προς την υποκείμενη φόρτιση. Ακόμη, στην περίπτωση του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού διατομών με έναν άξονα συμμετρίας το κέντρο διάτμησης διαφέρει από το κέντρο στροφής της διατομής.

Πιθανότατα, πρώτος εμφανίζεται ο καμπτικός λυγισμός αλλά είναι αναγκαίο να εξεταστούν και οι δύο μορφές, ώστε να βρεθεί αυτή που δίνει τη χαμηλότερη τιμή κρίσιμου φορτίου. Σε αντίθεση με τον καμπτικό λυγισμό, για τον οποίο είναι γνωστά πολλά στοιχεία, η οριακή αντοχή που συνδέεται με τον στρεπτικό λυγισμό δεν μπορεί να εκτιμηθεί λόγω έλλειψης πειραμάτων και αποτελεσμάτων ελέγχων. Έτσι, είναι αποδεκτό, πως η διαδικασία που εφαρμόζεται στον καμπτικό λυγισμό θα ισχύει και για τον στρεπτικό, λαμβάνοντας υπόψη την παραδοχή ότι η μείωση της αντοχής λόγω των ατελειών και της πλαστικοποίησης, είναι όμοια και στις δύο περιπτώσεις.



Σχήμα 3.4: Παράδειγμα στρεπτικού λυγισμού

3.2.3.1: Στρεπτικός-πλευρικός λυγισμός.

Για να ληφθεί υπόψη ο πλευρικός ή στρεπτικός λυγισμός τότε, η M_d θα πρέπει να πολλαπλασιάζεται με τον μειωτικό συντελεστή K_d που προκύπτει από τις ευρωπαϊκές καμπύλες λυγισμού (παράμετρος α):

$$\lambda_d^2 = \frac{M_{cr}}{f_y * W_{eff}} \frac{W_{eff}}{W_g} \quad (3.1\alpha)$$

$$\Phi_d = 0,5 [1 + \alpha_d (\lambda_d - 0,2) + \lambda_d^2] \quad (3.1\beta)$$

$$K_d = \frac{1}{\Phi_d + \sqrt{\Phi_d^2 - \lambda_d^2}} \quad (3.1\gamma)$$

$$M_d = K_d * W_{eff} * f_y \quad (3.1\delta)$$

Έτσι, χρησιμοποιείται η σχέση 3.2 σύμφωνα με τις παρακάτω συνθήκες:

- Στον υπολογισμό της ροπής M_d λαμβάνεται υπόψη ο πλευρικός-στρεπτικός λυγισμός.
- Ο συντελεστής K_y μετατρέπεται σε K_{LT} που προσδιορίζει την σχέση αξονικής δύναμης-κάμψης αλλά και τον πλευρικό λυγισμό και φυσικά προκύπτει από τον κανονισμό.

$$\frac{N}{N_{d,min}} + \frac{M_y + \Delta M_y}{M_{d,y}} * K_L + \frac{M_z + \Delta M_z}{M_{d,z}} * K_z \leq 1,0 \quad (3.2)$$

όπου:

N : η εξωτερική θλιπτική δύναμη

$\Delta M_y, \Delta M_z$: οι πρόσθετες ροπές λόγω μετατόπισης του ουδέτερου άξονα

$N_{d,min}$: το φορτίο αντοχής της ενεργού διατομής για το μήκος l της δοκού

$M_{d,y}, M_{d,z}$: οι καμπτικές ροπές αντοχής της ενεργού διατομής

K_z, K_{LT} : συντελεστές προσαύξησης (βάσει EC 3.1.3)

3.2.4: Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός (*torsional flexural buckling*)

Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι μία μορφή αστάθειας ενός θλιβόμενου ή καμπτόμενου μέλους, κατά την οποία οι διατομές υπόκεινται μετά το λυγισμό σε στροφή περί το κέντρο διάτμησης τους αλλά και σε ταυτόχρονη μετατόπιση σε σχέση με τον αρχικώς ευθύγραμμο διαμήκη άξονα του μέλους, ο οποίος μετά το πέρας της παραμόρφωσης είναι πια ευθύγραμμος. Οι ανοικτές διατομές είναι και πάλι περισσότερο ευαίσθητες σε σχέση με τις κλειστές, λόγω της μεγάλης τους δυστρεψιάς, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω. Διακρίνονται οι παρακάτω δύο μορφές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, οι οποίες διακρίνονται ανάλογα με τα φορτία που δρουν κάθε φορά στο εκάστοτε μέλος:

- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών υπό αξονική θλίψη.
- Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός μη προστατευμένων πλευρικά δοκών υπό κάμψη περί τον ισχυρό άξονα.

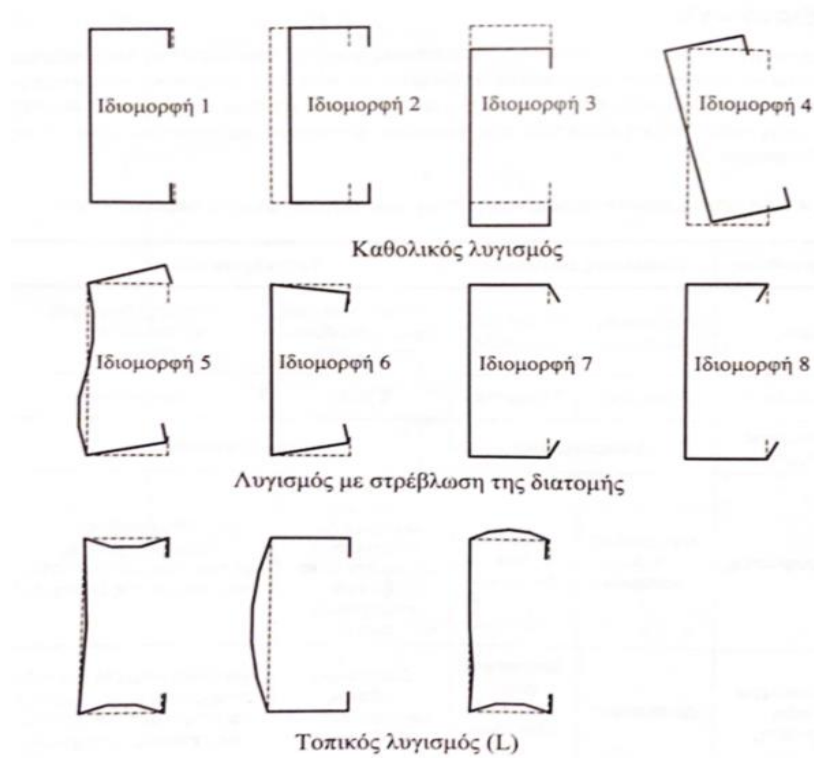
Τέλος, εκτός από έλεγχο ευστάθειας είναι αναγκαίο να γίνεται και έλεγχος της αντοχής των διατομών σε κάθε άκρο του μέλους. Ο έλεγχος αυτός, πραγματοποιείται με μία διαφορετική εξίσωση που λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση των εντατικών μεγεθών. Από τους ελέγχους ευστάθειας και αντοχής ενός μέλους, μπορούν να προκύψουν και τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης για αξονική δύναμη και κάμψη.

3.2.5: Αστάθειες αξονικά θλιβόμενων στοιχείων

Πίνακας 3.1: Αστάθειες αξονικά θλιβόμενων ραβδών

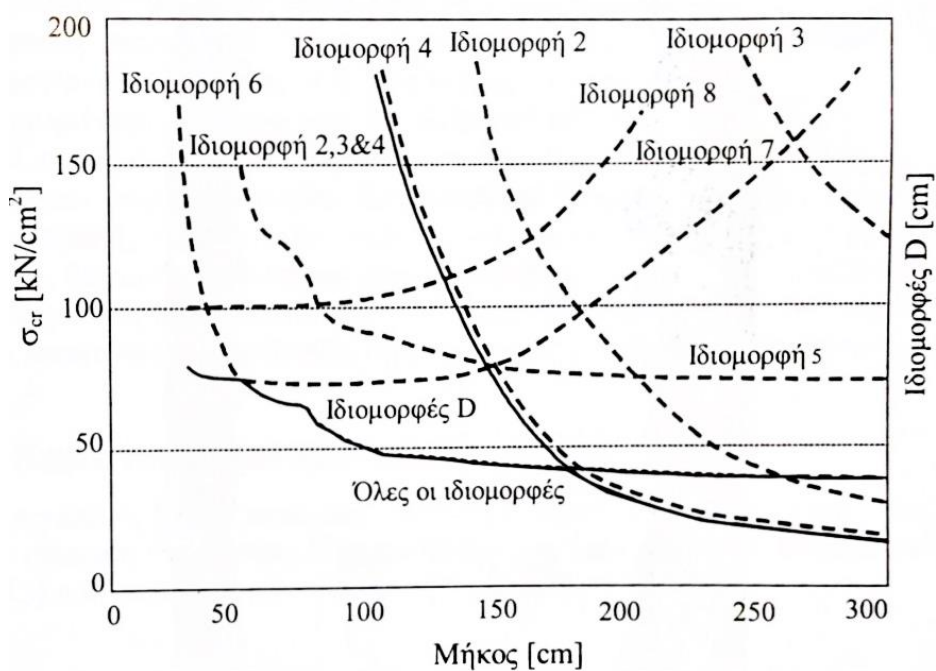
Είδη αστάθειας	Καθολικές αστάθειες		Τοπικές αστάθειες	
	Καμπτικός λυγισμός	Στρεπτικός λυγισμός	Τοπικός λυγισμός (χωρίς στρέβλωση της διατομής)	(τοπικός) λυγισμός με στρέβλωση της διατομής
Σύμβολο	F(lexural)	T(orsional)	L(ocal)	D(istorsional)
Συμπεριφορά διατομής	Διαφραγματική		Παραμορφώσιμη	
Παραμορφώσεις	Μεταθέσεις των διατομών	Στροφές των διατομών	Παραμορφώσεις των μη ενισχυμένων πλακοειδών στοιχείων μεταξύ των εσωτερικών ακμών	Πτυχοειδείς παραμορφώσεις με σχετικές μετατοπίσεις των ακμών της διατομής
Σημαντικότερα μεγέθη αντίστασης	Δυσκαμψία	Δυστρεψία χωρίς και με στρέβλωση	Δυσκαμψία πλάκας των τοιχωμάτων της διατομής	Λόγοι δυσκαμψίας μεταξύ στηριζόντων (νευρώσεις) και στηριζομένων (επίπεδες πλάκες) στοιχείων
Κρίσιμο μέγεθος για μήκος της ράβδου	Μεγάλο	Μεσαίο	Μικρό	Μεσαίο

Η εύρεση των κρίσιμων τάσεων για διάφορα είδη ασταθειών και συνδυασμών τους, είναι εφικτή μέσω αριθμητικών ασταθειών. Αυτό συμβαίνει σε διερευνήσεις για βελτιστοποίηση των διατομών. Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνονται οι δυνατές μορφές παραμόρφωσης μιας διατομής U με ακραίες ενισχύσεις.



Σχήμα 3.5: Παραδείγματα μορφών λυγισμού

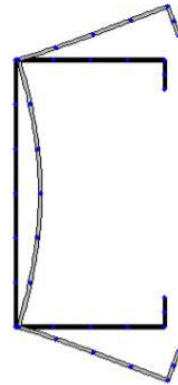
Στο παρακάτω σχήμα απεικονίζονται οι αντίστοιχες κρίσιμες τάσεις, όπως υπολογίζονται με τη βοήθεια της γενικευμένης τεχνικής κάμψης. Σε αυτό παρατηρείται η εξάρτηση των κρίσιμων τάσεων από το μήκος της ράβδου.



Σχήμα 3.6: Κρίσιμες τάσεις

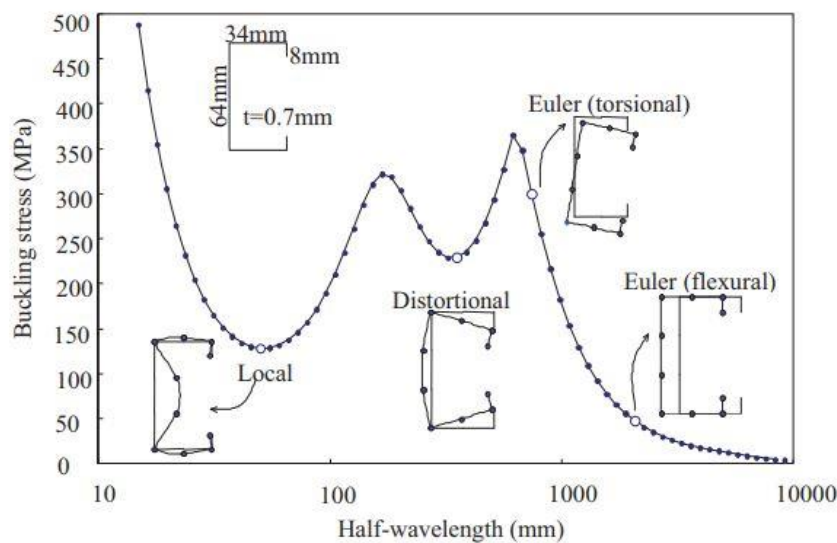
3.3: Κύρτωση με στρέβλωση της διατομής.

Η κύρτωση με στρέβλωση της διατομής είναι μια πιο σύνθετη μορφή αστάθειας, σε σχέση με τον τοπικό λυγισμό. Η συγκεκριμένη μορφή αστάθειας συναντάται περισσότερο στις διατομές με ελαστικά στηριζόμενα άκρα ή με ενισχύσεις. Κατά την κύρτωση η μορφή της διατομής δεν διατηρείται αυτούσια, αλλά παραμορφώνεται διότι παραμορφώνονται οι ακμές της διατομής.



Σχήμα 3.7: Στρέβλωση διατομής

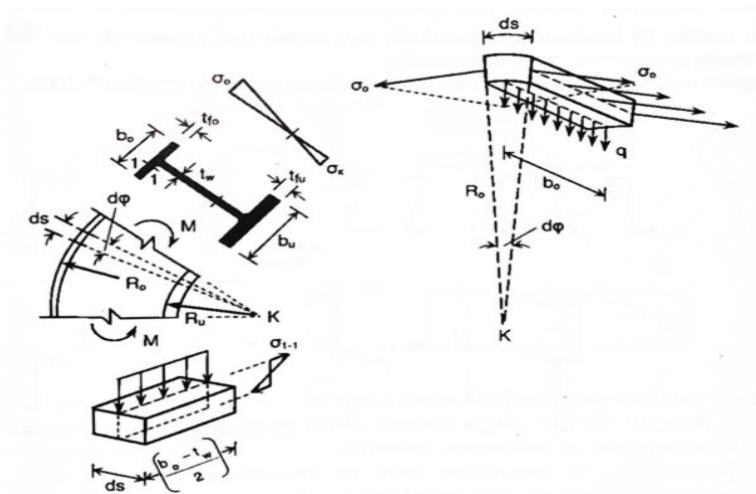
Στις θλιβόμενες διατομές τύπου U, η κύρτωση με στρέβλωση της διατομής εξαρτάται από τη στροφική δυσκαμψία της τομής του κορμού-πέλματος. Πιο πιθανή εμφάνιση παραμορφώσεων της διατομής παρατηρείται όταν οι κορμοί είναι πλατύτεροι οπότε είναι πιο εύκαμπτοι και με μικρότερη δυσκαμψία. Σε περιπτώσεις όπου το πέλμα της διατομής είναι στενό, εμφανίζεται τοπικός λυγισμός στον κορμό με μήκη κύματος όμοια, όπως και στο πέλμα, κάτι που συνεπάγεται μικρές τάσεις κύρτωσης. Αν το πέλμα είναι πολύ πλατύ τότε κύριο μέλημα πρέπει να είναι η στήριξη του με ενισχύσεις. Η τοποθέτηση πλατύτερων ενισχύσεων προσφέρει καλύτερη στήριξη των πελμάτων, εντείνουν ωστόσο την ευαισθησία στον τοπικό λυγισμό, όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω.



Σχήμα 3.8: Μήκη ημικυμάτων για διάφορες μορφές ελαστικής αστάθειας, για θλιβόμενο υποσύλωμα διατομής U

3.3.1: Καμπύλωση πέλματος

Το φαινόμενο της κύρτωσης του πέλματος συναντάται κυρίως στα πλατιά ελάσματα αλλά σε τμήματα τοξοτών φορέων. Για να γίνει κατανοητό υπάρχει σχετικό σχήμα με καμπύλο κόμβο και άλλα χαρακτηριστικά στοιχεία.



Σχήμα 3.9: Καμπύλος κόμβος

Οι ορθές τάσεις σ_0 που επιβάλλει η M στο στοιχειώδες τμήμα ds του ελάσματος του επάνω πέλματος, θα προκαλέσουν φορτίο q . Τότε θα είναι:

$$\sigma_0 = \frac{M}{W_{ten}} \quad (3.3\alpha)$$

και

$$q = (\sigma_0 * t_{f_0}) d\varphi = \frac{\sigma_0 * t_{f_0} * ds}{R_0} = \frac{M}{W_{ten}} t \frac{ds}{R_0} \quad (3.3\beta)$$

Η παραπάνω φόρτιση οδηγεί σε κάμψη του άνω πέλματος και οι προκαλούμενες τάσεις της διατομής 1-1 προκύπτουν ως εξής:

$$M_{1-1} = q * \left(\frac{b_0 - t_w}{2}\right) \frac{1}{2} \quad (3.4\alpha)$$

Ενώ η ροπή αντιστάσεως: $W_{1-1} = \frac{ds - t_{f_0}^2}{6}$ άρα,

$$\sigma_{1-1} = 0,75 \frac{(b_0 - t_w)^2}{R_0 * t_{f_0}} \sigma_0 \quad (3.4\beta)$$

Με ανάλογο τρόπο υπολογίζονται τα μεγέθη αυτά και για το κάτω πέλμα.

3.4: Γεωμετρικές ιδιότητες ενεργού διατομής

3.4.1: Γενικά

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, μέρος 1-3 (EN 1993-1-3), κατά την περιγραφή των διατομών που υπόκεινται σε τοπικό λυγισμό ή λυγισμό με στρέβλωση διατομής, λαμβάνονται υπόψη οι παρακάτω παραδοχές:

1. Οι επιρροές του τοπικού λυγισμού και του λυγισμού με στρέβλωση της διατομής, λαμβάνονται υπόψη και στον προσδιορισμό της αντοχής αλλά και της δυσκαμψίας.
2. Η επίδραση του τοπικού λυγισμού λαμβάνεται υπόψη με την εισαγωγή των ενεργών πλατών των στοιχείων.
3. Λαμβάνεται επίσης υπόψη, η πιθανή μετατόπιση του κέντρου βάρους της ενεργού διατομής ως προς την πλήρη.
4. Κατά τον υπολογισμό της αντοχής έναντι τοπικού λυγισμού, το όριο διαρροής f_y λαμβάνεται ίσο με το όριο διαρροής του βασικού υλικού.
5. Στον υπολογισμό της αντοχής της διατομής, το ενεργό πλάτος θλιβόμενου στοιχείου, βρίσκεται στη βάση της θλιπτικής τάσης $\sigma_{com,Ed}$.
6. Όσον αφορά τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, το ενεργό πλάτος προσδιορίζεται για επίπεδο τάσεων των στοιχείων $\sigma_{com,Ed,ser}$ για τα φορτία λειτουργίας.
7. Τέλος, ο λυγισμός με στρέβλωση διατομής, λαμβάνεται υπόψη αν αποτελεί τον κρίσιμο μηχανισμό αστοχίας.

3.4.2: Επίπεδα στοιχεία χωρίς ενισχύσεις

Για τον υπολογισμό της κρίσιμης τάσης λυγισμού χρησιμοποιείται ο παρακάτω τύπος:

$$\sigma_{cr} = \left(\frac{\pi \cdot t^2}{b_p} \right) * \frac{E \cdot K_\sigma}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \quad (3.5)$$

όπου:

b_p : το θεωρητικό πλάτος

t : το πάχος της πλάκας

ν : το μέτρο Poisson

K_σ : ο αντίστοιχος συντελεστής κυρτώσεως, σύμφωνα με τους πίνακες που ακολουθούν

Πίνακας 3.2: Συντελεστές κύρτωσης για εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\underline{\psi} = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{c1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{c2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \underline{\psi} \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{c1} = \frac{2}{5 - \underline{\psi}} b_{eff} \quad b_{c2} = b_{eff} - b_{c1}$		
				$\underline{\psi} < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} (1 - \underline{\psi})$ $b_{c1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{c2} = 0,6 b_{eff}$		
$\underline{\psi} = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \underline{\psi} > 0$	0	$0 > \underline{\psi} > -1$	-1	$\frac{AC_1}{AC_1} - 1 > \underline{\psi} \geq -3 \sqrt{\frac{AC_1}{AC_1}}$
Buckling factor k_{σ}	4,0	$8,2 / (1,05 + \underline{\psi})$	7,81	$7,81 - 6,29\underline{\psi} + 9,78\underline{\psi}^2$	23,9	$5,98 (1 - \underline{\psi})^2$

Πίνακας 3.3: Συντελεστές κύρτωσης για προεξέχοντα θλιβόμενα στοιχεία

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$1 > \underline{\psi} \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\underline{\psi} < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \underline{\psi})$		
$\underline{\psi} = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \underline{\psi} \geq -3$		
Buckling factor k_{σ}	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\underline{\psi} + 0,07\underline{\psi}^2$		
				$1 > \underline{\psi} \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\underline{\psi} < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \underline{\psi})$		
$\underline{\psi} = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \underline{\psi} > 0$	0	$0 > \underline{\psi} > -1$	-1	
Buckling factor k_{σ}	0,43	$0,578 / (\underline{\psi} + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\underline{\psi} + 17,1\underline{\psi}^2$	23,8	

Η ανηγμένη λυγηρότητα προσδιορίζεται από την σχέση:

$$\bar{\lambda}_{\rho} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b_p/t}{28 \cdot 4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{K_{\sigma}}} \quad (3.6)$$

Ο μειωτικός συντελεστής ρ που προσδιορίζει το ενεργό πλάτος b_{eff} , υπολογίζεται ως εξής:

- Για εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία:

$$\text{αν } \bar{\lambda}_\rho \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad \rho = 1,0$$

$$\text{αν } \bar{\lambda}_\rho > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} \quad \rho = \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0,0555(3+\psi)}{\bar{\lambda}_\rho^2} \leq 1,0 \quad (3.7\alpha)$$

- Για προεξέχοντα θλιβόμενα στοιχεία:

$$\text{αν } \bar{\lambda}_\rho \leq 0,748 \quad \rho = 1,0$$

$$\text{αν } \bar{\lambda}_\rho > 0,748 \quad \rho = \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0,188}{\bar{\lambda}_\rho^2} \leq 1,0 \quad (3.7\beta)$$

$$\text{όπου: } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ σε } N/mm^2 \quad (3.8)$$

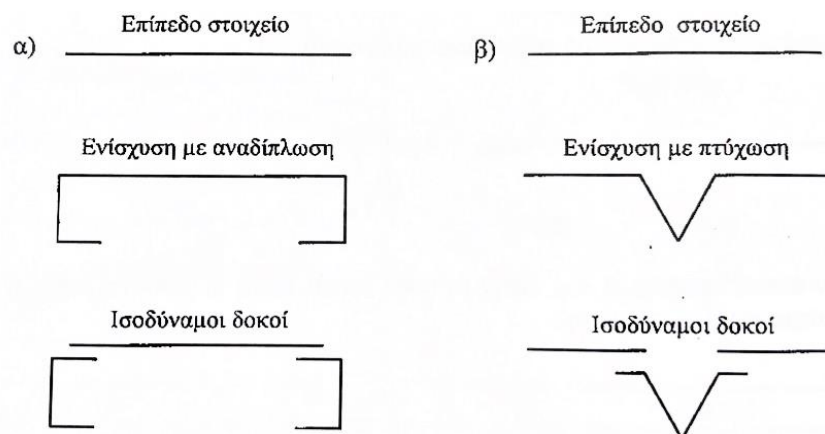
Τέλος, όσον αφορά το ενεργό πλάτος b_{eff} , ισοκατανέμεται σε b_{e1} και b_{e2} όπως φαίνεται στους πίνακες 3.2 και 3.3. Το εμβαδόν του στοιχείου δίνεται από τον τύπο:

$$A_{eff} = \rho * A_c \quad (3.9)$$

3.4.3: Επίπεδα στοιχεία με ενισχύσεις

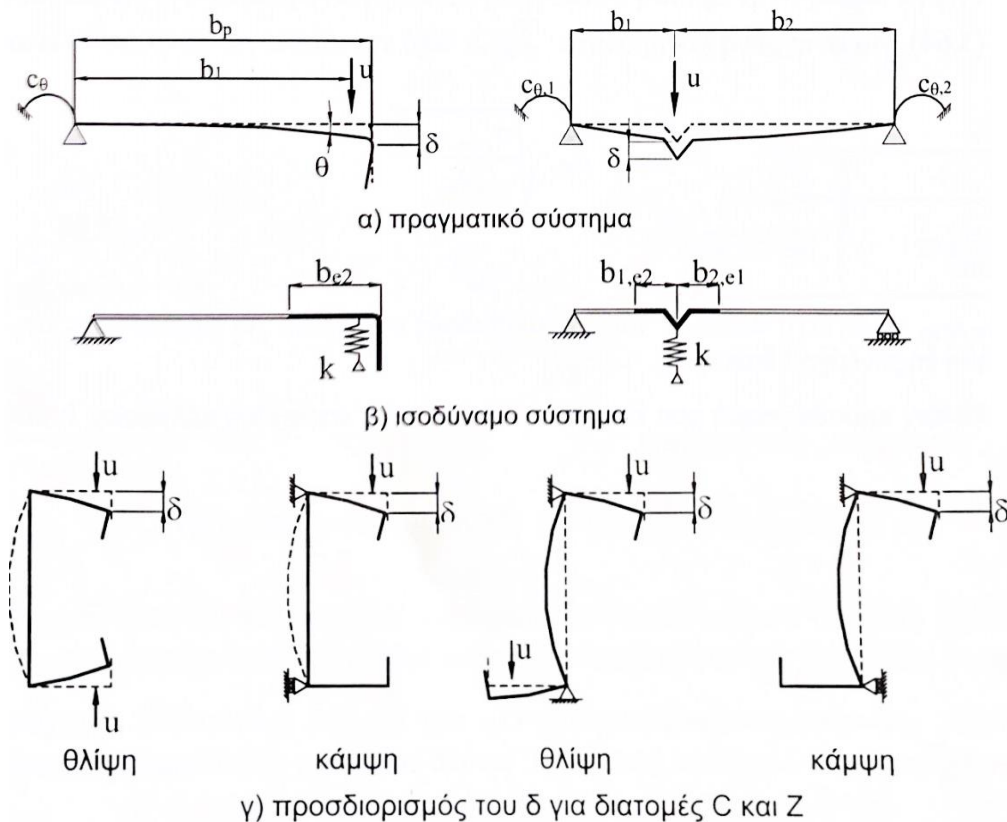
3.4.3.1: Γενικά

Από την άλλη πλευρά, οι ενισχύσεις που βρίσκονται σε ένα επίπεδο στοιχείο, μπορεί να είναι ακραίες ή ενδιάμεσες. Έχουν ως σκοπό την αύξηση της ακαμψίας των επιπέδων πλατέων στοιχείων με την ταυτόχρονη μείωση του επιπέδου πλάτους του στοιχείου. Ακόμη, οι ενισχύσεις έχουν μορφή αναδιπλώσεως ή πτυχώματος, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.10, και προσδίδουν έντονη τοπική ακαμψία, ώστε σε σχέση με το επίπεδο τμήμα του ελάσματος που απομένει, να μπορούν να θεωρηθούν δοκοί, που σ' αυτές στηρίζεται το υπόλοιπο του επιπέδου ελάσματος.



Σχήμα 3.10: Μορφές ενισχύσεων και ισοδύναμες δοκοί

Ο σχεδιασμός των θλιβόμενων στοιχείων με ενισχύσεις, βασίζεται στην παραδοχή ότι οι ενισχύσεις συμπεριφέρονται ως δοκοί επί ελαστικού εδάφους και με ακαμψία ελατηρίου εξαρτώμενη από τις συννοριακές συνθήκες καθώς και από την δυσκαμψία των γειτονικών στοιχείων. Η παραδοχή αυτή, επιτρέπει να υιοθετηθούν απλά μοντέλα σχεδιασμού, όπου τα ενισχυτικά ακαμψίας και τα προσκείμενα σ' αυτά τμήματα των επίπεδων στοιχείων, θεωρούνται ως δοκοί. Επομένως, ο μηχανισμός και το φορτίο λυγισμού εξαρτώνται από την ενεργό διατομή και την ακαμψία της ενίσχυσης. Αν η ενίσχυση διαθέτει επαρκή ακαμψία, θεωρείται ως άκαμπτη στήριξη για το προσκείμενο επίπεδο στοιχείο.



Σχήμα 3.11: Προσδιορισμός σταθεράς ελατηρίου ενίσχυσης

Η σταθερά του ελατηρίου για μία ενίσχυση, K , δίνεται από την σχέση:

$$K = \frac{u}{\delta} \quad (3.10)$$

όπου:

δ : το βέλος της ενίσχυσης λόγω της δύναμης u

Προσδιορίζεται δηλαδή από την υποχώρηση που προκαλεί ένα μοναδιαίο ανά μονάδα μήκους φορτίο u .

Παράλληλα, για τον προσδιορισμό των σταθερών του ελατηρίου από την γεωμετρία της διατομής, C_θ , $C_{\theta 1}$, $C_{\theta 2}$, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι επιρροές άλλων ενισχύσεων του ίδιου ή άλλων θλιβόμενων στοιχείων. Το βέλος δ μίας ακραίας ενίσχυσης υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$\delta = \theta * b_p + \frac{u * b_p^3}{3} * \frac{12 * (1 + \nu^2)}{E * t^3} \quad (3.11\alpha)$$

με

$$\theta = u * \frac{b_p}{C_\theta} \quad (3.11\beta)$$

Για τις ακραίες ενισχύσεις των διατομών C και Z, η σταθερά του ελατηρίου C_θ , προσδιορίζεται με εφαρμογή μιας δύναμης u, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.11. Η σταθερά ελατηρίου K_1 του πέλματος 1, προκύπτει:

$$K_1 = \frac{E * t^3}{4 * (1 - \nu^2)} * \frac{1}{b_1^2 * h_w + b_1^3 + 0,5 * b_1 * b_2 * h_w * k_f} \quad (3.12)$$

όπου:

b_1 : η απόσταση του σημείου τομής κορμού – πέλματος από το κέντρο βάρους της ενεργού διατομής της ενίσχυσης του πέλματος 1 (συμπεριλαμβανομένου του ενεργού τμήματος b_{e2} του πέλματος)

b_2 : η απόσταση του σημείου τομής κορμού – πέλματος από το κέντρο βάρους της ενεργού διατομής της ενίσχυσης του πέλματος 2 (συμπεριλαμβανομένου του ενεργού τμήματος του πέλματος)

h_w : το ύψος του κορμού

$k_f = 0$, για δοκούς υπό κάμψη

$k_f = \frac{A_{eff2}}{A_{eff1}}$ για δοκούς υπό θλίψη

A_{eff1} , A_{eff2} : ενεργά πλάτη των ακραίων ενισχύσεων των πέλματων 1 και 2.

Για τις ενδιάμεσες ενισχύσεις, οι σταθερές των στροφικών ελατηρίων $C_{\theta 1}$ και $C_{\theta 2}$, μπορούν να ληφθούν ίσες με μηδέν. Έτσι, το βέλος δ , προσδιορίζεται:

$$\delta = \theta * b_p + \frac{u * b_1^2 * b_2^2}{3 * (b_1 + b_2)} * \frac{12 * (1 - \nu^2)}{E * t^3} \quad (3.13)$$

Για τον προσδιορισμό της αντοχής σε λυγισμό με στρέβλωση της διατομής, ο μειωτικός συντελεστής χ_d , υπολογίζεται σύμφωνα με την σχετική λυγηρότητα $\bar{\lambda}_d$ ως εξής:

$$\begin{aligned} \chi_d &= 1,0 & \text{αν } \bar{\lambda}_d &\leq 0,65 \\ \chi_d &= 1,47 - 0,723 * \bar{\lambda}_d & \text{αν } 0,65 < \bar{\lambda}_d &\leq 1,38 \\ \chi_d &= \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} & \text{αν } \bar{\lambda}_d &\geq 1,38 \end{aligned}$$

με: $\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}}$

όπου:

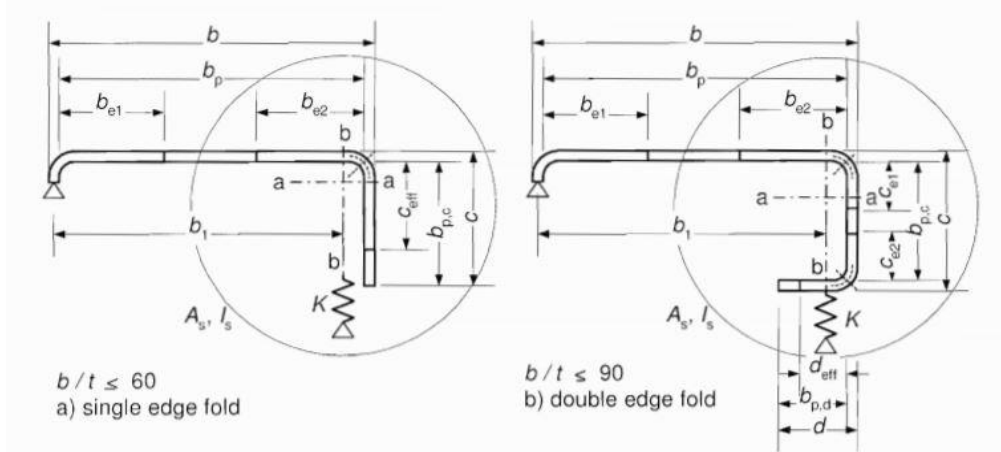
$\sigma_{cr,s}$: η ελαστική τάση λυγισμού της ενίσχυσης.

3.4.3.2: Ακραίες ενισχύσεις

Ο πρώτος τύπος των ενισχύσεων των επιπέδων στοιχείων, οι ακραίες ενισχύσεις, προέρχονται είτε από απλή είτε από διπλή αναδίπλωση (απλό ή διπλό στραντζάρισμα). Για να συνεισφέρουν όμως στην αντοχή και να θεωρείται ότι λειτουργούν σαν στηρίγματα, πρέπει να πληρούνται οι τρεις παρακάτω προϋποθέσεις:

- 1) Η γωνία φ , μεταξύ της ενίσχυσης και του επίπεδου ελάσματος πρέπει να είναι μεταξύ 45° και 135° .
- 2) Το πλάτος c της ενίσχυσης πρέπει να είναι μεγαλύτερο από $0,2b_p$ (σχήμα 3.12)
- 3) Ο λόγος b_p / t πρέπει να είναι μεγαλύτερος από 60 για απλή στραντζαριστή ενίσχυση και μεγαλύτερος από 90 για διπλή στραντζαριστή.

Αν ικανοποιούνται όλα τα κριτήρια που προαναφέρθηκαν, η επιρροή της ενίσχυσης λαμβάνεται υπόψη. Για τον υπολογισμό των ενεργών περιοχών των ενισχύσεων ακολουθείται η διαδικασία που παρουσιάζεται παρακάτω.



Σχήμα 3.12: Ακραίες ενισχύσεις

Αρχικά, προσδιορίζεται μία αρχική τιμή της ενεργού διατομής της ενίσχυσης. Τα ενεργά πλάτη προσδιορίζονται με την παραδοχή ότι η ενίσχυση είναι απαραμόρφωτη και είναι $\sigma_{com,Ed} = f_{yb} / \gamma_{M0}$. Ο υπολογισμός της ενεργού διατομής, χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του μειωτικού συντελεστή για λυγισμό με στρέβλωση της δοκού. Ακόμη, θεωρείται ότι το επίπεδο στοιχείο b_p του πίνακα 3.2 είναι στηριζόμενο σε δύο πλευρές και έτσι, σύμφωνα με την παράγραφο 3.4.2, προσδιορίζονται οι αρχικές τιμές b_{e1} και b_{e2} .

Οι αρχικές τιμές C_{eff} και d_{eff} υπολογίζονται ως εξής:

- ο ακραία επίπεδη ενίσχυση:

$$C_{eff} = \rho * b_{p,c} \quad (3.14\alpha)$$

όπου το ρ , υπολογίζεται από την παράγραφο 3.4.2, αλλά ο συντελεστής κύρτωσης K_σ προσδιορίζεται:

$$\begin{aligned}
& - \text{αν } b_{p,c}/b_p \leq 0,35 \quad K_\sigma = 0,5 \\
& - \text{αν } 0,35 < b_{p,c}/b_p \leq 0,6 \quad K_\sigma = 0,5 + \sqrt[3]{(b_{p,c}/b_p - 0,35)^2} \quad (3.14\beta)
\end{aligned}$$

ο διπλή ακραία ενίσχυση:

$$c_{eff} = \rho * b_{p,c} \quad (3.15)$$

όπου το ρ υπολογίζεται από την παράγραφο 3.4.2 και ο συντελεστής κύρτωσης K_σ , για εσωτερικό θλιβόμενο στοιχείο από τον πίνακα 3.3:

$$d_{eff} = \rho * b_{p,d} \quad (3.16)$$

όπου το ρ υπολογίζεται από την παράγραφο 3.4.2 και ο συντελεστής κύρτωσης K_σ , για εσωτερικό θλιβόμενο στοιχείο από τον πίνακα 3.3.

Το εμβαδόν της ενεργού διατομής μίας ακραίας ενίσχυσης είναι ίσο με:

$$A_s = t * (b_{e2} + c_{eff} + d_{eff}) \quad (3.17)$$

Ακόμη, η ελαστική κρίσιμη τάση λυγισμού μιας ακραίας ενίσχυσης, προσδιορίζεται για τη δοκό επί ελαστικής βάσης από τον τύπο:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 * \sqrt{K * E * I_s}}{A_s} \quad (3.18)$$

όπου:

K : η σταθερά του ελατηρίου ανά μονάδα μήκους

I_s : η ροπή αδρανείας της ενεργού διατομής της ενίσχυσης, αναλογικά με το εμβαδόν A_s , ως προς το κέντρο βάρους a-a της ενεργού διατομής.

Ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού της ενίσχυσης, χ_d , προσδιορίζεται από την ελαστική κρίσιμη τάση λυγισμού, $\sigma_{cr,s}$ καθώς και με τη χρήση της μεθόδου που αναφέρθηκε στην παράγραφο 3.4.3.1. Μπορεί να διορθωθεί σταδιακά με επαναληπτική διαδικασία όπως φαίνεται και στο παράδειγμα του σχήματος που ακολουθεί.

	<p>α) πλήρης διατομή</p>
	<p>β) βήμα 1: ενεργός διατομή για $K = \infty$ και $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$</p>
	<p>γ) βήμα 2: κρίσιμη τάση $\sigma_{cr,s}$ για την ενεργό διατομή της ενίσχυσης A_s από το βήμα 1</p>
	<p>δ) μειωμένη οριακή τάση $\chi_d f_{yb}/\gamma_{M0}$ για την ενεργό διατομή της ενίσχυσης A_s, με μειωτικό συντελεστή χ_d υπολογιζόμενο με $\sigma_{cr,s}$</p>
	<p>ε) μειωμένο πάχος t_{red} για το ενεργό πλάτος της ενίσχυσης, με μειωτικό συντελεστή χ_d υπολογιζόμενο με $\sigma_{cr,s}$</p>
	<p>στ) βήμα 3: επανάληψη του βήματος 2, με χρήση μειωμένης ενεργού διατομής της ενίσχυσης $A_{s,red}$ από την προηγούμενη επανάληψη, που γίνεται μέχρι $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$ αλλά $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$ Πίσω στο βήμα 1. Απαιτείται επανάληψη</p>
	<p>ζ) Η ενεργός διατομή έχει πλάτος b_{e2}, c_{eff} και μειωμένο πάχος t_{red}, αντίστοιχο του $\chi_{d,n}$</p>

Σχήμα 3.13: Παράδειγμα θλιβόμενου πέλματος με ακραία ενίσχυση

Συμπληρωματικά, σε περίπτωση που το $\chi_d < 1$, η επανάληψη αρχίζει με την βελτίωση της τιμής του ρ από τις σχέσεις της παραγράφου 3.4.2 με $\sigma_{com,Ed} = \chi_d * f_{yb}/\gamma_{M0}$ ώστε:

$$\overline{\lambda}_{p,red} = \overline{\lambda}_\rho * \sqrt{\chi_d} \quad (3.19)$$

Λόγω λυγισμού, η μειωμένη ενεργός διατομή της ενίσχυσης είναι ίση με:

$$A_{s,red} = \chi_d * A_s * \frac{f_{yb}/\gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}} \text{ και } A_{s,red} \leq A_s \quad (3.20)$$

Κατά τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της ενεργού διατομής, η μειωμένη ενεργός διατομή $A_{s,red}$, λαμβάνεται υπόψη με εισαγωγή μειωμένου πάχους, $t_{red} = t * A_{s,red}/A_s$ για όλα τα στοιχεία της επιφάνειας A_s .

3.5: Σχεδιασμός και έλεγχος υποστυλώματος

Τα υποστυλώματα είναι φορείς που παραλαμβάνουν μόνο αξονικά θλιπτικά φορτία ή συγχρόνως θλιπτικά και εγκάρσια. Καταπονούνται, δηλαδή, από το φαινόμενο του λυγισμού που εξετάστηκε στα προηγούμενα εδάφια.

Συγκεκριμένα, αστοχούν σε καθολικό λυγισμό, ο οποίος εξαρτάται από τη λυγηρότητα του μέλους, αλλά και στον τοπικό λυγισμό που οφείλεται στις αναλογίες πλάτους προς πάχος των στοιχείων της διατομής.

Για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων, οι διατομές χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, τις συμμετρικές και τις ασύμμετρες. Η διατομή αντικαθίσταται με την ενεργό διατομή, λαμβάνοντας υπόψη την κατανομή των τάσεων. Η διαδικασία αυτή, δίνεται συνοπτικά παρακάτω.

3.5.1: Συμμετρικές διατομές - Ενεργός διατομή

Στις συμμετρικές διατομές ο ουδέτερος άξονας δεν μετατίθεται όταν υπολογισθεί η ενεργός διατομή.

1. Προσδιορισμός των στοιχείων της ενεργού διατομής:

- A_g
- A_{ef}
- $Q = A_{ef} / A_g$
- I_{ef}
- $i_{ef} = \sqrt{\frac{I_{ef}}{A_{ef}}}$
- $\lambda = \frac{l}{i_{ef}}$

Οι παραπάνω τιμές προσδιορίζονται ανάλογα με τον άξονα κατά τον οποίο εξετάζεται ο λυγισμός.

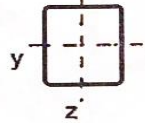
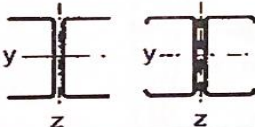
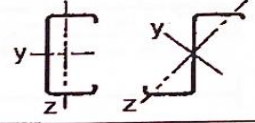
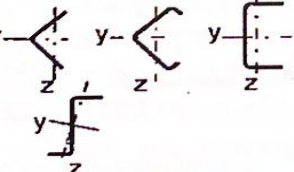
2. Υπολογισμός της ανηγμένης λυγηρότητας:

- $\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
- $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$

3. Επιλογή καμπύλης λυγισμού με βάση τη διατομή:

Εύρεση δηλαδή του συντελεστή α όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.

- Για $\alpha=0,21$, καμπύλη a.
- Για $\alpha=0,34$, καμπύλη b
- Για $\alpha=0,49$, καμπύλη c

Τύπος διατομής		Λυγισμός περί	
		y - y	z - z
Κλειστές διατομές 	Αν η f_{yb} χρησιμοποιείται	$\alpha=0,34$	$\alpha=0,34$
	Αν η f_{ya} χρησιμοποιείται	$\alpha=0,49$	$\alpha=0,49$
I,H Διατομές 		$\alpha=0,21$	$\alpha=0,34$
		$\alpha=0,34$	$\alpha=0,34$
		$\alpha=0,49$	$\alpha=0,49$

Σχήμα 3.14: Είδη διατομών και σχετικές καμπύλες λυγισμού από τους συντελεστές ατέλειας α

4. Υπολογισμός της παραμέτρου της καμπύλης:

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

5. Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή:

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

6. Εύρεση φορτίου λυγισμού:

- $N_d = \frac{K \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma_M}$ (3.21)

3.5.2: Ασύμμετρες διατομές – Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη

Σε αυτή την περίπτωση διατομών, λόγω της ασυμμετρίας μετακινείται ο ουδέτερος άξονας της ενεργού διατομής σχετικά με τον αρχικό της πλήρους διατομής. Αυτή η μετακίνηση δημιουργεί μία νέα καμπτική ροπή την M_b , όπου $M_b = N \cdot e$, με e την μετακίνηση του ουδέτερου άξονα. Η συγκεκριμένη καμπτική ροπή προστίθεται στις ήδη υπάρχουσες εξωτερικές καμπτικές ροπές.

Για τον έλεγχο των ασύμμετρων διατομών ακολουθούνται τα βήματα ένα έως πέντε που περιγράφονται προηγουμένως για τις συμμετρικές διατομές. Μόνη διαφορά είναι ότι ο έλεγχος θα πραγματοποιείται με βάση την ακόλουθη συνθήκη.

$$\frac{N}{N_{d,min}} + \frac{M_y + \Delta M_y}{M_{d,y}} * (K_y \text{ ή } K_{LT}) + \frac{M_z + \Delta M_z}{M_{d,z}} * K_z \leq 1 \quad (3.22)$$

όπου:

N: η εξωτερική θλιπτική δύναμη

$\Delta M_y, \Delta M_z$: οι πρόσθετες ροπές λόγω μετατόπισης του ουδέτερου άξονα

$N_{d,min}$: το φορτίο αντοχής της ενεργού διατομής για το μήκος l της δοκού

$M_{d,y}, M_{d,z}$: οι καμπτικές ροπές αντοχής της ενεργού διατομής

K_y, K_z, K_{LT} : συντελεστές προσαύξησης (βάσει EC 3.1.3)

Η παραπάνω συνθήκη καλύπτει την περίπτωση φόρτισης κάμψης με αξονική θλίψη σε συνδυασμό με πλευρικό στρεπτικό λυγισμό κατά τον άξονα y.

3.5.3: Αντοχή υποστυλώματος έναντι καμπτικού λυγισμού

Η αντοχή του υποστυλώματος έναντι καμπτικού λυγισμού δίνεται από τη σχέση:

$$N_{b,Rd} = \frac{K * A * f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.23)$$

όπου:

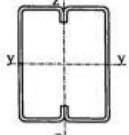
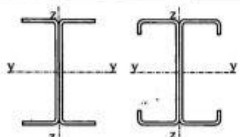
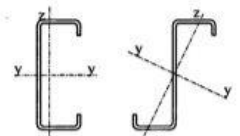
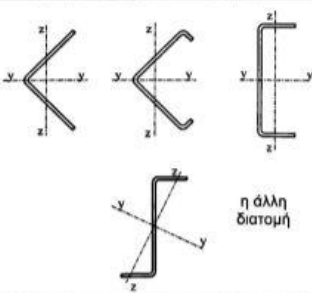
K: μειωτικός συντελεστής καμπτικού λυγισμού

A=A_g: εμβαδό πλήρους διατομής

f_y: όριο διαρροής χάλυβα

γ_{M1}=1,10: επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για αστάθεια

Στο παρακάτω σχήμα το οποίο πάρθηκε από το βιβλίο των Βάγια-Dubina, δίνεται η αντιστοιχία των καμπυλών λυγισμού, μορφής διατομής και άξονα λυγισμού.

Διατομή	Λυγισμός κάθετα στον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
	Αν χρησιμοποιηθεί το f_{yb}	όλους	b
	Αν χρησιμοποιηθεί το f_{yk} *)	όλους	c
	y-y z-z	a b	
	όλους	b	
 η άλλη διατομή	όλους	c	

*) Δεν πρέπει να χρησιμοποιείται το μέσο όριο διαρροής f_{yk} , εκτός εάν $A_{eff} = A_g$

Σχήμα 3.15: Αντιστοιχία των διατομών με τις καμπύλες λυγισμού

3.6: Αξονική και κάμψη

Εδώ λαμβάνεται υπόψη ο τοπικός λυγισμός μέσω της χρήσης των ενεργών πλατών. Ακόμη, υπολογίζεται η μετατόπιση του ουδέτερου άξονα και οι πρόσθετες ροπές που δημιουργούνται εξ αιτίας αυτού, $\Delta M = N * \Delta e$. Εάν στην κατασκευή υπάρχουν στοιχεία όπως τεγίδες ή μηκίδες, τα οποία εμποδίζουν τη στροφή της διατομής, τότε ο στρεπτικός-πλευρικός λυγισμός αγνοείται. Ωστόσο, η πιθανότητα εμφάνισης καμπτικού λυγισμού και στους δύο άξονες αυξάνεται όταν οι εγκάρσιες μετακινήσεις πραγματοποιηθούν ανεμπόδιστα. Σε αυτήν την περίπτωση λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή και ο έλεγχος γίνεται με τον τύπο:

$$\frac{N}{N_{d,min}} + \frac{M_y + \Delta M_y}{M_{d,y}} * K_y + \frac{M_z + \Delta M_z}{M_{d,z}} * K_z \leq 1,0 \quad (3.24)$$

όπου:

K_y , K_z : συντελεστές που επιβάλλονται από τον κανονισμό και εκφράζουν τη σχέση αξονικής δύναμης-κάμψης.

Κεφάλαιο 4: Έλεγχος σε επίπεδο διατομής

4.1: Γενικά

Τα δομικά μέλη που παράγονται από λεπτότοιχα στοιχεία, προορίζονται για την ανάληψη αξονικών ή εγκάρσιων φορτίων. Τα αξονικά φορτία, προκαλούν είτε καθαρά αξονικές καταπονήσεις είτε λυγισμό, όπου παρατηρείται και κάμψη λόγω λυγισμού. Τα εγκάρσια φορτία δίνουν κυρίως καμπτικές ή στρεπτικές καταπονήσεις ενώ σπανιότερα προκαλούν καμπτικό ή στρεπτικό λυγισμό. Από την άλλη, οι εγκάρσιες φορτίσεις σπάνια εμφανίζονται μεμονωμένες, δηλαδή ως μια καθαρή καταπόνηση αλλά συνήθως σαν συνδυασμός δύο ή περισσότερων από αυτές.

Με τον όρο *ράβδος*, περιγράφεται ένας φορέας ο οποίος υπόκειται σε καθαρά αξονική καταπόνηση, χωρίς να εμφανίζεται λυγισμός. Ως *τεγίδες*, αναφέρονται οι φορείς ο οποίοι καταπονούνται σε κάμψη και σε στρέψη. Τέλος, με τον όρο *δοκός* περιγράφεται το καμπτόμενο μέλος το οποίο καταπονείται κυρίως από εγκάρσια φορτία.

4.1.1: Ταξινόμηση διατομών

Οι πλευρικά σταθερές χαλύβδινες δοκοί μπορούν να αστοχήσουν μόνο από κάμψη, διάτμηση ή στρέψη, αν υποθεθεί πως δεν υπάρχει τοπικός λυγισμός των λεπτών διατομών. Αυτές οι τρεις αστοχίες αποτελούν και τα κριτήρια για το σχεδιασμό της οριακής κατάστασης των χαλύβδινων δοκών. Αυτές, μπορεί να εμφανίσουν αστοχία και λόγω υπερβολικής εκτροπής, πράγμα που οριοθετεί την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Η τιμή σχεδιασμού M , οποιουδήποτε τμήματος πρέπει πάντοτε να ικανοποιεί την ανισότητα,

$$M < M_d \quad (4.1)$$

Οι διατομές ταξινομούνται σε τέσσερις κατηγορίες. Μία διατομή μπορεί να περιέχει στοιχεία από διαφορετικές κατηγορίες τα οποία μπορούν επίσης να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες. Η κατηγορία της διατομής μπορεί να διαφέρει σε κάμψη και θλίψη.

Οι λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης ανήκουν στην κατηγορία 4, των μεταλλικών διατομών. Αυτές οι διατομές, κάμπτονται τοπικά πριν η μεγαλύτερη τιμή της λειτουργικότητας. Ολόκληρη η διατομή ταξινομείται συνήθως με βάση το στοιχείο που συμπίπτει στη δυσμενέστερη κατηγορία. Οι εσωτερικές δυνάμεις καθώς και οι τάσεις μπορούν να υπολογιστούν σε όλες τις κατηγορίες χρησιμοποιώντας τη θεωρία της ελαστικότητας εάν ληφθεί υπόψη η επίδραση του τοπικού λυγισμού. Στις κατηγορίες 1 και 2, με βάση τη θεωρία της πλαστικότητας μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των εσωτερικών δυνάμεων αλλά και των ροπών. Χάρην ευκολίας οι εσωτερικές δυνάμεις μπορούν επίσης να υπολογισθούν με τη δυσμενέστερη κατηγορία.

Για προφίλ κατηγορίας 4, ο υπολογισμός της αντίστασης γίνεται σε κάμψη και συμπίεση με βάση την ενεργό διατομή. Οι αντοχές της διατομής υπολογίζονται μόνο με βάση τις περιοχές των ενεργών στοιχείων.

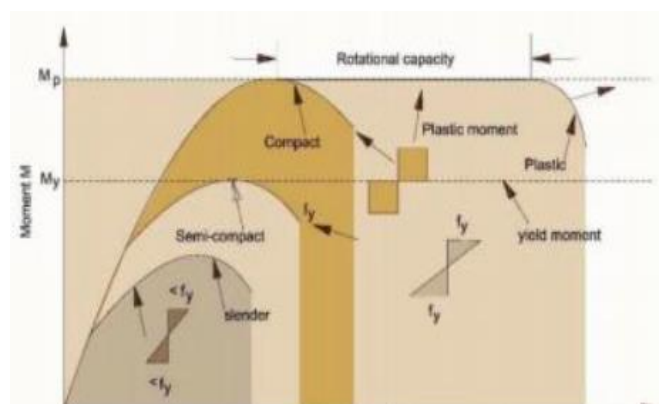
Όταν μία δοκός υποστηρίζεται πλήρως απέναντι σε λυγισμό, η αστοχία της συμβαίνει στο σημείο εφαρμογής της μέγιστης ροπής. Έτσι, η δέσμη είναι ικανή να επανατοποθετήσει την χωρητικότητα της πλαστικής ροπής κάτω από τα φορτία που εφαρμόζονται. Οι δοκοί έχουν πολύ μεγαλύτερη αντοχή και δυσκαμψία ενώ

κάμπτονται γύρω από τον κύριο άξονα τους. Σε περίπτωση που φέρουν στήριξη σε πλευρική παραμόρφωση και στρέψη, είναι ευάλωτες σε αστοχία λόγω πλευρικού περιστροφικού λυγισμού πριν να φτάσουν στη μέγιστη τιμή της ροπής τους. Αυτές οι δοκοί καλούνται πλάγια ως πλάγια υποστηριζόμενες δοκοί. Σε περίπτωση που το πλευρικό στήριγμα στη φλάντζα συμπίεσης είναι επαρκές, αποτρέπεται ο πλευρικός λυγισμός της δοκού.

Στην περίπτωση δοκών τύπου I, η αντοχή των τμημάτων εξαρτάται από την αναλογία πλάτους προς το πάχος είναι επαρκώς μικρό, η δέσμη μπορεί να πλαστικοποιηθεί πλήρως και να φθάσει από την πλαστικοποίηση στην πλαστική ροπή. Ένα τέτοιο τμήμα ταξινομείται ως συμπαγές τμήμα.

Ωστόσο, με την προϋπόθεση ότι το τμήμα μπορεί επίσης να διατηρήσει τη μορφή του κατά τη διάρκεια της πρόσθετης περιστροφής του αρμού έως ότου σχηματιστεί ο μηχανισμός αστοχίας. Τέτοια τμήματα αναφέρονται ως πλαστικά τμήματα. Όταν ο λόγος του πλάτους προς το πάχος συμπίεσης είναι αρκετά μεγάλος, δηλαδή σε λεπτές διατομές, υπάρχει πιθανότητα εμφάνισης τοπικού λυγισμού στην φλάντζα συμπίεσης ακόμα και πριν τις ακραίες αποδόσεις των ινών.

Η καμπτική συμπεριφορά τέτοιων δοκών παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα. Το τμήμα που ταξινομείται ως λεπτό δεν μπορεί να επιτύχει την πρώτη ροπή απόδοσης λόγω ενός πρόωρου τοπικού λυγισμού της επικάλυψης ή της φλάντζας. Η επόμενη καμπύλη αντιπροσωπεύει τη δοκό που ταξινομείται ως ημισυμπαγής στην οποία η ακραία τάση των ινών στη δοκό επιτυγχάνει τάση απόδοσης αλλά η δοκός μπορεί να αστοχήσει λόγω τοπικού λυγισμού πριν από την περαιτέρω ανακατανομή πλαστικής τάσης στον ουδέτερο άξονα της δοκού.



Εικόνα 4.1: Όριο διαρροής διατομών κατηγορίας 4

4.2: Οριακές καταστάσεις

Η απλή θεωρία της κάμψης βασίζεται στην υπόθεση ότι τα τμήματα του επιπέδου παραμένουν επίπεδα και μετά την κάμψη. Η αντίσταση σημαίνει την ικανότητα της να φέρει φορτία που εμφανίζονται σε αυτό χωρίς αστοχία ή πολύ μεγάλες παραμορφώσεις. Η αντίσταση και η φόρτιση είναι ποσότητες που ποικίλουν ανάλογα με το χρόνο και τον τόπο. Στο σχεδιασμό, οι διαταραχές της αντίστασης και της φόρτισης λαμβάνονται υπόψη χρησιμοποιώντας μερικούς παράγοντες ασφαλείας. Έτσι δεν έχουν απόλυτες τιμές, αλλά οι τιμές κατανομονται με στατιστική πιθανότητα. Στο σχεδιασμό, οι διαταραχές της αντίστασης και της φόρτισης λαμβάνονται υπόψη συγκεκριμένους συντελεστές ασφαλείας.

Το γενικό κριτήριο σχεδιασμού έχει τη μορφή (για συνδυασμό φορτίων):

$$\sum_i [(\gamma * f_i * S_{ki})] \leq \frac{R_k}{\gamma_M} \quad \sum_j [(\gamma * G_j * G_{kj}) + (\gamma * Q_1 * Q_{Q1})] \quad (4.2)$$

Η παρακάτω έκφραση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της τιμής σχεδιασμού της φόρτισης στην τελική οριακή κατάσταση, όταν η δομή υποβάλλεται σε διάφορα μεταβλητά φορτία.

$$\sum_j [(\gamma * G_j * G_{kj}) + 0,9 * [\sum_{(i \geq 1)} (\gamma * Q_i * Q_{Qi})]] \sum_j [((\gamma * G_j * G_{kj})) + (\gamma * Q_1 * Q_{kl}) + [\sum_{(i \geq 1)} (v_{0i} * Q_i * Q_{ki})]] \quad (4.3)$$

όπου:

γ : το ίδιο βάρος της κατασκευής

G_j : μερικός συντελεστής ασφαλείας για μόνιμα φορτία

G_{kj} : χαρακτηριστική τιμή μόνιμου φορτίου

Q_{qi} : χαρακτηριστική τιμή κινητών φορτίων

γ_{qi} : μερικός συντελεστής ασφαλείας κύριων κινητών φορτίων

Οι συνδυασμοί φορτίσεων ελέγχονται στην οριακή κατάσταση ως εξής σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3:

Πίνακας 4.1: Συνδυασμοί φορτίσεων

Limit state	Serviceability limit state			Ultimate limit state		
	A	B	C	A	B	C
Permanent	1.0/1.0	1.0/1.0	1.0/1.0	1.35/1.0	1.0/1.0	1.35/1.0
Stationary snow	1.0/0.0	1* ψ /0.0	1* ψ /0.0	1.5/0.0	1.5* ψ /0.0	1.5* ψ /0.0
Snow span 1	1.0/0.0	1* ψ /0.0	1* ψ /0.0	1.5/0.0	1.5* ψ /0.0	1.5* ψ /0.0
Snow span 1	1.0/0.0	1* ψ /0.0	1* ψ /0.0	1.5/0.0	1.5* ψ /0.0	1.5* ψ /0.0
Snow span ...	1.0/0.0	1* ψ /0.0	1* ψ /0.0	1.5/0.0	1.5* ψ /0.0	1.5* ψ /0.0
Wind suction	1* ψ /0.0	1.0/0.0	1* ψ /0.0	1.5* ψ /0.0	1.5/0.0	1.5* ψ /0.0
Wind pressure	1* ψ /0.0	1.0/0.0	1* ψ /0.0	1.5* ψ /0.0	1.5/0.0	1.5* ψ /0.0
Imposed span 1	1* ψ /0.0	1* ψ /0.0	1.0/0.0	1.5* ψ /0.0	1.5* ψ /0.0	1.5/0.0
Imposed span 2	1* ψ /0.0	1* ψ /0.0	1.0/0.0	1.5* ψ /0.0	1.5* ψ /0.0	1.5/0.0
Imposed span..	1* ψ /0.0	1* ψ /0.0	1.0/0.0	1.5* ψ /0.0	1.5* ψ /0.0	1.5/0.0

Ο μειωτικός συντελεστής ποικίλλει ανάλογα με το είδος φόρτισης, όπως περιγράφεται παρακάτω:

Πίνακας 4.2: Μειωτικός συντελεστής ψ

Load	ψ	In addition, the partial safety coefficients of resistance are taken into account in the design of sheets as follows: M1= 1.1 And the design of struts: M2= 1.25
Snow	0.6	
Wind	0.6	
Imposed	0.7	

Ονομαστικές τιμές αντοχής f_y και οριακής αντοχής σε εφελκυσμό f_u .

Πίνακας 4.3: Ονομαστικές τιμές αντοχής f_y και οριακής αντοχής σε εφελκυσμό f_u

Steel grade	Material thickness			
	$t \leq 40$ mm		$40\text{mm} < t \leq 100\text{mm}$	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
EN 10025				
S235	235	360	215	340
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	490
EN 10113				
S275N	275	390	255	370
S355N	355	490	335	470
S420N	420	520	390	520
S355M	355	470	335 ¹	450 ¹
S420M	420	500	390 ¹	500 ¹
S460M	460	530	430 ¹	530 ¹

1) Plates and plain steel products: $40\text{mm} < t < 63\text{mm}$
 2) Values in this table are basic values in Euro-code 3. Requirements for each country have to be checked in the national application Document (= NAD)

4.3: Καταπονήσεις διατομών

4.3.1: Αξονικός εφελκυσμός

Η αντοχή της ράβδου σε καθαρό εφελκυσμό δίνεται από τη σχέση:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} \cdot A_g}{\gamma_{M0}} \quad \text{και} \quad N_{t,Rd} \leq F_{n,Rd} \quad (4.4)$$

όπου:

A_g : το εμβαδό της πλήρους διατομής

f_{ya} : ο μέσος όρος του ορίου διαρροής

$F_{n,Rd}$: η αντοχή σε καθαρό της διατομής μετά την αφαίρεση τυχόν οπών

4.3.2: Αξονική θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε καθαρά αξονική θλίψη προκύπτει από τη σχέση:

$$\alpha. \text{ Για } A_{\text{eff}} < A_g: N_{c,Rd} = \frac{f_{yb} \cdot A_{\text{eff}}}{\gamma_{M1}} \quad (4.5\alpha)$$

$$\beta. \text{ Για } A_{\text{eff}} = A_g: N_{c,Rd} = \frac{f_{ya} \cdot A_g}{\gamma_{M0}} \quad (4.5\beta)$$

όπου:

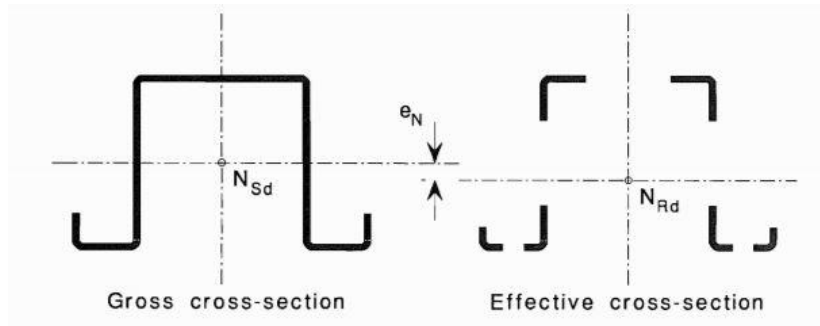
f_{ya} : ο μέσος όρος του ορίου διαρροής

f_{yb} : το βασικό όριο διαρροής

A_g : το εμβαδό της πλήρους διατομής

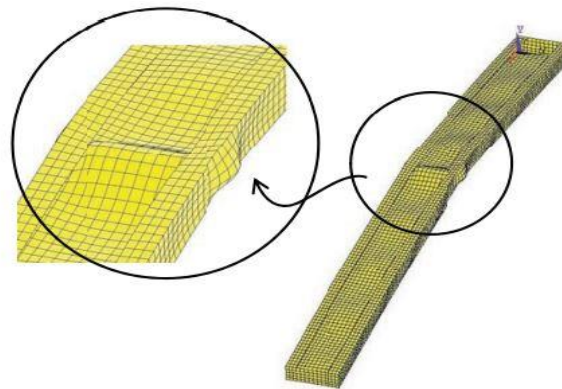
A_{eff} : το ενεργό εμβαδό διατομής θεωρώντας ομοιόμορφη θλιπτική τάση $\sigma = f_{yb} / \gamma_{M1}$

Επισημαίνεται ότι πρέπει να υπολογιστεί εκ νέου ο νέος κεντροβαρικός άξονας της ενεργού διατομής πάνω στον οποίο πρέπει να δρα η αξονική δύναμη, για να θεωρηθεί κεντρική επένεργεια, χωρίς να δημιουργούνται δηλαδή από παρασιτικές ροπές.



Σχήμα 4.1: Ενεργός διατομή υπό θλίψη

Η δρώσα δύναμη ασκείται στο κέντρο βάρους ολόκληρης της διατομής, σε αντίθεση με την αντοχή η οποία εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους της ενεργού διατομής. Σε περίπτωση που τα δύο κέντρα βάρους δεν ταυτίζονται πρέπει απαραίτητα να λαμβάνεται υπόψη η μετατόπιση e_N . Εφόσον η συγκεκριμένη μετατόπιση έχει ευνοϊκό αποτέλεσμα κατά τον έλεγχο τάσεων, τότε μπορεί να αγνοηθεί η επιρροή της αν αυτή προσδιορίστηκε στη στάθμη του ορίου διαρροής και όχι στη στάθμη των πραγματικών θλιπτικών τάσεων.



Εικόνα 4.2: Αστοχία διατομής σε θλίψη

4.3.3: Κάμψη

Προκειμένου να ελεγχθεί μια δοκός πρέπει απαραίτητα να υπολογισθεί η ροπή αντοχής M_d . Η ροπή αυτή ελέγχεται για δύο περιπτώσεις, τη γενική και την περίπτωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Παρακάτω θα αναλυθούν και οι δύο περιπτώσεις.

α) Γενική περίπτωση:

Κατά τους υπολογισμούς λαμβάνεται η μικρότερη τιμή ανάμεσα στην ενεργή ροπή αντίστασης ή ελαστική ροπή αντίστασης, συνεπώς:

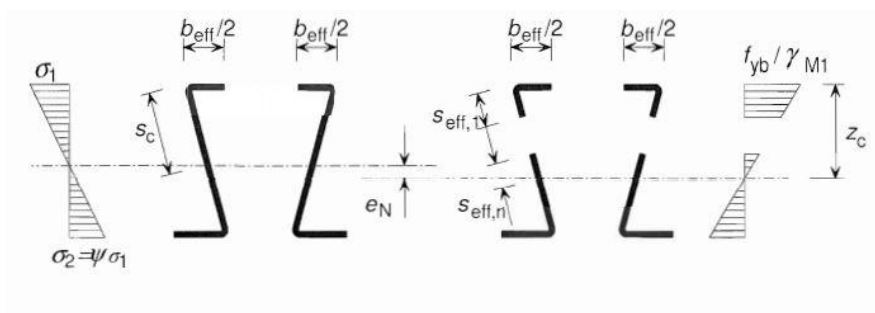
$$\text{➤ Για } W_{eff} < W_{el}: \quad M_{c,Rd} = \frac{f_{y\alpha} * W_{eff}}{\gamma_{M0}} \quad (4.6\alpha)$$

$$\text{➤ Για } W_{eff} = W_{el}: \quad M_{c,Rd} = \frac{f_{y\alpha} * W_{el}}{\gamma_{M0}} \quad (4.6\beta)$$

όπου:

f_y το όριο διαρροής της διατομής

Για τον υπολογισμό της W_{eff} λαμβάνεται $\sigma_{max} = f_y / \gamma_{M1}$



Σχήμα 4.2: Μερική πλαστική ροπή αντοχής

Όταν η επιρροή των διατμητικών δυνάμεων είναι σημαντική για την περίπτωση της διατμητικής υστέρησης θα πρέπει να επαληθεύεται η σχέση:

$$\frac{M_y}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_z}{M_{cz,Rd}} \leq 1 \quad (4.7)$$

όπου:

M_y, M_z : Οι δρώσες ροπές κατά τους άξονες y, z

$M_{cy,Rd}, M_{cz,Rd}$: Οι αντοχές της διατομής όταν υπόκεινται αποκλειστικά σε κάμψη

β) Πλαστική ροπή αντοχής:

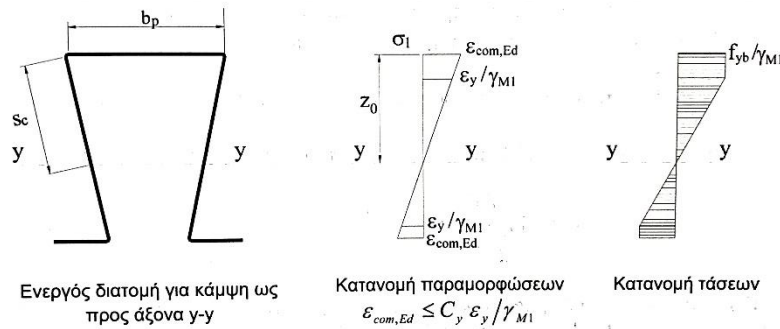
Για να ληφθούν υπόψη τα πλαστικά αποθέματα της διατομής πρέπει η καμπτική ροπή να ασκείται μόνο στον κύριο άξονα της διατομής και η διαρροή να εμφανίζεται πρώτα στο εφελκόμενο άκρο. Μόνο τότε τα πλαστικά όρια υπολογίζονται χωρίς όριο στις παραμορφώσεις. Εάν $\sigma_{max} = f_y / \gamma_{M1}$, τότε η ενεργός μερική πλαστική ροπή αντιστάσεως θα υπολογίζεται με γραμμικό διάγραμμα τάσεων στην εφελκόμενη και γραμμικό στη θλιβόμενη ζώνη.

Τα πλαστικά αποθέματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη θλιβόμενη ζώνη μέχρι το όριο της παραμόρφωσης που ορίζεται παρακάτω. Εκτός από τις παραπάνω προϋποθέσεις, για να χρησιμοποιηθούν τα πλαστικά όρια στη θλιβόμενη ζώνη, πρέπει να μην υπόκειται σε καμία άλλη καταπόνηση όπως στρέψη, στρεπτικό, στρεπτοκαμπτικό ή πλευρικό λυγισμό. Επίσης, να μην παρεμποδίζεται η εκτροπή των θλιβόμενων μελών της διατομής, η γωνία κορμού να είναι $\geq 60^\circ$ και το κεκλιμένο ύψος s_c του θλιβόμενου τμήματος να ικανοποιεί τη σχέση:

$$s_c \leq 1,11 * \sqrt{\frac{E}{f_{yb}}} \quad (4.8)$$

Ακόμα, η θλιπτική παραμόρφωση $\epsilon_{com,Ed}$ να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\varepsilon_{com,Ed} \leq \frac{C_y \cdot \varepsilon_y}{\gamma_{M1}}, \text{ όπου } \varepsilon_y = \frac{f_{yb}}{E} \quad (4.9)$$



Σχήμα 4.3: Μερική πλαστική ροπή αντοχής

Ο συντελεστής C_y υπολογίζεται ίσος με:

- Για θλιβόμενα στοιχεία στηριζόμενα σε δύο σημεία χωρίς ενδιάμεσες ενισχύσεις:

$$C_y = 3 \text{ εάν } \frac{b_p}{t} \leq 1,11 * \sqrt{\frac{E}{f_{yb}}} \quad (4.10\alpha)$$

$$C_y = 1 \text{ εάν } \frac{b_p}{t} \geq 1,29 * \sqrt{\frac{E}{f_{yb}}} \quad (4.10\beta)$$

$$C_y = 3 - \frac{((\frac{b_p}{t} * \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} - 1,11))}{0,09}, \text{ εάν } 33,18\varepsilon \leq \frac{b_p}{t} \leq 38,56\varepsilon \quad (4.10\gamma)$$

- $C_y = 1$ για μονοπροέχοντα μέλη
- $C_y = 1$ για μέλη με ακραίες ή ενδιάμεσες ενισχύσεις

4.3.4: Έλεγχος διάτμησης - Διατμητική κύρτωση

Όταν μία δοκός καταπονείται αποκλειστικά από διάτμηση, η διατμητική δύναμη αναλαμβάνεται ως επί το πλείστον από τον κορμό της διατομής και κατά κανόνα αγνοείται η συμβολή των πελμάτων. Από τα διαγράμματα των διατμητικών τάσεων φαίνεται ξεκάθαρα πως η τέμνουσα δύναμη παραλαμβάνεται από τον κορμό και μάλιστα σχεδόν με ομοιόμορφη κατανομή. Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της διατομής, αυτή μπορεί να αναλάβει τη διατμητική δύναμη χωρίς εκτροπή (μέχρι την πλαστικοποίηση) ή αν εκτραπεί που τότε υπάρχει λυγισμός που όταν εμφανίζεται σε επιφάνειες καλείται, κύρτωση.

Η αντοχή μιας διατομής και ιδίως του κορμού σε διάτμηση είναι η μικρότερη από τις αντοχές που διαθέτει σε πλαστική διάτμηση V_{pl} ή σε διατμητικό λυγισμό V_b του κορμού.

Επομένως για την διατμητική αντοχή $V_{w,Rd}$ του κορμού, πρέπει να ισχύουν οι σχέσεις:

$$V_{w,Rd} < V_{b,Rd} \text{ και } V_{w,Rd} < V_{pl,Rd} \quad (4.11)$$

όπου:

α) $V_{b,Rd}$: η αντοχή σε διατμητικό λυγισμό,

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w}{\sin \varphi} t \frac{f_{bv}}{\gamma_{M1}} \quad (4.12)$$

όπου:

h_w : ύψος κορμού μεταξύ μέσων γραμμών πελμάτων

φ : κλίση κορμού ως προς τα πέλματα

και f_{bv} η αντοχή σε διατμητική κύρτωση ή λυγισμό, που λαμβάνεται από τον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 4.4: Διατμητική κύρτωση f_{bv} .

Λυγηρότητα κορμού	Κορμός χωρίς ενισχύσεις	Κορμός με ενισχύσεις
$\bar{\lambda}_w \leq 1,40$	$0,48 \frac{f_y}{\bar{\lambda}_w}$	$0,48 \frac{f_{yb}}{\bar{\lambda}_w}$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$0,67 \frac{f_y}{\bar{\lambda}_w^2}$	$0,48 \frac{f_{yb}}{\bar{\lambda}_w}$

Και η λυγηρότητα, $\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\frac{\sqrt{3}}{\tau_{cr}}}} = \frac{S_w}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)*f_{yb}}{\sqrt{3}*\pi^2*E*K_\tau}}$ (4.13)

ή ειδικότερα για κορμούς χωρίς διατμητικές ενισχύσεις, $\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{S_w}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = \frac{S_w}{86,4\varepsilon t}$

για κορμούς με διαμήκειες ενισχύσεις:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \frac{S_d}{t} \sqrt{5,34 \frac{f_{yb}}{K_t * E}} = \frac{S_d}{86,4\varepsilon t} * \sqrt{\frac{5,35}{K_\tau}} \text{ και } K_\tau = 5,34 + \frac{2*10^3}{t} \sqrt{\frac{I_s}{S_d}} \quad (4.13\alpha)$$

β) Η πλαστική αντοχή σε διάτμηση ελέγχεται στην περίπτωση του κορμού χωρίς διαμήκειες ενισχύσεις με τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \varphi} * t * \frac{f_{bv}}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \text{ αν ισχύει } \bar{\lambda}_w \leq 0,83 \left(\frac{f_{yb}}{f_y} \right) \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}} \right) \quad (4.13\beta)$$

4.3.4.1: Επιρροή της διατμητικής υστέρησης (shear leg)

Στα πλατιά πέλματα με $b \geq \frac{L}{20}$ η κατανομή των ορθών τάσεων που οφείλονται σε αξονική φόρτιση και καμπτικές ροπές κάμψης, επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις λόγω διάτμησης. Αυτές, είναι μεγαλύτερες στις στηρίξεις του πλατύτερου ελάσματος άρα η επιρροή εκφράζεται με τη μετατόπιση της κατανομής των ορθών τάσεων προς τις στηρίξεις. Η ενεργός περιοχή ουσιαστικά ταυτίζεται και άρα υπολογίζεται όπως τα ενεργά πλάτη που οφείλονται στον τοπικό λυγισμό. Εάν το μήκος μεταξύ των σημείων μηδενισμού των ροπών να είναι $\geq 20b_0$ (b_0 το ενεργό πλάτος που συμμετέχει στη διατμητική υστέρηση), τότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της διατμητικής υστέρησης. Ανάλογα με το είδος του μέλους μπορούν να υπολογισθούν τα παρακάτω:

- Για τα εφελκόμενα μέλη, το πλάτος b_0 αντικαθίσταται από το:

$$b_{eff} = \beta_i * b_0 \quad (4.14)$$

- Για τα θλιβόμενα μέλη, αντικαθίσταται ο μειωτικός συντελεστής ρ με τον:

$$\rho_L = (\beta_i)^\eta * \rho \quad (4.15)$$

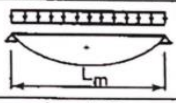

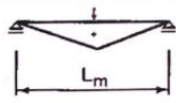
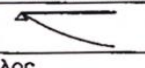

όπου:

$$\eta = \frac{b_0}{L_m}, \text{ για πέλματα με ενισχύσεις}$$

$$\eta = \frac{b_0}{L_m} / \delta, \text{ για πέλματα χωρίς ενισχύσεις}$$

$$\delta = \frac{2b_0}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \cong \frac{b_0}{t} \frac{1}{14,95\epsilon}, \text{ για } \delta \geq 1,0$$

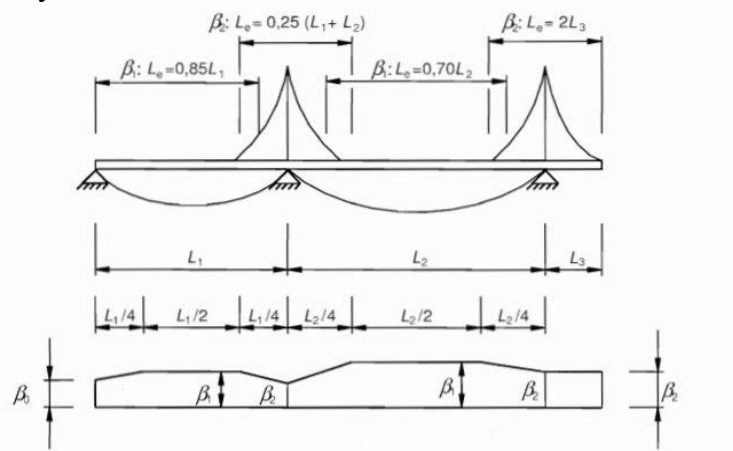
β_i = η κατάλληλη τιμή του μειωτικού συντελεστή σύμφωνα με τον πίνακα που παρατίθεται παρακάτω.

Περίπτωση και διάγραμμα ροπών	Μειωτικός συντελεστής β_i
Ροπή ανοίγματος για απλή ή συνεχή δοκό με ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο 	για $b_0 / L_m \geq 1/20$ $\beta_1 = \frac{1}{1+6.4 (b_0 / L_m)^2}$ για $b_0 / L_m < 1/20$ $\beta_1 = 1.0$
Εσωτερική στήριξη συνεχούς δοκού ή πρόβολος 	για $b_0 / L_m \geq 1/20$ $\beta_2 = \frac{1}{1+6.0(b_0/L_m)+1.6(b_0/L_m)^2}$ για $b_0 / L_m < 1/50$ $\beta_2 = 1.0$ για $1/50 \leq b_0 / L_m \leq 1/20$ $\beta_2 = 1.115 - 7.76 (b_0 / L_m)$
Ροπή ανοίγματος για απλή ή συνεχή δοκό με συγκεντρωμένο φορτίο στο μέσο 	για $b_0 / L_m \geq 1/20$ $\beta_3 = \frac{1}{1+4.0(b_0/L_m)+3.2(b_0/L_m)^2}$ για $b_0 / L_m < 1/50$ $\beta_3 = 1.0$ για $1/50 \leq b_0 / L_m \leq 1/20$ $\beta_3 = 1.115 - 5.74 (b_0 / L_m)$
Ακραία στήριξη δοκού 	$\beta_0 = (0.55+0.025 L_m / b_0) \beta_1$ αλλά $\beta_0 \leq \beta_1$
Πρόβολος 	$\beta_0 = 1.0$

Σχήμα 4.4: Μειωτικοί συντελεστές β_i για διατμητική υστέρηση

Για πέλματα με ενδιάμεσες ενισχύσεις λαμβάνεται ως b το ανάπτυγμα. Σε συνεχείς δοκούς τα μήκη L_m μεταξύ των σημείων μηδενισμού των ροπών μπορούν να αντικατασταθούν με τα ενεργά μήκη L_e , όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Αυτό είναι δυνατό αν και μόνο αν:

- Κανένα άνοιγμα δεν είναι μικρότερο από 1,50 φορές το μήκος του γειτονικού του.
- Κανείς πρόβολος δεν είναι μικρότερος από το μισό του γειτονικού του ανοίγματος.



Σχήμα 4.5: Απλουστευμένες υποθέσεις για συνεχείς δοκούς

4.3.5: Στρέψη

Σε περίπτωση δοκού, καθαρή στρέψη ή στρέψη λόγω κάμψης μπορεί να εμφανιστεί όταν:

- Το φορτίο δρα εκτός του κέντρου διάτμησης της δοκού (καθαρή στρέψη).
- Η δοκός εμποδίζεται στα άκρα της σε στρέψη ή το διάγραμμα στρεπτικών ροπών μεταβάλλεται κατά μήκος της δοκού (στρέψη λόγω καμπύλωσης).

Προτείνεται να αποφεύγεται η εμφάνιση στρεπτικών φαινομένων (πρωτογενών ή δευτερογενών), επειδή οι ανοιχτές λεπτότοιχες διατομές διαθέτουν μικρή ακαμψία σε αντίσταση σε στρέψη, όπως έχει αναφερθεί και πάλι με αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση της φέρουσας αντοχής. Κατά τον έλεγχο αυτό πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

$$\sigma_{tot,d} = \sigma_{N,d} + \sigma_{M_{y,d}} + \sigma_{M_{z,d}} + \sigma_{w,d} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.16\alpha)$$

$$\tau_{tot,d} = \tau_{V_{y,d}} + \tau_{M_{V,d}} + \tau_{t,d} + \tau_{w,d} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} \quad (4.16\beta)$$

$$\sqrt{\sigma_{tot,d}^2 + 3 * \tau_{tot,d}^2} \leq 1,1 * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.16\gamma)$$

όπου:

$\left. \begin{matrix} \sigma_{N,d} \\ \sigma_{M_{y,d}} \\ \sigma_{M_{z,d}} \\ \tau_{V_{y,d}} \\ \tau_{V_{z,d}} \end{matrix} \right\}$ Οι ορθές τάσεις λόγω αξονικής κάμψης και καμπτικών ροπών και οι διατμητικές τάσεις λόγω τεμνουσών λόγω κάμψης.

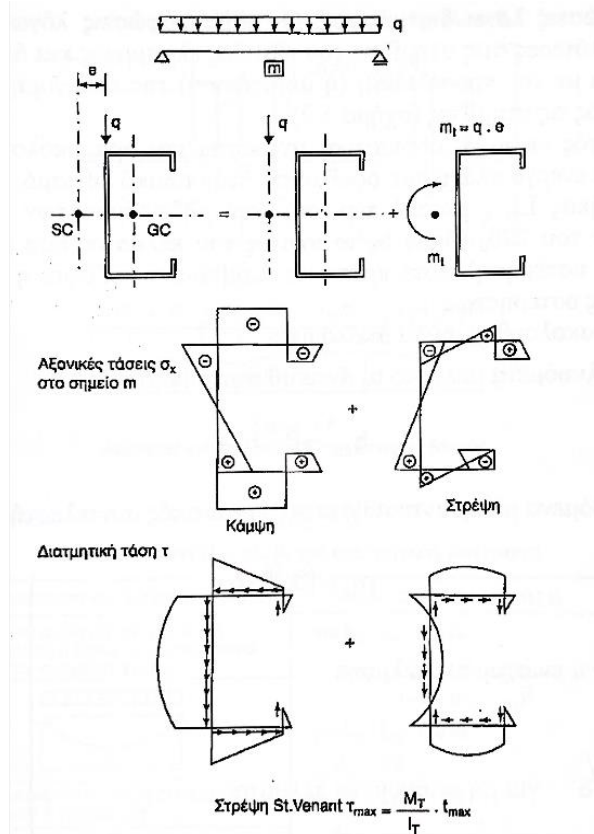
$\sigma_{w,d}$: η ορθή τάση λόγω καμπύλωσης

$\tau_{t,d}$: η διατμητική τάση λόγω καθαρής στρέψης

$\tau_{w,d}$: η διατμητική τάση λόγω καμπύλωσης

Αξίζει να σημειωθούν τα εξής:

1. Ο άξονας του κέντρου βάρους και το κέντρο διάτμησης θα προκύπτουν από την ενεργό διατομή, καθώς και οι ορθές τάσεις λόγω αξονικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών.
2. Οι τάσεις λόγω καμπύλωσης αλλά και όλες οι διατμητικές θα προσδιορίζονται με βάση την αρχική πλήρη διατομή, όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα:



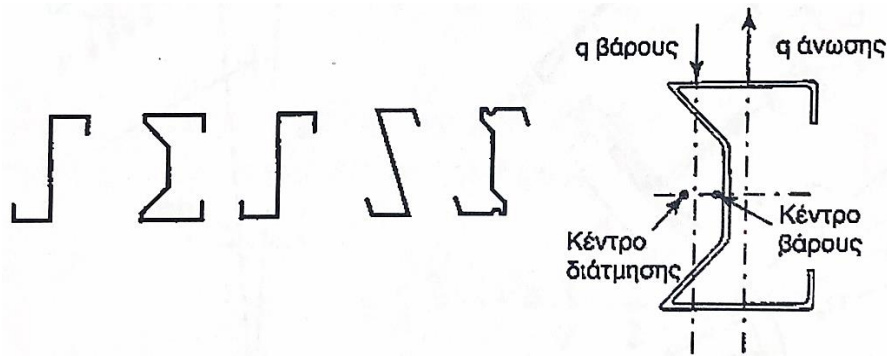
Σχήμα 4.6: Κατανομή τάσεων λόγω κάμψης και στρέψης

4.4: Σχεδιασμός και έλεγχος τεγίδας

4.4.1: Γενικά

Οι τεγίδες αποτελούν την κύρια εφαρμογή των δοκών ψυχρής μόρφωσης στις κατασκευές. Με την πάροδο των ετών και την πρόοδο της τεχνολογίας έχουν πλέον διαμορφωθεί πολλοί τύποι διατομών. Στόχοι του σχεδιασμού των τεγιδών είναι:

- Η διατομή να έχει πλήρη ενεργά πλάτη στη θλιβόμενη ζώνη πράγμα που επιτυγχάνεται με ενισχυτικά ακαμψίας.
- Το φορτίο να δρα όσο το δυνατόν πιο κοντά στο κέντρο διάτμησης, όπως στις τεγίδες τύπου Σ που φαίνονται στην παρακάτω εικόνα. Σε αυτή την περίπτωση το κέντρο βάρους με το κέντρο διατμήσεως σχεδόν ταυτίζονται.
- Ένας ακόμη στόχος είναι να μεταφέρονται εύκολα προκειμένου να διευκολύνεται η δουλειά στο χώρο του εργοταξίου.



Σχήμα 4.7: Τύποι διατομών που το κέντρο βάρους, το κέντρο διατμήσης και το σημείο εφαρμογής, συμπίπτουν

4.4.2: Συνδέσεις τεγιδών

Για τη σύνδεση των τεγιδών έχουν αναπτυχθεί δύο βασικές μέθοδοι:

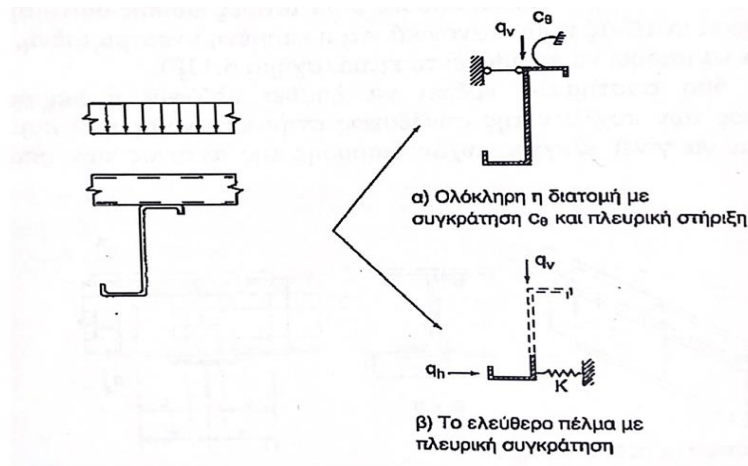
1. Η σύνδεση με πρόσθετο τεμάχιο, όπου δύο τεγίδες συνδέονται μεταξύ τους με ένα βραχύ ειδικό τεμάχιο κατάλληλης διατομής.
2. Η απευθείας σύνδεση με αλληλεπικάλυψη. Σε αυτή τη μέθοδο η μία τεγίδα καλύπτεται από το άκρο της άλλης και ενώνονται κατευθείαν κορμό με κορμό. Η μέθοδος αυτή προϋποθέτει τεγίδες ειδικής διατομής, ώστε όταν τοποθετούνται εναλλάξ η μία κανονικά και η επόμενη ανεστραμμένη, με το άνω πέλμα να μπορεί να περιβάλει το κάτω.

Και στις δύο μεθόδους πρέπει να ληφθεί υπόψη η επιρροή ολίσθησης των κοχλιών της σύνδεσης στην κατανομή των καμπτικών ροπών και να γίνει έλεγχος τυχόν διαρροής της άντυγας των οπών των κοχλιών.

4.4.3: Καταπονήσεις των τεγιδών

Η συμπεριφορά των τεγιδών είναι αρκετά περίπλοκη. Έτσι έχουν δημιουργηθεί διάφορα μοντέλα σχεδιασμού. Οι μηχανισμοί παραμόρφωσης είναι δύο, η κάμψη του ισχυρού άξονα της διατομής και η στρέψη. Για τον υπολογισμό της επιρροής της στρέψης και της ευστάθειας του ελεύθερου πέλματος της τεγίδας, υπάρχουν δύο μέθοδοι σχεδιασμού. Να σημειωθεί πως τα μοντέλα αυτά δεν αφορούν την κάμψη του ισχυρού άξονα της διατομής.

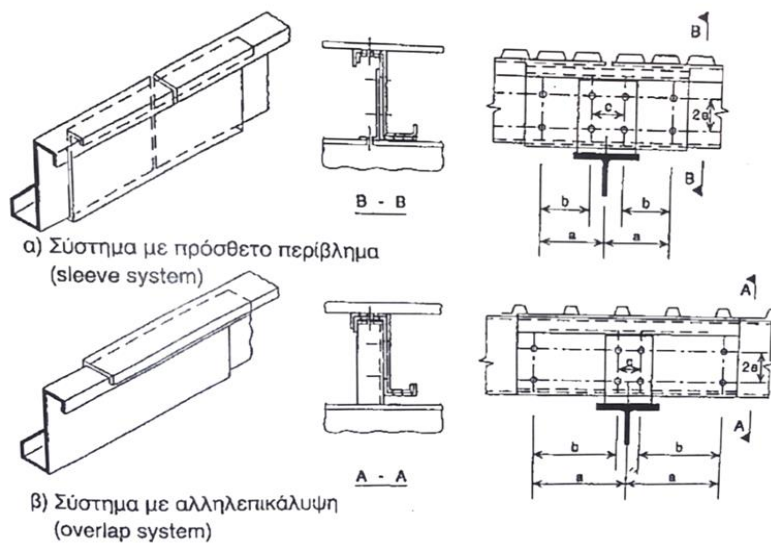
- Αυτό που λαμβάνει υπόψη όλη τη διατομή ενισχυμένη από στροφικές και πλευρικές στηρίξεις.
- Και αυτή που λαμβάνει υπόψη μόνο το ελεύθερο πέλμα της τεγίδας, σαν μία δοκό πλευρικής ελαστικής στήριξης. Παρόμοια μεθοδολογία όπως με τη δεύτερη ακολουθείται από τους Ευρωκώδικες.



Σχήμα 4.8: Σχεδιαστικά μοντέλα για το ελεύθερο πέλαμα της διαδοκίδας

Οι τάσεις που αναπτύσσονται είναι:

1. Οι καμπτικές στον ισχυρό άξονα, που υπολογίζονται κατά τους κλασικούς τύπους της κάμψης πλήρους διατομής και τα ενεργά πλάτη.
2. Πρόσθετες τάσεις που εμφανίζονται λόγω κάμψης του ασθενούς, κατακόρυφου άξονα.



Σχήμα 4.9: Συστήματα συνεχών διαδοκίδων

Έτσι, με βάση τα παραπάνω για το στηριζόμενο πέλαμα, οι τάσεις θα είναι:

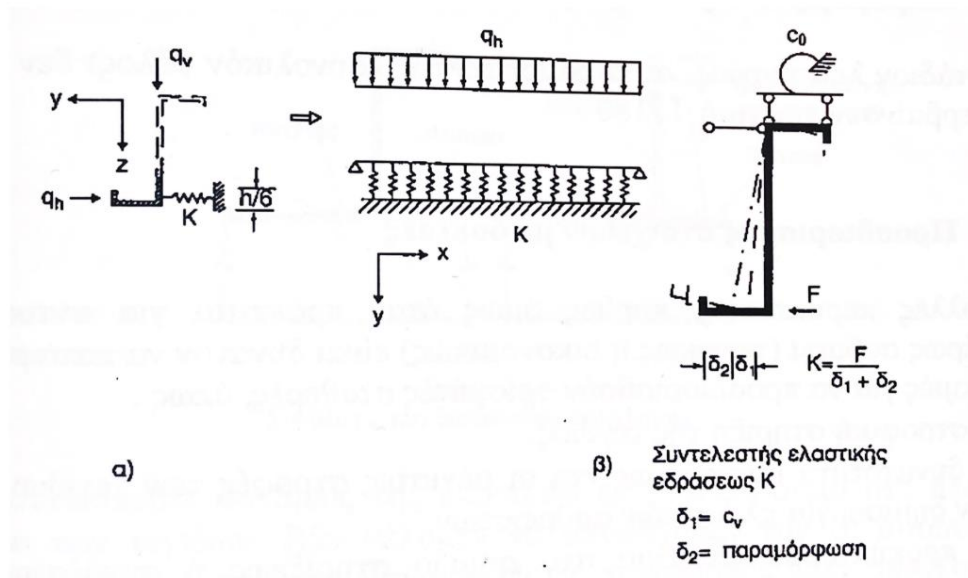
$$\sigma_x = \frac{N}{A_{ef}} + \frac{M_y}{W_{ef,y}} \leq f_y \quad (4.17\alpha)$$

Για το ελεύθερο πέλαμα, αντίστοιχα οι τάσεις διαμορφώνονται:

$$\sigma_x = \frac{N}{A_{ef}} + \frac{M_y}{W_{ef,y}} + \frac{M_z}{W_{ef,z}} \leq f_y \quad (4.17\beta)$$

Εάν το ελεύθερο πέλμα της τεγίδας θλίβεται, πιθανώς να υπάρξει πρόβλημα ευστάθειας. Ο Ευρωκώδικας προτείνει την προσαύξηση των τάσεων που προκαλούν αστάθεια και τον συντελεστή ω , ο οποίος εξαρτάται από τη λυγηρότητα του ελεύθερου θλιβόμενου πέλματος, όπως περιγράφεται από τη σχέση:

$$\omega * \left[\frac{N}{A_{ef}} + \frac{M_y}{W_{ef,y}} \right] + \frac{M_z}{W_{ef,z}} \leq f_y \quad (4.18)$$

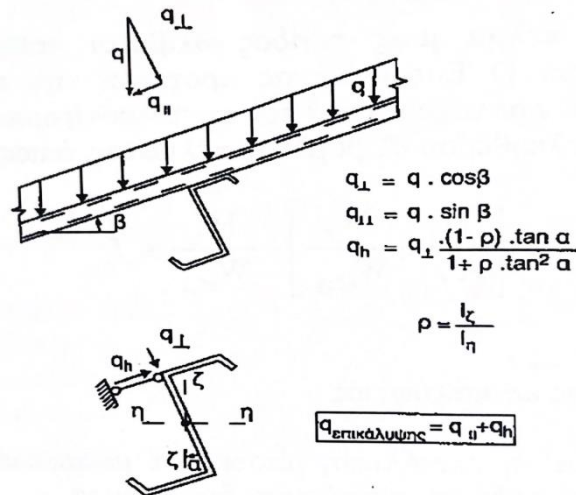


Σχήμα 4.10: Υπολογισμός τάσεων και συντελεστή K

4.4.4: Προσδιορισμός στοιχείων με δοκιμές

Σε πολλές περιπτώσεις, ο υπολογισμός κάποιων σταθερών γίνεται μέσω δοκιμών. Οι σταθερές αυτές μπορεί να είναι:

- α) Η στροφική στήριξη της τεγίδας.
- β) Η δυνατότητα αντοχής αλλά και οι μέγιστες στροφές των τεγίδων, μετά τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων.
- γ) Η ακαμψία που προκύπτει στο σημείο στήριξης ή στο σημείο σύνδεσης των τεγίδων μεταξύ τους.

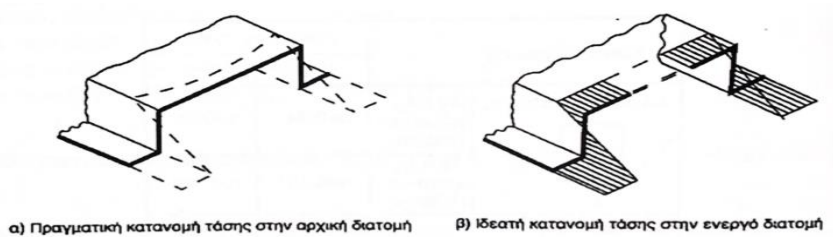


Σχήμα 4.11: Μεμβρανική δύναμη στην επικάλυψη q_s

4.5: Σχεδιασμός και έλεγχος δοκών

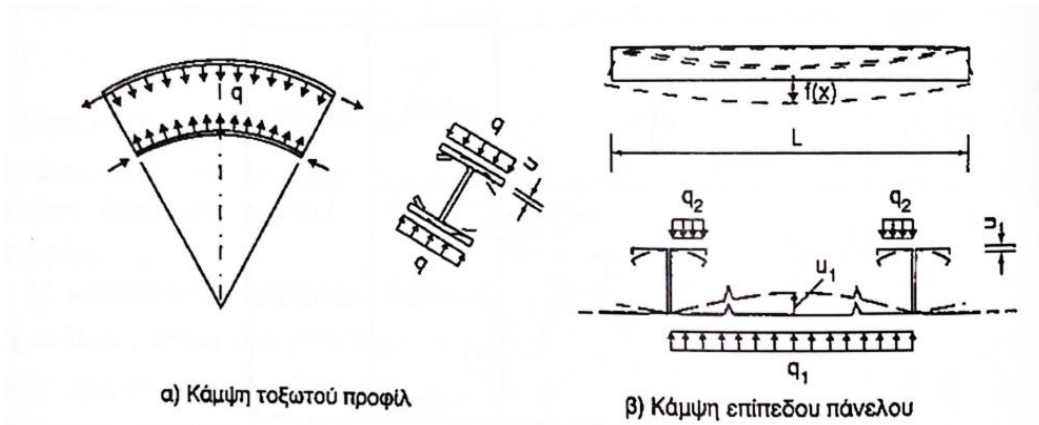
Ως δοκοί αναφέρονται συνήθως καμπτόμενα μέλη, τα οποία καταπονούνται κυρίως από εγκάρσια κατανεμημένα φορτία. Συνήθως, τα φαινόμενα που εμφανίζονται ταυτόχρονα με την κάμψη είναι τα παρακάτω:

- **Τοπικός λυγισμός:** Για τον τοπικό λυγισμό έγινε λεπτομερής αναφορά σε προηγούμενο κεφάλαιο. Η ασφάλεια απέναντι στον τοπικό λυγισμό εξασφαλίζεται με τη χρήση των ενεργών πλατών της διατομής που υπολογίζονται με βάση την κατανομή των τάσεων που δίνουν η κάμψη και η αξονική δύναμη.
- **Παραμόρφωση λόγω διάτμησης (shear leg):** Η παραμόρφωση αυτή οφείλεται στη συγκέντρωση των τάσεων της διατομής στις στηρίξεις των πλατύτερων πελμάτων της διατομής, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



Σχήμα 4.12: Συγκέντρωση των τάσεων στις στηρίξεις των πελμάτων

- **Πλευρικός-στρεπτικός λυγισμός:** Γίνεται ο έλεγχος όπως ακριβώς και στις διατομές θερμής έλασης, λαμβάνοντας φυσικά υπ' όψη τις τιμές της ενεργού διατομής.
- **Ρυτίδωση κορμού:** Φαινόμενο που προκαλείται από τα τοπικά συγκεντρωμένα φορτία ή αντιδράσεις. Συνήθως αντιμετωπίζεται με την τοποθέτηση ενισχυτικών ελασμάτων.
- **Καμπύλωση πέλματος:** Η συγκεκριμένη αστοχία παρατηρείται στα πλατιά ελάσματα. Είναι φαινόμενο μη επιθυμητό το οποίο μπορεί δυνητικά να επιφέρει δυσμενή αποτελέσματα κυρίως στις επικάλυψεις.



Σχήμα 4.13: Παραμόρφωση πλατέων ελασμάτων

4.6: Τυπικό παράδειγμα αντοχής κάμψης κυκλικών κοίλων τμημάτων

Για τα κυκλικά κοίλα τμήματα με διατομές κατηγορίας 4 πρέπει να υπολογίζεται η τάση λυγισμού. Η λογική του σχεδιασμού είναι ότι η ροπή κάμψης λόγω φόρτισης είναι μικρότερη από την αντίσταση κάμψης του κοίλου τμήματος, δηλαδή, ισχύει η ανισότητα:

$$M_{sd} \leq M_{cRd} \quad (4.19)$$

Όπου:

M_{sd} : η τιμή σχεδιασμού της κάμψης

$M_{cd} = \frac{\sigma_u * W_{el}}{\gamma * M_1}$: τιμή σχεδιασμού καμπτικής αντοχής

σ_u : τάση λυγισμού της κοίλης διατομής

Η τάση λυγισμού της κοίλης διατομής υπολογίζεται όπως φαίνεται παρακάτω:

- $\lambda \leq \sqrt{2}$
- $\sigma_u = [1 - 0,4123 * (\lambda)^{1,2}] * f_y$, $\lambda = \sqrt{\frac{f_y}{\alpha_b * \sigma_{cr}}}$, $\sigma_{cr} = \frac{0,605 * E * t}{r}$
- $r = \frac{d-t}{2}$, η ακτίνα του κεντρικού άξονα τοιχώματος
- α_b : ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού, που υπολογίζεται όπως ακολούθως, όταν $\frac{r}{t} \leq 212$, τότε: $\alpha_b = 0,1887 + \frac{0,6734}{\sqrt{1 + \frac{0,01 * r}{t}}}$
- για τις κοίλες διατομές για τις οποίες $\frac{r}{t} \leq 212$ ή/και $\lambda \leq \sqrt{2}$

Επίδραση οπών στην καμπτική αντίσταση:

Στην επίδραση των οπών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη φλάντζα που υπόκειται σε κάμψη όταν ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{0,9 \cdot A_{fnet}}{A_f} \geq \frac{f_y \cdot \gamma_{M2}}{f_u \cdot \gamma_{M0}}, \text{ όπου:} \quad (4.20)$$

- A_f : η περιοχή της διατομής όπου εμφανίζεται τάση
- A_{fnet} : είναι η καθαρή διατομή της φλάντζας όπου υπάρχει τάση
- f_u : η απόλυτη αντοχή του υλικού
- γ_{M0} : ο συντελεστής ασφαλείας για το υλικό
- γ_{M2} : ο συντελεστής ασφαλείας για την ενεργό περιοχή της διατομής

Σε περίπτωση που δεν ικανοποιείται, η περιοχή της διατομής που συμβαίνει η τάση που θεωρείται ότι έχει σχεδιαστεί, πρέπει να μειωθεί σε τέτοιο βαθμό, τόσο ώστε να ικανοποιηθεί το κριτήριο. Αυτή η μειωμένη περιοχή της διατομής χρησιμοποιείται στη συνέχεια για τον υπολογισμό της καμπτικής τάσης. Η επίδραση των οπών στην περιοχή τάσης του ιστού δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη, εάν το κριτήριο ικανοποιείται σε ολόκληρη την περιοχή έντασης. Η περιοχή αποτελείται από την περιοχή έντασης της φλάντζας και το στοιχείο τάσης του ιστού. Στην περιοχή συμπίεσης, η επίδραση των οπών δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη εκτός αν οι οπές των μπουλονιών είναι υπερμεγέθεις ή εγκοπές.

Αντίσταση κοίλων διατομών σε καμπτική ροπή

Οι κοίλες διατομές είναι αποτελεσματικές όταν υποβληθούν σε κάμψη του ενός ή και των δύο βασικών αξόνων, ενώ η αντίσταση λυγισμού γύρω από τον δευτερεύοντα άξονα είναι ανώτερη από το αντίστοιχο τμήμα παρόμοιου βάρους, διατομής τύπου I ή H και συνεπώς οι πλευρικές συνδέσεις μπορούν να τοποθετηθούν σε μεγαλύτερη απόσταση.

Κριτήριο σχεδιασμού για το μέλος που υπόκειται σε κάμψη περί τον ένα άξονα

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω πρέπει να ισχύει η ανισότητα, $M_{sd} \leq M_{cRd}$, ενώ η αντίσταση κάμψης για κυκλικές και τετράγωνες διατομές κατηγορίας 4 σύμφωνα με τον κανονισμό είναι:

$$M_{cRd} = M_{effRd} = W_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.21)$$



Εικόνα 4.3: Σκελετοί χαλύβδινων πλαισίων χρησιμοποιώντας κοίλες κυκλικές διατομές

Κεφάλαιο 5: Χαλυβδόφυλλα και κασέτες

5.1: Χαλυβδόφυλλα

5.1.1: Γενικά

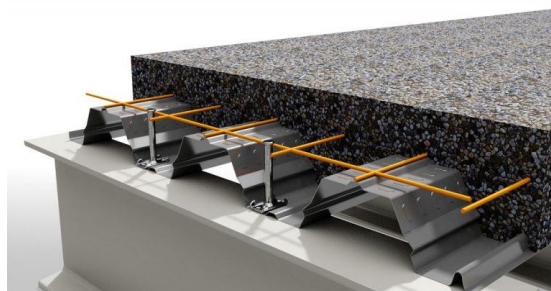
Τα χαλυβδόφυλλα είναι προϊόντα ψυχρής έλασης με πάχος από 0,75 mm έως 1,5 mm. Η συνηθέστερη μορφή τους είναι η τραπεζοειδής, με ενισχυτικές αυλακώσεις στα πέλματα και στον κορμό. Συγκεκριμένα, τα άνω πέλματα είναι ενισχυμένα έναντι τοπικού λυγισμού με ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Μπορούν επίσης να διαμορφωθούν και σε μορφή χελιδονιού. Τα χαλυβδόφυλλα, είναι ευρέως γνωστά για την χρήση τους στην κατασκευή των σύμμικτων πλακών.

Οι σύμμικτες πλάκες είναι ο συνηθέστερος τύπος πλακών στα μεταλλικά κτίρια. Αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και από έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος καθώς περιλαμβάνουν, στη φάση της κατασκευής, το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και φορτία σχετικά με τη διάστρωση. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, συμμετέχουν στην σύμμικτη λειτουργία της πλάκας. Για την εξασφάλιση της σύμμικτης δράσης, οι επιφάνειες των χαλυβδόφυλλων δεν είναι λείες και έχουν αυλακώσεις ή εγκοπές. Η κύρια χρήση των σύμμικτων πλακών είναι ως δάπεδο σε μεταλλικά κτίρια αλλά και για την κατασκευή παταριών, εξωστών κα.

Επιπλέον, τα χαλυβδόφυλλα χρησιμοποιούνται για την κάλυψη μεγάλων ανοιγμάτων, ως αμιγώς μεταλλικός φορέας. Με άλλα λόγια, χρησιμοποιούνται για επικαλύψεις οροφής ή πλαγιοκαλύψεις μεταλλικών κτιρίων. Λειτουργούν ως διάφραγμα και στηρίζουν πλευρικά τις δοκούς στις οποίες εδράζονται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Η δυσκαμψία αλλά και η αντίσταση τους για διαφραγματική λειτουργία, προσδιορίζονται ως συνάρτηση την ιδιοτήτων τόσο των ίδιων των χαλυβδόφυλλων, όσο και του τρόπου σύνδεσης τους με τις δοκούς.



Εικόνα 5.1: Επικάλυψη στέγης με τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα



Εικόνα 5.2: Σύμμικτη πλάκα

5.1.2: Διαφραγματική λειτουργία

Όπως αναφέρθηκε και στο προηγούμενο εδάφιο, η χρήση των χαλυβδόφυλλων ως επικαλύψεις και πλαγιοκαλύψεις λειτουργούν ως διάφραγμα στον μεταλλικό φορέα. Αυξάνουν την αντοχή και την δυσκαμψία των μεταλλικών πλαισίων. Αυτό σημαίνει ότι οι τάσεις και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται για την πλήρη κατασκευή αλλά και για το «γυμνό» πλαίσιο, διαφέρουν κατά πολύ.

Ειδικότερα, τα τραπεζοειδή ελάσματα στέγης, οι πλαγιοκαλύψεις και τα πατώματα, συμμετέχουν στην αντοχή και στην δυσκαμψία των πλαισίων, μέσω της ικανότητάς τους να περιλαμβάνουν δυνάμεις εντός του επιπέδου τους, επομένως της διαφραγματικής τους λειτουργίας. Όμως, για να μπορούν τα χαλυβδόφυλλα αυτά να είναι αποτελεσματικά ως διαφράγματα και να θεωρηθούν ως φέροντα στοιχεία, πρέπει να είναι πολύ καλά συνδεδεμένα με την υπόλοιπη κατασκευή. Η σύνδεση αυτή μπορεί να γίνει είτε με μηχανικά μέσα είτε με συγκόλληση. Έτσι, είναι αξιόπιστα, προβλέψιμα στη συμπεριφορά τους και μπορούν να χρησιμοποιηθούν σαν δομικά στοιχεία αντοχής.

Η διαφραγματική λειτουργία αρχικά ανακαλύφθηκε σε πλαισιωτούς φορείς βιομηχανικών υπόστεγων με κεκλιμένη στέγη. Κατά τη χρήση της, στην ανάλυση και διαστασιολόγηση πλαισιακών φορέων, λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά της δυσκαμψίας και της αντοχής των επικαλύψεων και πλαγιοκαλύψεων. Πιο συγκεκριμένα, τα χαλυβδόφυλλα των πλακών και της στέγης αντιμετωπίζονται ως υψίκορμοι δοκοί. Εκτείνονται σε όλο το μήκος του κτιρίου και παραλαμβάνουν εγκάρσια φορτία εντός του επιπέδου τους, τα οποία μεταφέρουν στις ακραίες πλευρές. Με άλλα λόγια, τα χαλυβδόφυλλα παραλαμβάνουν τις τέμνουσες και αποτελούν τον κορμό των υψίκορμων δοκών. Οι περιμετρικές δοκοί παραλαμβάνουν τις ροπές καθώς αποτελούν τα πέλματα.

Ωστόσο, για να ληφθεί υπόψη η διαφραγματική λειτουργία, στο σχεδιασμό πρέπει να ισχύουν οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Τα χαλυβδόφυλλα επιτρέπεται να παραλαμβάνουν μόνο διατμητικές δυνάμεις εντός του επιπέδου τους.
- Τα διαφράγματα έχουν διαμήκεις δοκούς, οι οποίες δρουν ως πέλματα και παραλαμβάνουν τις ροπές.
- Οι δυνάμεις των διαφραγμάτων της στέγης και των ορόφων μεταβιβάζονται στη θεμελίωση μέσω πλαισίων με κατακόρυφους συνδέσμους, κατακόρυφων διαφραγμάτων ή άλλων συστημάτων ευστάθειας.
- Οι διαφραγματικές δυνάμεις μεταφέρονται μέσω κατάλληλων συνδέσεων με τον κύριο φορέα και τις περιμετρικές δοκούς – πέλματα.
- Τα χαλυβδόφυλλα θεωρούνται φέροντα στοιχεία που δεν μπορούν να απομακρυνθούν χωρίς προηγούμενο έλεγχο.
- Στην στατική μελέτη και τα κατασκευαστικά σχέδια γίνεται σαφής αναφορά ότι το κτίριο έχει σχεδιασθεί λαμβάνοντας υπόψη τη διαφραγματική λειτουργία.
- Σε τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα όπου οι αυλακώσεις είναι παράλληλες στη διαμήκη έννοια της στέγης, μπορούν οι δυνάμεις πέλματος της διαφραγματικής λειτουργίας να παραληφθούν από τα ίδια τα χαλυβδόφυλλα.

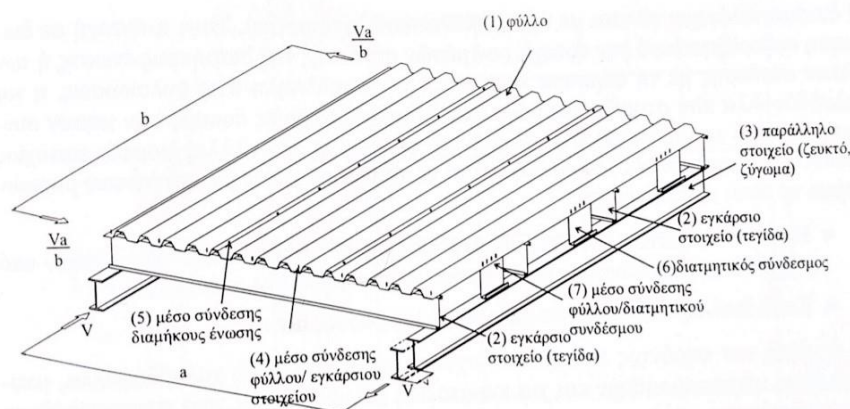
Μία εξίσου σημαντική προϋπόθεση για την εφαρμογή της διαφραγματικής λειτουργίας είναι η σύνδεση των χαλυβδόφυλλων με τη φέρουσα κατασκευή. Συνδέονται με κοχλίες, βλήτρα ή συγκολλήσεις που δεν χαλαρώνουν κατά τη διάρκεια της χρήσης. Διαστασιολογούνται έτσι, ώστε να μην υπάρξει διατμητική ή εφελκυστική αστοχία αυτών πριν την απόσχιση του ελάσματος. Γι' αυτό, όλα τα μέσα συνδέσεως πρέπει να στερεοποιούνται κατευθείαν μέσω του ελάσματος στη φέρουσα κατασκευή, εκτός αν λαμβάνονται ιδιαίτερα μέτρα κατάλληλης μεταφοράς των δυνάμεων.

Επιπρόσθετα, η ένωση μεταξύ των φύλλων, γίνεται με πριτσίνια, τρυπανόβιδες, συγκολλήσεις ή άλλα μέσα που δεν χαλαρώνουν κατά τη διάρκεια της χρήσης. Διαστασιολογούνται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο, όπως αυτός των συνδέσεων των χαλυβδόφυλλων με την φέρουσα κατασκευή. Επιπλέον, η απόσταση μεταξύ των μέσων σύνδεσης δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη από 500 mm. Επειδή όμως πρέπει να αποφευχθεί η πρόωγη απόσχιση των ελασμάτων, οι αποστάσεις όλων των μέσων σύνδεσης από τις άκρες αυτών, πρέπει να είναι μεγαλύτερες από τις ελάχιστες τιμές.

Ακόμη, οι οπές με συνολικό εμβαδόν μικρότερο από το 3% του συνολικού εμβαδού επιτρέπεται να υπάρχουν χωρίς στατικό έλεγχο, με την προϋπόθεση όμως ότι δεν μειώνεται ο συνολικός αριθμός των μέσων σύνδεσης. Οι οπές μέχρι το 15% του συνολικού εμβαδού, επιτρέπεται να υπάρχουν όταν λαμβάνονται υπόψη κατά τον έλεγχο. Οι επιφάνειες με μεγαλύτερες οπές πρέπει να χωρίζονται σε μικρότερες επί μέρους επιφάνειες. Κάθε μία από αυτές, έχει ξεχωριστή διαφραγματική λειτουργία.

Τέλος, όσον αφορά τη διαστασιολόγηση, αυτή γίνεται με όρους ικανοτικού σχεδιασμού. Η αντοχή σε διάτμηση καθορίζεται από την αντοχή των μέσων σύνδεσης της διαμήκουσ ένωσης ή των μέσων σύνδεσης με τη φέρουσα κατασκευή την παράλληλη στις αυλακώσεις. Επίσης, μπορεί να καθοριστεί από χαλυβδόφυλλα που στηρίζονται μόνο στις διαμήκεισ ακραίες δοκούς των μέσων σύνδεσης μεταξύ του ακραίου φύλλου και της ακραίας δοκού. Άλλες μορφές αστοχίας πρέπει να αποφεύγονται. Γι' αυτό, οι αντίστοιχες αυτών των μορφών, πρέπει να είναι μεγαλύτερες:

- Κατά τουλάχιστον 40% για αστοχία μεταξύ των φύλλων και των τεγίδων υπό τη σύνθετη καταπόνηση υπό διάτμηση και αναρρόφηση ανέμου και
- Κατά τουλάχιστον 25% για όλες τις άλλες μορφές αστοχίας.



Σχήμα 5.1: Διάταξη χαλυβδόφυλλων

5.1.3: Πλεονεκτήματα διαφραγματικής λειτουργίας και κίνδυνοι αγνόησης της

Είναι φανερό λοιπόν, ότι ο σχεδιασμός με διαφραγματική λειτουργία έχει αρκετά πλεονεκτήματα. Αυτά είναι:

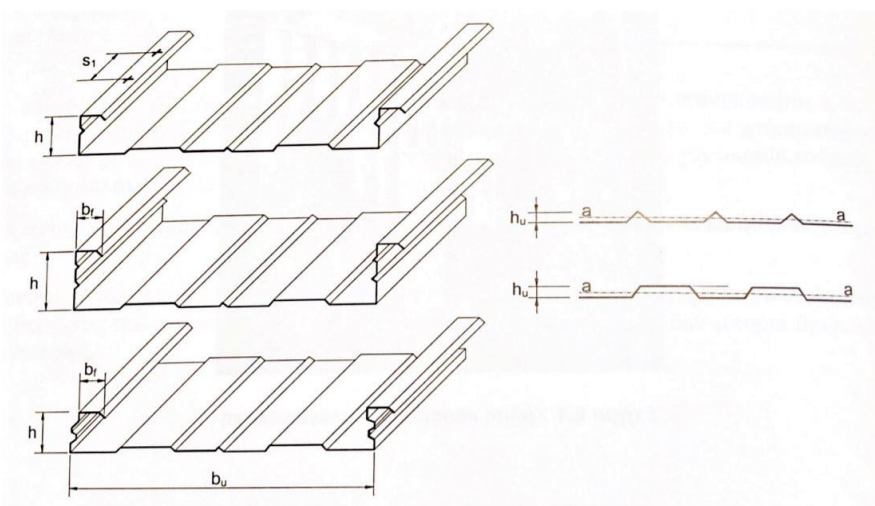
1. Οι τάσεις και οι παραμορφώσεις είναι κατά κανόνα μικρότερες από αυτές του «γυμνού» φέροντος οργανισμού.
2. Καταργούνται οι ενισχύσεις στο επίπεδο της στέγης και υπάρχει η δυνατότητα ελαφρύνσεως των πλαισίων.
3. Υπάρχει μεγαλύτερη τυποποίηση της κατασκευής με αποτέλεσμα τη μείωση του κόστους αλλά και σημαντικό κέρδος χρόνου.
4. Η μέθοδος είναι ιδιαίτερα αποτελεσματική για επενέργεια φορτίων σε ένα ή δύο πλαίσια μόνο.
5. Υπολογίζονται οι πραγματικές δράσεις, όχι μόνο στο φέροντα οργανισμό αλλά και στις επικαλύψεις και στους κοχλίες στερέωσης τους.

Συγχρόνως, υπάρχουν και κίνδυνοι, σε περίπτωση αγνόησης της διαφραγματικής λειτουργίας. Ανεξάρτητα αν εφαρμόζεται ελαστική ή πλαστική μέθοδος υπολογισμού, ή αν λαμβάνεται ή όχι υπόψη η διαφραγματική λειτουργία στον υπολογισμό, οι σχετικές δυσκαμψίες μεταξύ γυμνών πλαισίων και επικάλυψης είναι τέτοιες, ώστε η πρώτη διαρροή να συμβαίνει στα φύλλα. Αυτό ισχύει κυρίως στα πλευρικά πλαίσια, όπου καταπονούνται από φορτία σεισμού και ανέμου. Η πλευρική παραμόρφωση των ακραίων πλαισίων μπορεί να προκαλέσει μεγάλες βλάβες στα φύλλα της επικάλυψης. Σε τέτοια κτίρια, ακόμη και αν δεν ληφθεί υπόψη στον υπολογισμό η διαφραγματική λειτουργία, είναι παρούσα. Έτσι, μπορεί να συμβεί διαρροή μέχρι και αστοχία των φύλλων ακόμα και υπό φορτία λειτουργίας. Ο υπολογισμός, λαμβάνοντας υπόψη τη λειτουργία αυτή, θα είναι ακριβέστερος. Θα επιτρέπει τον προσδιορισμό των δυνάμεων που θα αναπτυχθούν στα φύλλα, υποδεικνύοντας ταυτόχρονα αν υπάρχει κίνδυνος γι' αυτά. Ύστερα από σειρά μελετών σε κτίρια, έχει αποδειχθεί ότι υπάρχει ιδιαίτερος κίνδυνος σε υψηλά κτίρια, όταν τα φύλλα συνδέονται σε δύο πλευρές με τη φέρουσα κατασκευή. Μπορεί η διαρροή των φύλλων να μην επηρεάζει την ασφάλεια του κτιρίου, δημιουργεί όμως πρόβλημα στην υδατοστεγανότητα.

5.2: Κασέτες

Εκτός από τα χαλυβδόφυλλα, μία εναλλακτική λύση για την πλαγιοκάλυψη χαμηλών μεταλλικών κτιρίων είναι οι κασέτες. Πρόκειται για λεπτότοιχα στοιχεία μορφής C, με νευρώσεις για την βελτίωση της ακαμψίας. Τοποθετούνται με μηχανικά μέσα απευθείας στη φέρουσα κατασκευή, στοιχείο που πλεονεκτεί σε σύγκριση με τα χαλυβδόφυλλα. Συγκεκριμένα, οι κασέτες έχουν μεγαλύτερη αντοχή λόγω του μεγαλύτερου στατικού τους ύψους που περιλαμβάνει και το πάχος της θερμομόνωσης. Έτσι, δεν απαιτείται η χρήση μηκίδων.

Έπειτα, αφού στερεωθούν οι κασέτες στα φέροντα δομικά στοιχεία, συνήθως σε οριζόντια θέση, τοποθετούνται οι θερμομονωτικές πλάκες (ορυκτών ινών, πολυουρεθάνης, πολυστερόλης, αφροφαινόλης κλπ) και το τελικό μεταλλικό προστατευτικό φύλλο, το οποίο δίνει και την τελική μορφή της πρόσοψης. Τα τελευταία χρόνια, αυτό το είδος πλαγιοκάλυψης εφαρμόζεται και σε βιομηχανικά υπόστεγα, στηριζόμενα από κασέτες οριζόντια τοποθετημένες μεταξύ των ζευκτών.



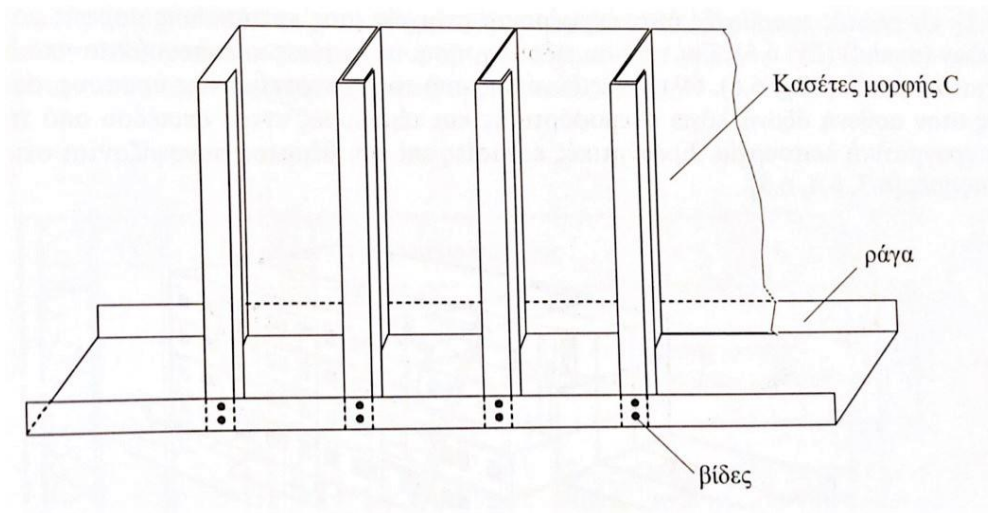
Σχήμα 5.2: Τυπική γεωμετρία κασετών

Παρ' όλ' αυτά, δεν αποκλείεται και η κατακόρυφη τοποθέτηση των κασετών. Συνήθως, αυτό συμβαίνει για πλαγιοκαλύψεις σπιτιών, όπου η διατομή τοποθετείται κατακόρυφα ως εξωτερικό φλοιός του τοίχου. Για την παρεμπόδιση της στρέβλωσης της, πρέπει τα δύο στενά πέλματα της κασέτας να στηρίζονται πλευρικά μέσω χαλυβδόφυλλων ή άλλων κατάλληλων εσωτερικών πετασμάτων, όπως κόντρα πλακέ. Όπως και στην οριζόντια τοποθέτηση, έτσι και εδώ, οι κασέτες έχουν θερμομονωτικές ιδιότητες καθώς ο πυρήνας του συστήματος σάντουιτς αποτελείται από θερμομονωτικό υλικό.

Εκτός από τα πλεονεκτήματα έναντι των χαλυβδόφυλλων, οι κασέτες πλεονεκτούν και έναντι στο συμβατικό σύστημα τοίχων με κατακόρυφα υποστρώματα από διατομές ψυχρής έλασης, αφού αποτελούν εναλλακτική λύση αυτού. Παρακάτω ακολουθούν τα πλεονεκτήματα αυτά:

- Απλές κατασκευαστικές λεπτομέρειες και γρήγορη συναρμολόγηση
- Αποφυγή προβλημάτων ευστάθειας των λυγηρών, λεπτότοιχων υποστυλωμάτων
- Άμεση στεγανότητα των τοίχων
- Οι οριζόντιες δυνάμεις ανέμου ή σεισμού παραλαμβάνονται από τις κασέτες, χωρίς πρόσθετα στοιχεία δυσκαμψίας
- Οι τοίχοι έχουν μεγάλη αντοχή και ολκιμότητα έναντι της διάτμησης
- Η διαμήκης ένωση των κασετών γίνεται με ειδικές τεχνικές, εξασφαλίζοντας γρήγορη και αποτελεσματική συναρμολόγηση.

Οι κασέτες μπορούν ακόμη να χρησιμοποιηθούν ως υλικό επικάλυψης στεγών.



Σχήμα 5.3: Κατακόρυφη τοποθέτηση κασετών

Κεφάλαιο 6: Συνδέσεις

6.1: Γενικά

Μία λεπτότοιχη κατασκευή, όπως μια κατοικία, ένα βιομηχανικό κτίριο, μία αποθήκη, αποτελείται από βασικά, προκατασκευασμένα κυρίως, τμήματα. Αυτά είναι οι τεγίδες, οι μηκίδες, τα πρότυπα ελάσματα, οι ράβδοι κλπ, τα οποία συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους ώστε να συνθέσουν τον συνολικό φορέα. Εξαιτίας του μικρού τους πάχους όμως, η εφαρμογή των συνήθων μεθόδων σύνδεσης, είναι εφικτή αλλά όχι συχνή. Γι αυτό τον λόγο εφαρμόζονται μέθοδοι που ταιριάζουν στις λεπτότοιχες διατομές, με μηχανικά μέσα αλλά και με συγκολλήσεις.

Οι συνδέσεις, είναι ένα στοιχείο που παίζει σημαντικό ρόλο στην συμπεριφορά της φέρουσας κατασκευής αλλά και στο κόστος αυτής. Ενδεικτικά, αποτελούν περίπου το 50% της αξίας του μεταλλικού σκελετού.

Συγκεκριμένα οι συνδέσεις χρησιμοποιούνται:

1. για στερέωση των χαλυβδόφυλλων στη φέρουσα κατασκευή (λεπτό προς λεπτό)
2. για σύνδεση ενός ή περισσοτέρων ελασμάτων (λεπτό προς λεπτό)
3. για σύνδεση ράβδων, πλαισίων, δικτυωμάτων κλπ (λεπτό προς λεπτό, ή παχύ προς παχύ)

Ωστόσο, τα λεπτά τοιχώματα των διατομών ψυχρής έλασης, έχουν μειωμένη δυσκαμψία και έτσι επηρεάζεται η συμπεριφορά των συνδέσεων. Επιρροές όπως η κλίση των μέσων σύνδεσης για αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας, αλλά και άλλες που αφορούν την παραμόρφωση του ελάσματος, είναι κάποιοι από τους λόγους που χρησιμοποιούνται στις λεπτότοιχες κατασκευές, ειδικές τεχνολογίες, αριθμητικές και πειραματικές μέθοδοι ελέγχου.

Οι τρεις μέθοδοι συνδέσεων είναι, ονομαστικά:

- I. Συνδέσεις με μηχανικά μέσα σύνδεσης
- II. Συγκολλητές συνδέσεις
- III. Συνδέσεις με κόλλες

Οι τρόποι σύνδεσης μπορούν να ταξινομηθούν σε κατηγορίες σύμφωνα με το πάχος των συνδεόμενων στοιχείων. Αυτές παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.1: Τυπικές εφαρμογές διαφόρων συνδέσεων.

Λεπτό-προς-λεπτό	Λεπτό-προς-παχύ ή λεπτό-προς-θερμής έλασης	Παχύ-προς-παχύ ή παχύ-προς-θερμής έλασης
- Αυτόεμπηγνύομενες βίδες - Τρυπανόβιδες - Πριτσίνια (τυφλοί ήλοι) - Πρεσαριστές συνδέσεις - Σημειακές συγκολλήσεις - Συγκολλήσεις υπερκάλυψης - Συνδέσεις με κόλλες	- Αυτόεμπηγνύομενες βίδες - Τρυπανόβιδες - Βλήτρα - Κοχλίες με περικόχλια - Σημειακές συγκολλήσεις τόξου - Συνδέσεις με κόλλες	- Κοχλίες με περικόχλια - Συγκολλήσεις τόξου

Κατά τον σχεδιασμό μιας σύνδεσης, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ορισμένοι παράγοντες. Οι βασικότεροι είναι:

- Η αποκατάσταση της ομαλής ροής δυνάμεων-τάσεων, καθώς κατά την σύνδεση, διακόπτεται η συνέχεια του φορέα και διαταράσσεται η ροή αυτή.
- Η ολκιμότητα του χάλυβα, διότι διευκολύνει την ανακατανομή των εσωτερικών δυνάμεων εντός της σύνδεσης.
- Η ευκολία της κατασκευής στο εργοστάσιο, και εξίσου η ευκολία συναρμολόγησης της σύνδεσης στο εργοτάξιο.
- Σύσταση προσοχής στα διάκενα, απαραίτητα για την σύσφιξη των μέσων συνδέσεως, κυρίως στις διαδικασίες συγκόλλησης.
- Η ανάγκη τακτικής επιθεώρησης.
- Την προστασία και συντήρηση της κατασκευής.

Συγχρόνως, για την επιλογή των μέσων σύνδεσης για μία εφαρμογή, υπάρχουν ορισμένες απαιτήσεις, δομικές και μη, που πρέπει να τηρούνται.

Στις δομικές απαιτήσεις συγκαταλέγονται:

- Η αντοχή
- Η ακαμψία
- Η ικανότητα παραμορφώσεως

Αντίθετα, οι μη δομικές απαιτήσεις είναι:

- Τα οικονομικά θέματα, όπως το κόστος της σύνδεσης που εξαρτάται από το κόστος του υλικού, του εξοπλισμού και της εργασίας, η απαιτούμενη ειδίκευση του προσωπικού, το κόστος συντήρησης, η δυνατότητα αποσυναρμολόγησης, η ζώνη σχεδιασμού του έργου.
- Η αντοχή στον χρόνο
- Η αντοχή έναντι διαβρωτικών συνθηκών
- Η αισθητική
- Η στεγανότητα

Σαφέστερα, ο μηχανικός επιζητά την οικονομικότερη λύση αλλά υπάρχουν περαιτέρω παράγοντες που παίζουν ρόλο, για τις διάφορες εφαρμογές, στην επιλογή των κατάλληλων λύσεων.

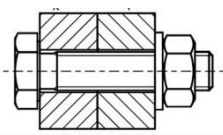
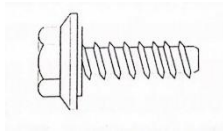
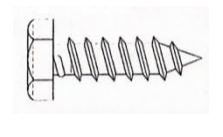
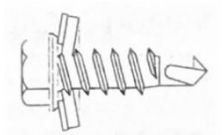
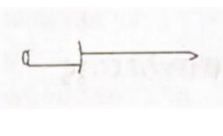
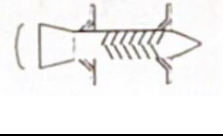
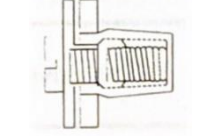
6.2: Μέσα συνδέσεως

Στις ελαφρές μεταλλικές κατασκευές, όπως προαναφέρθηκε, χρησιμοποιούνται τρία μέσα συνδέσεως. Οι συνδέσεις με μηχανικά μέσα, οι συγκολλήσεις αλλά και οι συνδέσεις με κόλλα. Παρακάτω, αναλύονται οι τεχνικές σύνδεσης για κατασκευές από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης, ανάλογα με το στοιχείο, το μέλος σύνδεσης αλλά και την χρήση της καθεμίας.

6.2.1: Μηχανικά μέσα συνδέσεως

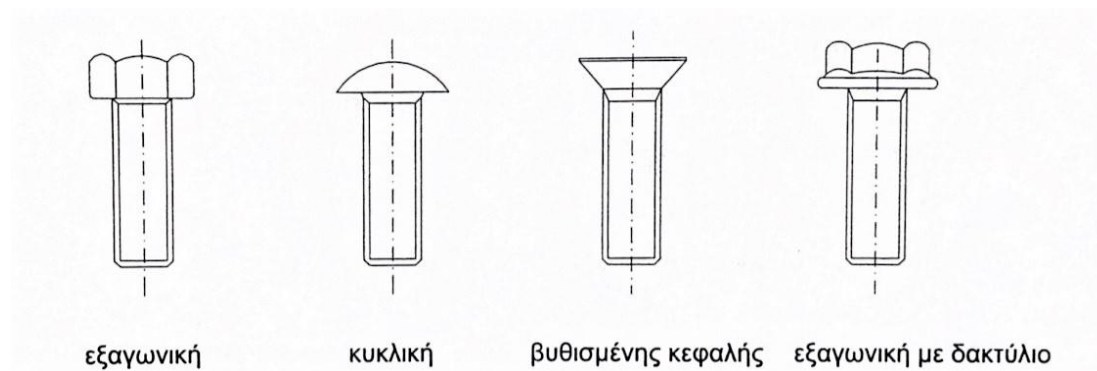
Τα μηχανικά μέσα σύνδεσης εξετάζονται ξεχωριστά για τις διατομές, για τα χαλυβδόφυλλα και για τα πετάσματα σάντουιτς. Συγκεντρωμένα, στον παρακάτω πίνακα, παρουσιάζονται τα συνηθέστερα μηχανικά μέσα σύνδεσης:

Πίνακας 6.2: Συνηθέστερα μηχανικά μέσα σύνδεσης

Λεπτό- προς- παχύ	Χάλυβας σε ξύλο	Λεπτό- προς- λεπτό	Μέσο σύνδεσης	Παρατήρηση
x		x		Κοχλίες με M5 – M16
x				Αυτοεμπηγνύόμενες βίδες \varnothing 6.3 ή \varnothing 8mm με δακτύλιο \geq 16 mm, 1 mm πάχους με ελαστομερές
	x	x		Εξαγωνικές ελασματόβιδες \varnothing 6.3 ή 6.5 με δακτύλιο \geq 16 mm, 1 mm πάχους με ελαστομερές
x		x		Τρυπανόβιδες διαμέτρου: - \varnothing 4.22 mm ή 4.8 mm - \varnothing 5.5 mm - \varnothing 6.3 mm
		x		Πριτσίνια (τυφλοί ήλοι) διαμέτρου: - \varnothing 4.0 mm - \varnothing 4.8 mm - \varnothing 6.4 mm
x				Βλήτρα
x				Περικόχλια

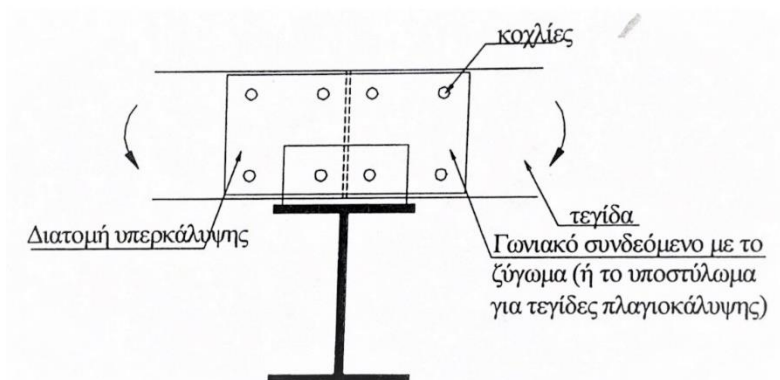
6.2.1.1: Μηχανικά μέσα σύνδεσης για διατομές

Το πρώτο μηχανικό μέσο σύνδεσης για τις διατομές είναι οι κοχλίες με περικόχλια. Πρόκειται για τους ευρέως γνωστούς κοχλίες που χρησιμοποιούνται και στις κλασικές μεταλλικές κατασκευές. Η διαφορά τους με αυτούς των λεπτότοιχων κατασκευών είναι ότι έχουν το σπείρωμα μέχρι την κεφαλή. Η συνήθης μορφή κεφαλής για τις διατομές ψυχρής έλασης είναι η εξαγωνική.



Σχήμα 6.1: Μορφή κεφαλής κοχλιών

Οι κοχλίες με περικόχλια, χρησιμοποιούνται για συνδέσεις τεγίδων στη φέρουσα κατασκευή αλλά και για αποκατάσταση της συνέχειας αυτών με υπερκάλυψη. Ακόμη, γίνεται χρήση και σε πλαισιακές και δικτυωτές κατασκευές ψυχρής διαμόρφωσης. Τα τμήματα αυτά όμως, για να συνδεθούν με τους κοχλίες, πρέπει να είναι προτρυπημένα.



Σχήμα 6.2: Σύνδεση τεγίδας στη φέρουσα κατασκευή

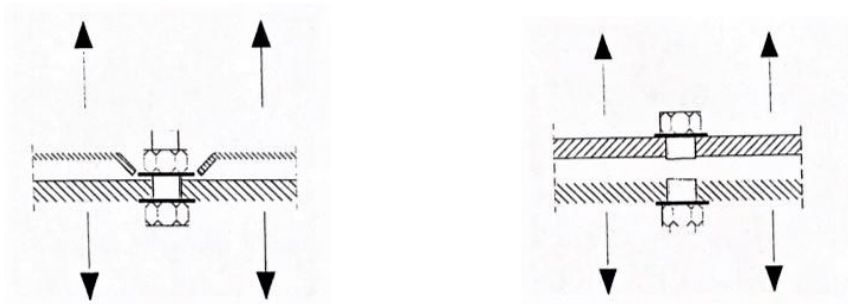
Οι συνήθεις διάμετροι των κοχλιών που χρησιμοποιούνται στις διατομές των λεπτότοιχων κατασκευών ψυχρής έλασης, είναι από M5 έως M16 και οι συνήθεις ποιότητες από 8.8 έως 10.9.

Επιπρόσθετα, οι κοχλιωτές συνδέσεις με λεπτά ελάσματα, παρουσιάζουν ορισμένες μορφές αστοχίας στη διάτμηση και στον εφελκυσμό, όπως προέκυψαν ύστερα από πειραματικές διερευνήσεις.

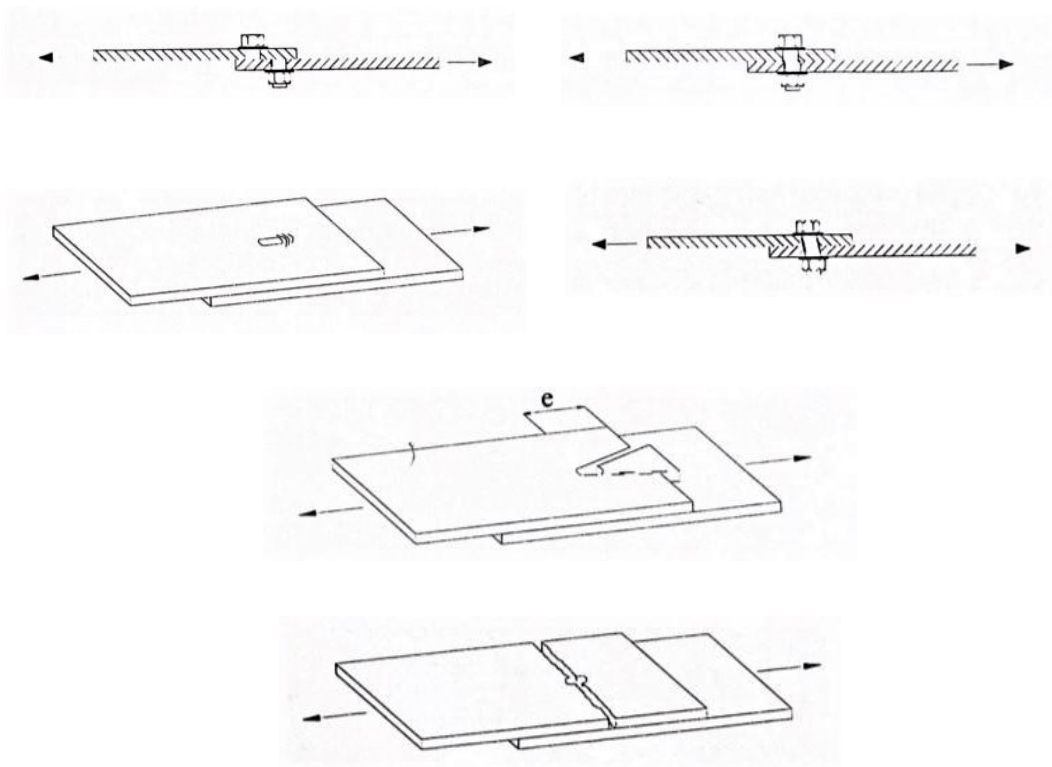
Στην περίπτωση του εφελκυσμού, υπάρχει αστοχία στους κοχλίες λόγω διάτμησης, όπως και εφελκυστική θραύση αυτών.

Για τη διάτμηση, η θραύση ή η συμπίεση αποτελούν τις κύριες μορφές αστοχίας των κοχλιών. Ακόμη, στην σύνδεση δύο ελασμάτων, προκαλείται σύνθλιψη άντυγας στο λεπτότερο, ενώ όταν και τα δύο ελάσματα είναι λεπτά, η σύνθλιψη άντυγας συνδυάζεται με κλίση των κοχλιών. Τέλος, μπορεί να υπάρξει διατμητική αστοχία του άκρου του λεπτότερου ελασματος αλλά και αστοχία καθαρής διατομής.

Παρακάτω, παρουσιάζονται παραδείγματα των μορφών αστοχίας των κοχλιών:



Σχήμα 6.3: Μορφές αστοχίας για εφελκυσμό των κοχλιών

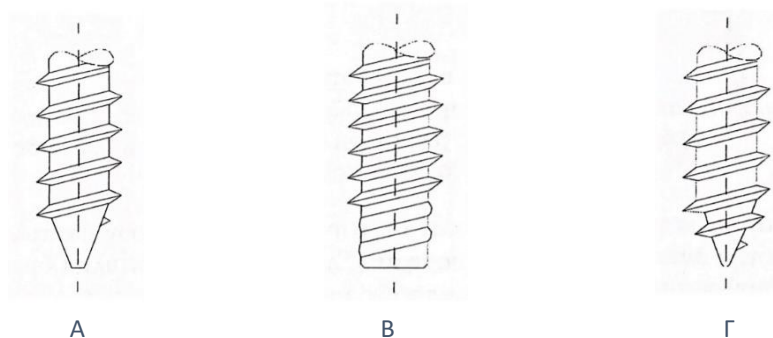


Σχήμα 6.4: Μορφές αστοχίας για διάτμηση των κοχλιών

Ένα ακόμη μηχανικό μέσο σύνδεσης για διατομές είναι οι ελασματόβιδες. Διακρίνονται σε δύο κύριους τύπους, στις αυτοεμπηγνύμενες βίδες και στις τρυπανόβιδες. Οι βίδες αυτές, σε συνδυασμό με δακτυλίους επιτυγχάνουν αύξηση αντοχής αλλά και στεγανότητα. Κάποιοι τύποι βιδών με πλαστικές κεφαλές ή καλύμματα έχουν πρόσθετη αντιδιαβρωτική προστασία και χρωματισμό.

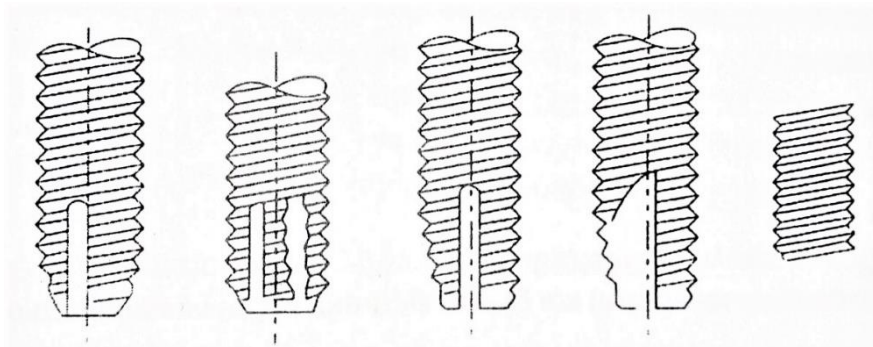
Ο πρώτος τύπος των ελασματόβιδων, οι αυτοεμπηγνύμενες βίδες, έχουν το χαρακτηριστικό να διαμορφώνουν από μόνες τους το σπείρωμα στην υπάρχουσα οπή. Ενώ διαμορφώνεται το σπείρωμα, γίνεται ταυτόχρονα και η σύσφιξη της βίδας. Επιπλέον, το σπείρωμα μπορεί να διαμορφωθεί με ή χωρίς αποκοπή του υλικού. Όταν το υλικό δεν αποκόπτεται, χρησιμοποιούνται αυτοχαρακτικές βίδες ενώ όταν αποκόπτεται, αυτοκοπτικές.

Οι αυτοχαρακτικές βίδες κατασκευάζονται συνήθως από γαλβανισμένο ή ευγενή χάλυβα με ψευδαργυρική επίστρωση. Ανάλογα με τον τύπο του σπειρώματος των βιδών, χρησιμοποιούνται για συνδέσεις διαφορετικών μελών. Παρακάτω παρουσιάζονται τρεις τύποι σπειρώματος. Ο πρώτος τύπος χρησιμοποιείται για σύνδεση μεταξύ λεπτών ελασμάτων, ο δεύτερος για στερέωση σε φέρουσα κατασκευή πάχους ως 2 mm και ο τρίτος για στερέωση σε φέρουσα κατασκευή πάχους ως 4 mm.



Σχήμα 6.5: Σπειρώματα αυτοχαρακτικών βιδών

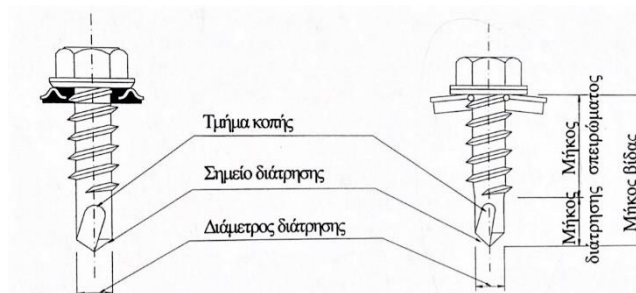
Απεναντίας, οι αυτοκοπτικές βίδες κατασκευάζονται από γαλβανισμένο, σκληρημένο χάλυβα. Έχουν ψευδαργυρική επίστρωση η οποία χρησιμεύει ως μέσο διαβρωτικής προστασίας και λίπανσης. Λόγω των κοπτικών τους άκρων, χρησιμοποιούνται για στερεώσεις σε παχύτερα ελάσματα απ' ότι οι αυτοχαρακτικές βίδες. Γι' αυτό, υπάρχει μικρότερος κίνδυνος χαλάρωσης στον συγκεκριμένο τύπο βιδών.



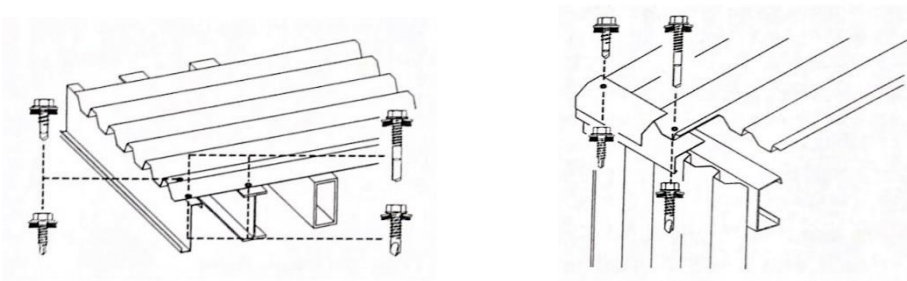
Σχήμα 6.6: Σπειρώματα αυτοκοπτικών βιδών

Ο δεύτερος τύπος των ελασματόβιδων είναι οι τρυπανόβιδες. Στις συγκεκριμένες βίδες δεν απαιτείται η διάνοιξη οπής και αυτό συμβαίνει διότι οι κοχλίες έχουν αιχμή διαμορφωμένη σε τρυπάνι. Έτσι, ανοίγουν την οπή τους και ταυτόχρονα διαμορφώνεται το σπείρωμα τους σε μία μόνο κίνηση. Κατασκευάζονται από γαλβανισμένο χάλυβα, θερμικά επεξεργασμένο χάλυβα ή ευγενή χάλυβα. Όπως και οι αυτοεμπηγνυόμενες βίδες, έτσι και οι τρυπανόβιδες έχουν ψευδαργυκή επίστρωση ως μέσο λίπανσης.

Επιπλέον, οι τρυπανόβιδες έχουν δακτυλίους που αυξάνουν την αντοχή και την στεγανότητα. Ωστόσο, δακτύλιοι κατασκευασμένοι από ελαστομερές ή συνδυασμό χάλυβα-ελαστομερούς μειώνουν και την αντοχή αλλά και την δυσκαμψία την σύνδεσης. Τέλος, οι εφαρμογές των τρυπανόβιδων αφορούν κυρίως στερεώσεις μελών. Μερικά παραδείγματα είναι η στερέωση επικαλύψεων σε τεγίδες, η στερέωση φύλλων στο μαχιά αλλά και σε μηκίδες, η στερέωση κασετών σε υποστυλώματα κα.



Σχήμα 6.7: Τρυπανόβιδες



Σχήμα 6.8: Παραδείγματα εφαρμογών των τρυπανόβιδων

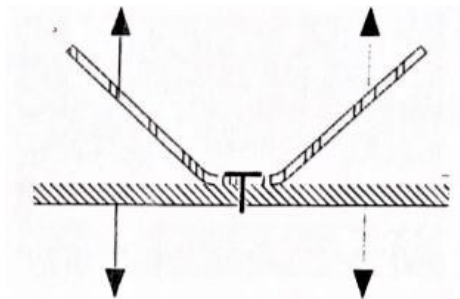
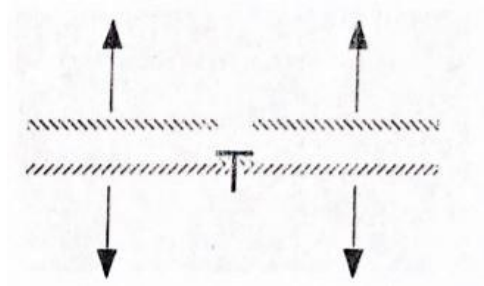
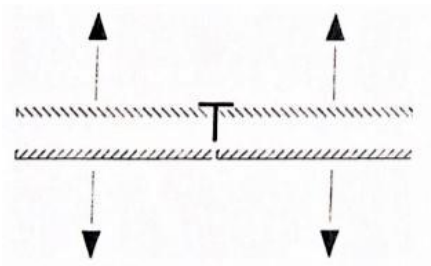
Όσον αφορά τις μορφές αστοχίας των συνδέσεων με βίδες, είναι ίδιες με αυτές των κοχλίων με περικόχλια. Με μία διαφορά όμως. Στην περίπτωση των βιδών, τα ελάσματα είναι λεπτά και έτσι δεν εμφανίζεται αστοχία στη διάτμηση του κοχλίου. Ειδικότερα, σε συνδέσεις διάτμησης, η αστοχία οφείλεται σε σύνθλιψη άντυγας, απόσχιση ή διάτμηση των συνδεδεμένων ελασμάτων ή κλίση και εξόλκευση των μέσων σύνδεσης.

Αντίθετα, στις εφελκόμενες συνδέσεις με βίδες, προστίθενται τρεις ακόμη μορφές αστοχίας συγκριτικά με τους κοχλίες. Εκτός από την εφελκυστική αστοχία της βίδας και την αστοχία λόγω διάτμησης, η εξόλκευση της βίδας, η διάτμηση του ελασματος και η υπερβολική παραμόρφωση αυτού, αποτελούν τις νέες μορφές. Σημαντικό στοιχείο είναι ότι στις συνδέσεις με βίδες, μπορεί να συμβούν δύο ή τρεις μορφές αστοχίας ταυτόχρονα.

Αναλυτικά, η εξόλκευση της βίδας συμβαίνει όταν το έλασμα στερέωσης είναι πολύ λεπτό ή όταν το σπείρωμα είναι πολύ βραχύ. Στη διάτρηση του ελάσματος, η αστοχία λαμβάνει χώρα γύρω από την κεφαλή ή το δακτύλιο αυτού, ειδικά όταν αυτά είναι πολύ μικρά. Τέλος, στη συνηθέστερη μορφή αστοχίας, στην υπερβολική παραμόρφωση του ελάσματος δηλαδή, παίζει μεγάλο ρόλο η γεωμετρία του φύλλου. Το ίδιο το έλασμα παραμορφώνεται τόσο πολύ που απομακρύνεται από την περιοχή της κεφαλής και του δακτυλίου.



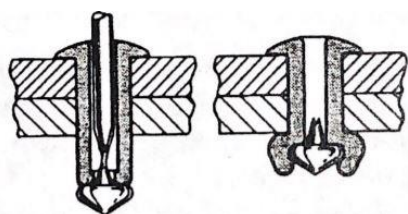
Σχήμα 6.9: Κλίση και εξόλκευση του μέσου σύνδεσης



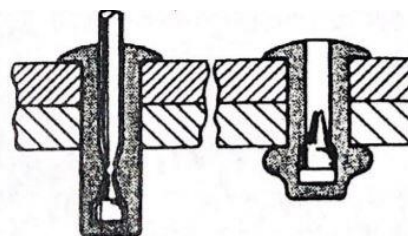
Σχήμα 6.10: Μορφές αστοχίας εφελκυσόμενων βιδών

Το τελευταίο μηχανικό μέσο σύνδεσης για τις διατομές, είναι οι ήλοι. Χωρίζονται στους τυφλού ήλους ή αλλιώς πριτσίνια και στους σωληνοειδείς ήλους, Ευρέως, χρησιμοποιούνται στην αυτοκινητοβιομηχανία και στην αεροναυπηγική.

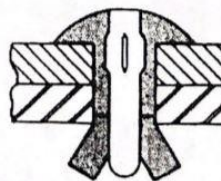
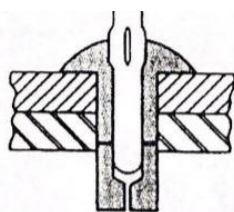
Σε κατασκευές ψυχρής έλασης, τα πριτσίνια χρησιμοποιούνται όταν η πρόσβαση στο σημείο σύνδεσης είναι εφικτή μόνο από την μία πλευρά. Τοποθετούνται σε προτρυπημένες οπές, με διάμετρο όση η διάμετρος του κορμού του εκάστοτε τυφλού ήλου. Για την εκτέλεση της σύνδεσης απαιτείται η χρήση ειδικού εργαλείου. Ακόμη, οι τυφλοί ήλοι χρησιμοποιούνται για συνδέσεις λεπτών – προς – λεπτών ελασμάτων και για την εφαρμογή τους πρέπει να διασταλεί ο κορμός του ήλου και να διαμορφωθεί η κεφαλή στο τυφλό άκρο, με τη βοήθεια ενός εργαλείου. Ανάλογα με τον τρόπο εκτέλεσης διακρίνονται στα κανονικά πριτσίνια, εκτυρσοκροτούμενα βλήτρα και στα διεισδυτικά καρφιά. Το υλικό τους είναι συνήθως αλουμίνιο και σε ειδικές περιπτώσεις κράμα νικελίου – χαλκού ή ανθρακούχου χάλυβα και κράματος χαλκού. Οι χρησιμοποιούμενες διαμέτροι είναι 2,6 mm, 3 mm, 4 mm, 4,8mm, 6,4mm και 7mm.



1) Πριτσίνια



2) Εκτυρσοκροτούμενα βλήτρα



3) Διεισδυτικά καρφιά

Σχήμα 6.11: Διάφοροι τύποι ήλων

Όπως και οι τυφλοί ήλοι, έτσι και οι σωληνοειδείς, χρησιμοποιούνται για την σύνδεση λεπτών ελασμάτων και σπανιότερα για την σύνδεση παχέων – προς – λεπτών. Σ αυτήν την περίπτωση, για να επιτευχθεί η σύνδεση πρέπει η κεφαλή να βρίσκεται στην πλευρά του λεπτότερου ελάσματος. Οι χρησιμοποιούμενες διαμέτροι είναι μεταξύ 0,8 mm και 7,9 mm και τα ελάχιστα μήκη μεταξύ 0,8 mm και 6,4 mm.

Οι ήλοι, όπως και οι ελασματόβιδες, έχουν όμοιες μορφές αστοχίας με αυτές τον κοχλιωτών συνδέσεων. Γενικά, για όλα τα είδη των μηχανικών συνδέσεων πρέπει να προτιμώνται οι όλκιμοι τρόποι αστοχίας από τους ψαθυρούς. Παράδειγμα ψαθυρής είναι η διατμητική αστοχία του ίδιου του μέσου σύνδεσης.

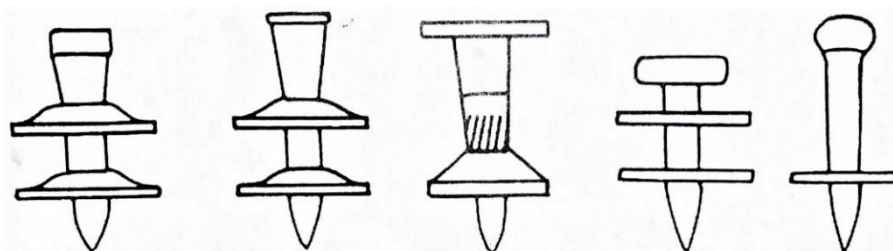
6.2.1.2: Μηχανικά μέσα σύνδεσης για χαλυβδόφυλλα

Το κύριο μηχανικό μέσο σύνδεσης για τα χαλυβδόφυλλα είναι οι βίδες. Χρησιμοποιούνται για στερέωση στη φέρουσα κατασκευή και για τη διαμόρφωση των ενώσεων. Εκτός τις από τις βίδες, εφαρμογή βρίσκουν τα εκτυρσοκροτούμενα βλήτρα και η αναδίπλωση.

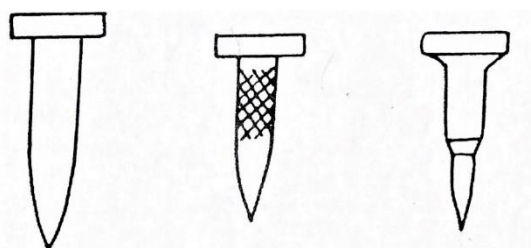
Τα βλήτρα συγκεκριμένα, χρησιμοποιούνται για συνδέσεις ελασμάτων. Είναι μέσα σύνδεσης που διέρχονται δια μέσω του προς σύνδεση ελάσματος και του ελάσματος της φέρουσας κατασκευής. Κατά τη διάρκεια της διέλευσης, η καθοδήγηση του βλήτρου γίνεται με τη βοήθεια δακτυλίων. Επιπλέον, υπάρχουν δύο τύποι βλήτρων, ανάλογα με τον τρόπο προώθησής τους. Αυτοί είναι:

- α. Βλήτρα προωθούμενα από κονία. Εφαρμόζονται με εκτυρσοκρότηση βλήματος με έλικα. (ελάχιστο πάχος φέρουσας κατασκευής 4 mm)
- β. Βλήτρα προωθούμενα με αέρα. Εφαρμόζονται με πεπιεσμένο αέρα. (ελάχιστο πάχος φέρουσας κατασκευής 3 mm)

Τέλος, οι μορφές αστοχίας των βλήτρων είναι όμοιες με αυτές των βιδών.



1) Βλήτρα προωθούμενα από κονία



2) Βλήτρα προωθούμενα με αέρα

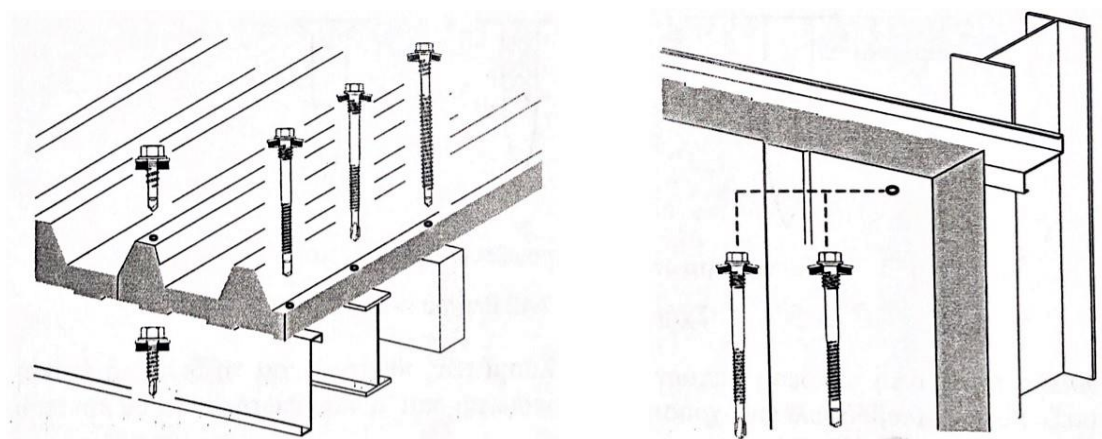
Σχήμα 6.12: Διάφοροι τύποι βλήτρων

Η αναδίπλωση αντίθετα, είναι ο σπανιότερος τρόπος σύνδεσης. Χρησιμοποιείται μόνο σε μη φέρουσες κατασκευές που δεν μετέχουν σε διαφραγματική λειτουργία. Στην περίπτωση σύνδεσης λεπτών ελασμάτων, χρησιμοποιείται η κουμπωτή αναδίπλωση που μπορεί να είναι μονή ή διπλή.

6.2.1.3: Μηχανικά μέσα σύνδεσης για πετάσματα σάντουιτς

Τα μέσα σύνδεσης για τα πετάσματα σάντουιτς είναι κυρίως οι βίδες και οι κοχλίες με περικόχλια. Έχουν όμως τρεις αρχές και συνδέονται σύμφωνα με αυτές.

Η πρώτη είναι ότι η σύνδεση γίνεται δια μέσω τους συνολικού πάχους του πετάσματος. Χρησιμοποιούνται βίδες ή κοχλίες με περικόχλια. Επίσης, για τη σύνδεση του φύλλου στη φέρουσα κατασκευή μπορεί να χρειάζεται ενίσχυση του στοιχείου. Πρέπει όμως η διαμόρφωση της σύνδεσης να εξασφαλίζει ότι δεν θα συμβεί αποφλοίωση.



Σχήμα 6.13: Παραδείγματα στήριξης πετασμάτων σάντουιτς με βίδες

Η δεύτερη αρχή είναι ότι για την σύνδεση των φύλλων στη στήριξη όπως διαμήκους ένωσης, απαιτείται η χρήση ειδικών συστημάτων. Τέτοια συστήματα είναι η πάκτωση του εξωτερικού φλοιού ή η σύνδεση μέσω πάκτωσης του εσωτερικού φλοιού καθώς και η σύνδεση διαμέσω όπως διαμήκους ένωσης. Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, έτσι και εδώ η σύνδεση του εσωτερικού φλοιού πρέπει να εξασφαλίζει ότι δεν θα συμβεί αποφλοίωση.

Η τελευταία αρχή, έχει να κάνει με τον συνδυασμό των δύο παραπάνω. Προκύπτουν δηλαδή ειδικές συνδέσεις όπως για παράδειγμα, η σύνδεση με μία υπερμεγέθη οπή, η οποία επιτρέπει τη διαστολή του φύλλου λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

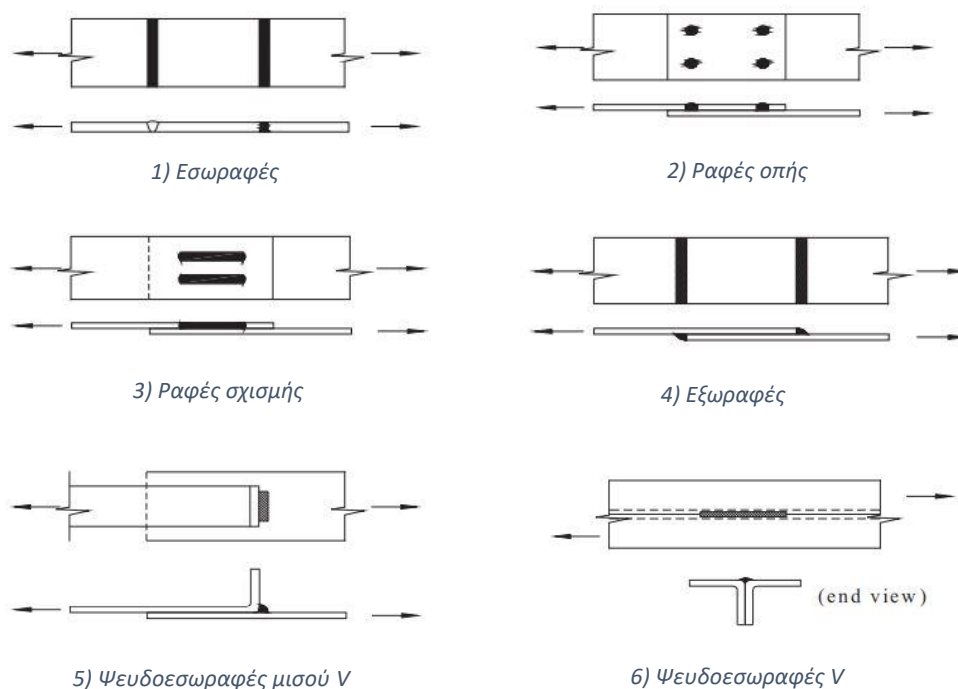
6.2.2: Συγκολλήσεις

Το δεύτερο μέσο σύνδεσης για τα στοιχεία ψυχρής έλασης, είναι οι συγκολλήσεις. Χωρίζονται σε συγκολλήσεις τόξου και συγκολλήσεις αντίστασης.

Οι συγκολλήσεις τόξου είναι ο πιο συχνός τρόπος συγκόλλησης που εφαρμόζεται στα κτίρια. Η εφαρμογή του γίνεται μέσω ηλεκτρικού τόξου που εισάγει θερμότητα μεταξύ του ηλεκτροδίου και του ελάσματος. Τα ηλεκτρόδια που χρησιμοποιούνται είναι με περίβλημα ή σύρμα, και το τήγμα προστατεύεται με αέρια από τις ατμοσφαιρικές επιρροές. Ωστόσο, δεν είναι ο μόνος τρόπος συγκόλλησης. Υπάρχουν επιπλέον μέθοδοι που εφαρμόζονται στις κατασκευές ψυχρής έλασης. Αυτές είναι:

- E: συγκολλήσεις τόξων με περιβεβλημένα ηλεκτρόδια
- UP: συγκόλληση από κονία
- MAG: συγκόλληση ενεργού αερίου
- MIG: συγκόλληση αδρανούς αερίου
- WIG: συγκόλληση αδρανούς αερίου με βολφράμιο και συγκόλληση πλάσματος

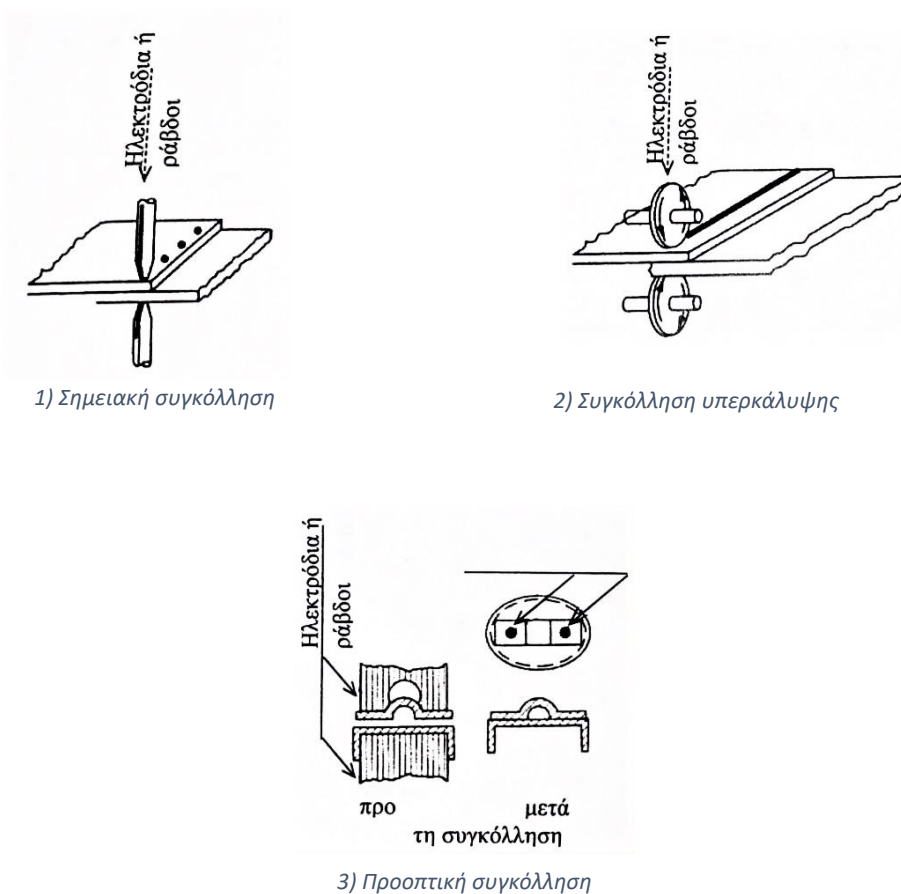
Ακόμη, κατά τη σύνδεση, παρουσιάζονται ραφές των συγκολλήσεων. Οι συνηθέστερες ραφές είναι οι εσωραφές, οι ραφές οπής, οι ραφές σχισμής, οι εξωραφές, οι ψευδοεσωραφές μισού V και οι ψευδοεσωραφές V. Οι ραφές οπής και σχισμής εφαρμόζονται συνήθως για στερέωση των φύλλων στη φέρουσα κατασκευή. Οι ψευδοεσωραφές χρησιμοποιούνται για μόρφωση σύνθετων διατομών.



Σχήμα 6.14: Τύποι ραφών

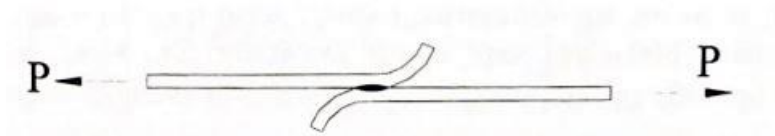
Από την άλλη πλευρά, στις συγκολλήσεις αντίστασης, δεν υπάρχει ανοιχτό τόξο και δεν χρειάζεται να προστατευτεί το τήγμα από το αέριο. Για την εφαρμογή της συγκόλλησης, χρησιμοποιείται ηλεκτρόδιο που μέσω αυτού περνάει ηλεκτρικό ρεύμα με μεγάλη πυκνότητα, δια μέσου του ελάσματος, μέχρι αυτό να λιώσει. Τα ελάσματα δηλαδή, δέχονται μεγάλη πίεση από τα ηλεκτρόδια και συνδέονται τοπικά.

Επιπρόσθετα, υπάρχουν τρεις μέθοδοι συγκολλήσεων αντίστασης. Αυτές είναι η σημειακή συγκόλληση, η συνεχής συγκόλληση υπερκάλυψης και η προοπτική συγκόλληση. Παρακάτω παρουσιάζονται παραδείγματα εφαρμογών.

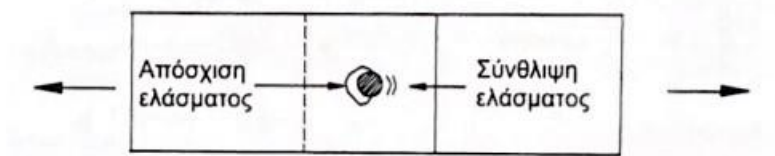


Σχήμα 6.15: Μέθοδοι συγκολλήσεων αντίστασης

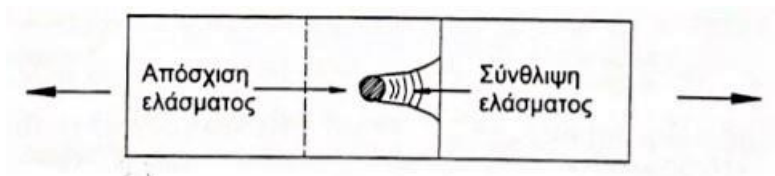
Σχετικά με τις μορφές αστοχίας των συγκολλήσεων, χαρακτηρίζονται σύνθετες και είναι δύσκολο να ταξινομηθούν. Προέρχονται από συνδυασμό βασικών μορφών όπως η μεγάλη παραμόρφωση του ελάσματος εκτός επιπέδου, η απόσχιση του μητρικού μετάλλου, η διάτμηση της ραφής. Συνήθως, το πάχος ραφής είναι μεγαλύτερο από το πάχος ελάσματος. Γι' αυτό και η αστοχία οφείλεται σε απόσχιση του ελάσματος δίπλα στη ραφή ή κατά μήκος αυτής. Ακόμη, ο ορισμός της διαρροής είναι αρκετά δύσκολος σε αντίθεση με τη θραύση, που είναι ασφαλές κριτήριο αστοχίας. Τέλος, όσον αφορά τις μορφές αστοχίας των σημειακών ραφών, είναι όμοιες με αυτές των κοχλιωτών συνδέσεων υπερκάλυψης. Χαρακτηριστικά παραδείγματα είναι η αστοχία του άκρου και της καθαρής διατομής, η απόσχιση και σύνθλιψη άντυγας στην περίμετρο της ραφής, η κλίση των ελασμάτων και η διάτμηση της ραφής.



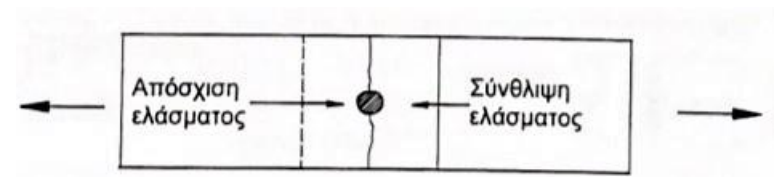
1) Κλίση



2) Απόσχιση και σύνθλιψη άντυνας στην περίμετρο της ραφής



3) Αστοχία του άκρου



4) Αστοχία καθαρής διατομής



5) Διάτμηση ραφής

Σχήμα 6.16: Μορφές αστοχίας των σημειακών ραφών

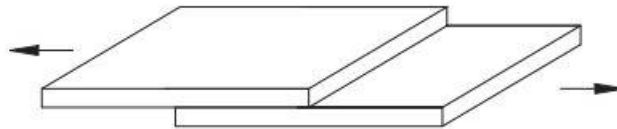
6.2.3: Συνδέσεις με κόλλες

Το τελευταίο μέσο σύνδεσης των λεπτότοιχων διατομών ψυχρής έλασης, είναι οι συνδέσεις με κόλλες. Οι συνδέσεις αυτές έχουν μικρή αντοχή σε αποφλοίωση αλλά επαρκή αντοχή σε διάτμηση. Γι' αυτό, ο συνδυασμός με μηχανικά μέσα σύνδεσης είναι συχνά απαραίτητος.

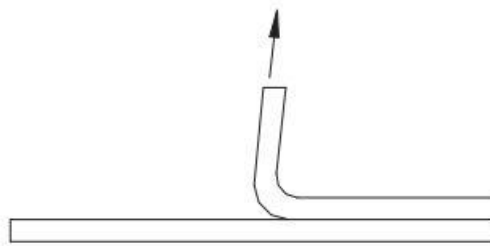
Στα πλεονεκτήματα των συνδέσεων με κόλλες συγκαταλέγονται η καλή συμπεριφορά τους έναντι της ανακυκλιζόμενης φόρτισης και η ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων. Απεναντίας, τα μειονεκτήματά τους είναι ο απαιτούμενος χρόνος που χρειάζεται για την σκλήρυνση και η απαίτηση για επίπεδες, καθαρές επιφάνειες.

Συμπληρωματικά, χρησιμοποιούνται δύο είδη κολλών για λεπτά ελάσματα. Αυτοί είναι:

- Εποξειδικές κόλλες – η σκλήρυνση γίνεται σε υψηλότερες θερμοκρασίες (80-120°C περίπου)
- Ακρυλικές κόλλες – η εφαρμογή τους είναι απλούστερη από τις προηγούμενες.



Σχήμα 6.17: Διάτμηση συνδέσεων με κόλλες



Σχήμα 6.18: Αποφλοίωση συνδέσεων με κόλλες

6.3: Κατηγορίες σύνδεσης μελών

Οι συνδέσεις των δοκών χωρίζονται σε τέσσερις διαφορετικές κατηγορίες, ανάλογα με τη θέση που έχουν οι δοκοί μεταξύ τους. Αυτές είναι οι εξής:

1. *Συνδέσεις ράβδων αξονικώς καταπονούμενες.* Η περίπτωση αυτή αφορά τη σύνδεση δύο ή περισσότερων ράβδων των οποίων οι άξονες βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο και μεταφέρουν μόνο αξονικές δυνάμεις.

Οι συνδέσεις ράβδων με αξονική καταπόνηση, μπορούν να μορφωθούν ως κατά κεφαλήν συνδέσεις. Πλεονεκτούν στην αποφυγή δημιουργίας παρασιτικών ροπών και πρόκλησης ελάχιστης διαταραχής στη ροή των τάσεων. Όμως, αν δεν είναι δυνατή η μόρφωση της κατά κεφαλής σύνδεσης επιδιώκεται η διασπορά των μέσων σύνδεσης σε κάθε τμήμα της διατομής. Αυτό, έχει ως αποτέλεσμα την ορθότερη αντιμετώπιση της διαταραχής.

Όσον αφορά την αξονική καταπόνηση, αν αυτή είναι θλιπτική, λόγω των παραμορφώσεων υπάρχει πιθανότητα εμφάνισης επιπρόσθετης ροπής. Αν δεν είναι ανάλυση δευτέρας τάξεως, υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση:

$$\Delta M_{sd} = N_{sd} * [1/x - 1] * W_{eff}/A_{eff} * \sin \frac{\pi a}{l}$$

όπου:

A_{eff} : ενεργό εμβαδόν

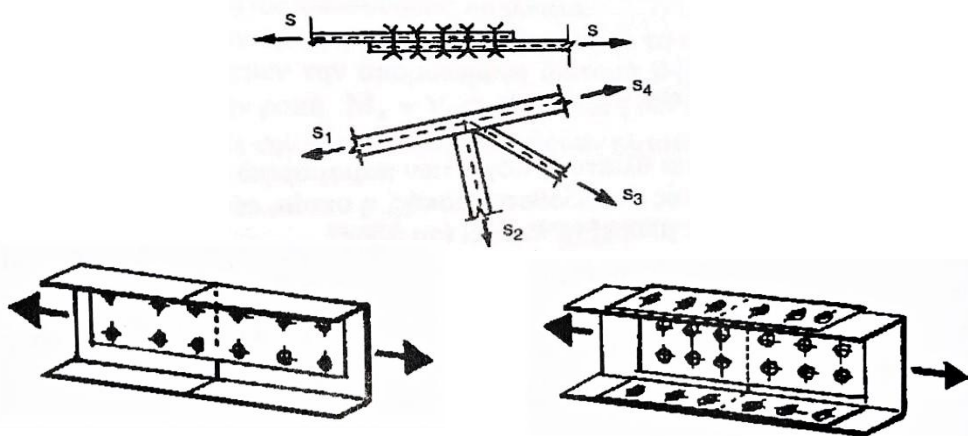
W_{eff} : ενεργός ροπή αντιστάσεως της διατομής

a : απόσταση σύνδεσης από το πλησιέστερο σημείο καμπής της γραμμής παραμορφώσεως

l : μήκος λυγισμού του μέλους μεταξύ των σημείων καμπής περί τον αντίστοιχο άξονα

x : μειωτικός συντελεστής

Έτσι, η σύνδεση θα σχεδιασθεί ώστε να έχει τουλάχιστον την ίδια αντοχή με αυτή της διατομής του συνδεόμενου μέλους.

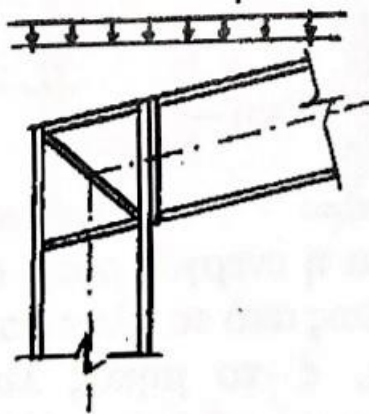


Σχήμα 6.19: Ράβδοι αξονικώς καταπονούμενες

2. *Κόμβοι*. Κόμβος χαρακτηρίζεται η σύνδεση δύο δοκών των οποίων οι άξονες και η εξωτερική φόρτιση βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο αλλά δεν αναπτύσσονται μόνο αξονικές δυνάμεις.

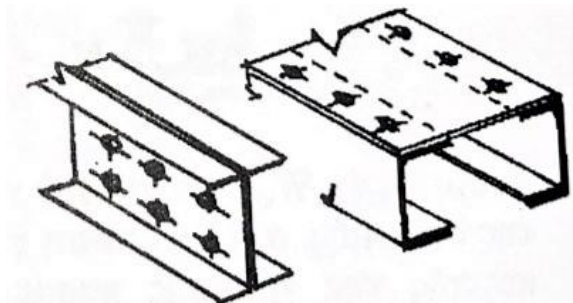
Πρόκειται για συνδέσεις που είναι ικανές να μεταβιβάσουν τις ροπές και τις δυνάμεις που υπολογίστηκαν στην ανάλυση τους φορέως. Στην περίπτωση της πλαστικής ανάλυσης και εφόσον ο κόμβος βρίσκεται στην περιοχή που δημιουργείται πλαστική άρθρωση, θα πρέπει να έχει την ροπή της αντοχής της διατομής αλλά και επαρκή ικανότητα στροφής. Στην ελαστική ανάλυση, η ακαμψία του κόμβου πρέπει να είναι όση με αυτή των συνδεόμενων μελών.

Σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις, όταν η σύνδεση υπόκειται σε ταλάντωση ή κρούση, θα χρησιμοποιούνται είτε κοχλίες με ασφάλειες σύσφιγξης, είτε με προεντεταμένοι κοχλίες αλλά χωρίς προένταση, είτε συγκολλήσεις. Τα ίδια μέσα συνδέσεως θα χρησιμοποιηθούν στην περίπτωση φορτίσεως με διατμητικές δυνάμεις.



Σχήμα 6.20: Κόμβος

3. *Συνδέσεις συνεργασίας ή συνοχής*. Θεωρούνται οι συνδέσεις που απαιτούνται κατά τη διαμόρφωση μιας ράβδου από επιμέρους ελάσματα ή διατομές, ώστε να αποτελέσουν μια νέα «σύνθετη διατομή»



Σχήμα 6.21: Συνδέσεις συνεργασίας ή συνοχής

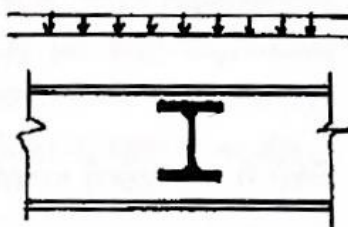
4. *Διασταυρώσεις*. Ως διασταυρώσεις χαρακτηρίζονται οι συνδέσεις κατά τις οποίες, η μία τουλάχιστον από τις συνδεόμενες δοκούς, έχει άξονα που συναντά υπό γωνία το κοινό επίπεδο της βασικής δοκού και της φόρτισης.

Η διασταυρούμενη δοκός είναι στην ουσία η δευτερεύουσα δοκός και μπορεί να σταματά ή να συνεχίζει και πέρα από την κύρια δοκό. Η πρώτη περίπτωση είναι η λεγόμενη απλή σύνδεση ενώ η δεύτερη είναι η διασταύρωση ή μερική πάκτωση.

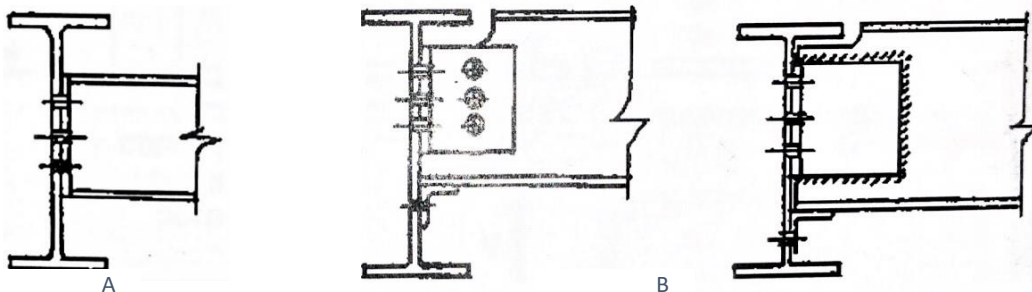
Στην απλή σύνδεση, αν το ύψος της δευτερεύουσας δοκού είναι αρκετά μικρότερο από της πρωτεύουσας και τα άνω πέλματα δεν είναι απαραίτητο να βρίσκονται στην ίδια στάθμη, τότε συνίσταται μόρφωση της σύνδεσης σύμφωνα με το σχήμα 1Α. Το μετωπικό έλασμα δηλαδή, συνδέεται προς τη δευτερεύουσα δοκό με συγκόλληση και προς την πρωτεύουσα με κοχλίωση. Αν όμως απαιτείται τα άνω πέλματα να βρίσκονται στην ίδια στάθμη, τότε είναι φανερό ότι θα αποτμηθεί τμήμα στις δευτερεύουσας δοκού (σχήμα 1Β)

Και στις δύο περιπτώσεις, προτείνεται η τοποθέτηση βοηθητικού γωνιακού έδρασης, το οποίο δεν λαμβάνεται υπόψη κατά τον υπολογισμό. Διευκολύνει απλώς το μοντάρισμα της κατασκευής κατά την ανέγερση της.

Επιπλέον, οι συνδέσεις που προαναφέρθηκαν, δεν είναι απλές στηρίξεις αφού παρεμποδίζεται η ελεύθερη στροφή της δοκού. Υπάρχει δηλαδή ένας βαθμός πάκτωσης που προκαλεί τάσεις εφελκυσμού στους κοχλίες. Στα συνήθη οικοδομικά έργα, η καταπόνηση αυτή δεν είναι αξιόλογη και γι' αυτό συνήθως αμελείται.



Σχήμα 6.22: Διασταυρώσεις



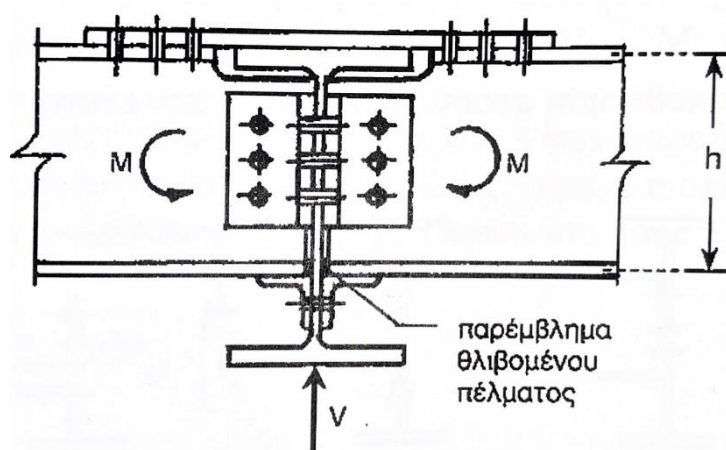
Σχήμα 6.23: Απλή σύνδεση

Από την άλλη, μερική πάκτωση είναι η σύνδεση που μπορεί να παραλάβει, εκτός από κατακόρυφες αντιδράσεις, και δυνάμεις εφελκυσμού στο άνω πέλμα και θλίψης στο κάτω. Πρακτικά, μια σύνδεση μπορεί να θεωρηθεί μερική πάκτωση όταν:

- Εκτός των συνδέσεων των κορμών, συνδέονται και τα εφελκυόμενα πέλματα με λεπίδες συνέχειας, που έχουν χρήσιμη διατομή ίση με αυτή των πελμάτων των δοκών.
- Οι δυνάμεις στα θλιβόμενα πέλματα, πρέπει να μεταβιβάζονται με θλιβόμενες πλάκες ή με πλήρη ή μερική πλήρωση του ενδιάμεσου αρμού με συγκόλληση.

Συγχρόνως, υπάρχουν τρεις περιπτώσεις σύνδεσης, ανάλογα με την θέση των δευτερευουσών δοκών. Κατά τον έλεγχο, θεωρείται ότι οι συνδέσεις του κορμού παραλαμβάνουν κατακόρυφη αντίδραση V και οι λεπίδες τη ροπή.

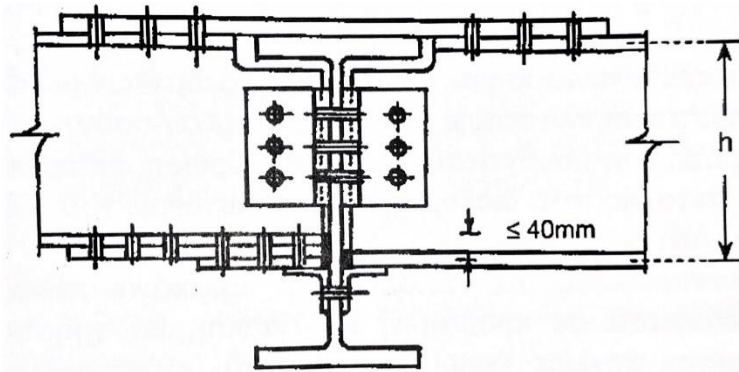
Στην πρώτη περίπτωση, οι εκατέρωθεν δευτερεύουσες δοκοί είναι ισοϋψείς και η σύνδεση γίνεται σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 6.24: Πρώτη περίπτωση διασταύρωσης ή μερικής πάκτωσης

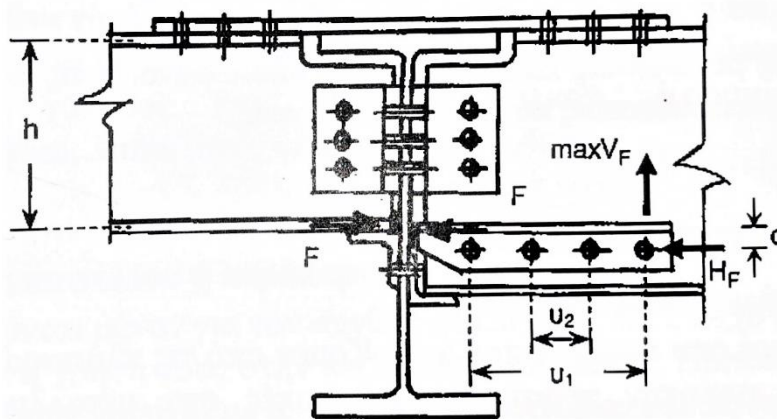
Οι συνδέσεις των γωνιακών γίνεται με τη δύναμη V ενώ η λάμα συνεχείας των άνω πελμάτων και οι συνδέσεις αυτής πρέπει να μπορούν να παραλάβουν την δύναμη $F = \frac{M}{h}$.

Στη δεύτερη περίπτωση, οι εκατέρωθεν δευτερεύουσες δοκοί είναι ανισοϋψείς με μικρή διαφορά στο ύψος ως 40 mm. Στην σύνδεση, χρησιμοποιούνται ελάσματα που ονομάζονται εξισωτικά παρεβλήματα. Ο έλεγχος γίνεται όπως και στην πρώτη περίπτωση.



Σχήμα 6.25: Δεύτερη περίπτωση διασταύρωσης ή μερικής πάκτωσης

Στην τρίτη και τελευταία περίπτωση, οι εκατέρωθεν δευτερεύουσες δοκοί είναι ανισοϋψείς με σημαντική διαφορά ύψους. Η σύνδεση γίνεται σύμφωνα με το σχήμα 4 και ο έλεγχος παραμένει ίδιος, όπως στις άλλες δύο περιπτώσεις.



Σχήμα 6.26: Τρίτη περίπτωση διασταύρωσης ή μερικής πάκτωσης

Τέλος, εκατέρωθεν του κορμού της υψηλότερης δοκού, τοποθετούνται δύο γωνιακά (ηλωτά ή συγκολλητά) που χρησιμεύουν στο να οδηγούν την θλιπτική δύναμη F στο ίδιο σημείο εφαρμογής με αυτό της μικρότερου ύψους δοκού. Τότε, η σύνδεση των γωνιακών προς την δοκό καταπονείται από την δύναμη F (που προκαλεί τις $H_F \frac{F}{n}$, όπου n ο αριθμός των ήλων, και $\max V_f = \frac{(F \cdot c) \cdot u_1}{u_1^2 + u_2^2}$).

Κεφάλαιο 7: Διαστασιολόγηση συνδέσεων

7.1: Γενικά

Οι συνδέσεις σχεδιάζονται και διαστασιολογούνται με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3: Μελέτη και εκτέλεση έργων από χάλυβα, μέρος 1.3 – Λεπτότοιχα στοιχεία ψυχρής διαμόρφωσης και φύλλα. Η διαστασιολόγηση γίνεται αναλυτικά στα μηχανικά μέσα και στις συγκολλήσεις και παρουσιάζεται παρακάτω.

7.2: Διαστασιολόγηση συνδέσεων με μηχανικά μέσα

Ο έλεγχος πραγματοποιείται με βάση την σχέση:

$$F_{i,Ed} \leq F_{i,Rd} \quad (7.1)$$

όπου:

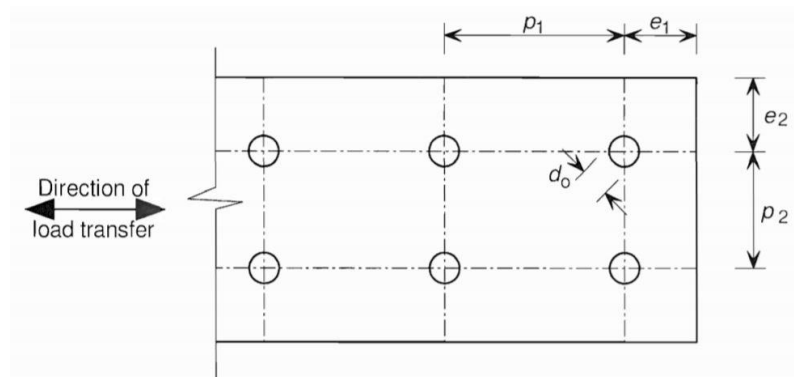
$F_{i,Ed}$: δρώσα δύναμη του μέσου σύνδεσης για μορφή αστοχίας i ,

$F_{i,Rd}$: αντοχή του μέσου σύνδεσης για μορφή αστοχίας i .

7.2.1: Γενικές διατάξεις

Για τις συνδέσεις με μηχανικά μέσα, ισχύουν ορισμένες διατάξεις. Αυτές είναι οι εξής:

- 1) Οι συνδέσεις πρέπει να είναι όσο το δυνατόν βραχύτερες. Πρέπει να αποφεύγεται η διάβρωση ή ο τοπικός λυγισμός μεταξύ των μέσων σύνδεσης, αλλά και να είναι δυνατή η τοποθέτησή τους. Η διάταξη πρέπει να είναι τέτοια ώστε να επιτυγχάνεται αυτό. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζονται οι συμβολισμοί που ισχύουν για τις ακραίες αποστάσεις των μέσων σύνδεσης σύμφωνα με τις διατάξεις.



Σχήμα 7.1: Συμβολισμοί ακραίων αποστάσεων των μέσων σύνδεσης

Ακολουθεί ο πίνακας στον οποίο αναγράφονται οι ελάχιστες και οι μέγιστες αποστάσεις.

Πίνακας 7.1: Ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις των μέσων σύνδεσης

Αποστάσεις, εικόνα	Ελάχιστες αποστάσεις	Μέγιστες αποστάσεις ^{1) 2) 3)}		
		Κατασκευές από χάλυβες κατά EN 10025 με εξαίρεση χάλυβες κατά EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες κατά EN 10025-5
		Διαβρωτικό περιβάλλον	Μη διαβρωτικό περιβάλλον	Απροστάτευτος χάλυβας
Ακραία απόσταση e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Η μεγαλύτερη τιμή από $8t$ ή 125 mm
Ακραία απόσταση e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Η μεγαλύτερη τιμή από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση e_3 σε οπές σχισμής	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Απόσταση e_4 σε οπές σχισμής	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Απόσταση p_1	$2,2d_0$	Η μικρότερη τιμή από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη τιμή από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη τιμή από $4t_{min}$ ή 175 mm
Απόσταση $p_{1,0}$		Η μικρότερη τιμή από $14t$ ή 200 mm		
Απόσταση $p_{1,i}$		Η μικρότερη τιμή από $28t$ ή 400 mm		
Απόσταση p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Η μικρότερη τιμή από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη τιμή από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη τιμή από $4t_{min}$ ή 175 mm

¹⁾ Οι μέγιστες τιμές όλων των αποστάσεων είναι απεριόριστες, πλην των εξής περιπτώσεων:
Για θλιβόμενα στοιχεία προς αποφυγή τοπικού λυγισμού και αποφυγή διάβρωσης στοιχείων σε διαβρωτικές συνθήκες.
Για εφελκύζομενα στοιχεία σε διαβρωτικές συνθήκες προς αποφυγή διάβρωσης.

²⁾ Ο τοπικός λυγισμός μεταξύ μέσων σύνδεσης αντιμετωπίζεται ως λυγισμός ράβδου με μήκος λυγισμού $0,6 p_i$. Ο τοπικός λυγισμός δεν ελέγχεται όταν είναι $p_1/t_i < 9ε$. Η απόσταση e_2 δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από τη μέγιστη απόσταση προς ικανοποίηση των απαιτήσεων εντός τριέρειστου στοιχείου. Η απόσταση e_1 δεν χρειάζεται να ικανοποιεί την ανωτέρω απαίτηση.

³⁾ t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεδεμένου ελάσματος.

⁴⁾ Οι οριακές τιμές για οπές σχισμής δίνονται στις προδιαγραφές εκτέλεσης (π.χ EN 1090).

⁵⁾ Για μετατοπισμένες οπές μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ελάχιστη απόσταση $p_2 = 1,2d_0$ όταν η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των μετατοπισμένων σειρών είναι $L \geq 2,4d_0$.

Οι ελάχιστες αποστάσεις του παραπάνω πίνακα ισχύουν για πάχη ελασμάτων $t > 3$ mm ενώ για μικρότερα πάχη, $t < 3$ mm, προβλέπονται στο EN 1993-1-3 λίγο μεγαλύτερες αποστάσεις από αυτές που δίνονται στον πίνακα.

- 2) Σε όλα τα μέσα σύνδεσης, οι διατμητικές δυνάμεις μπορούν να κατανεμηθούν ομοιόμορφα, μόνο αν:
- Τα μέσα σύνδεσης διαθέτουν επαρκή ολκιμότητα,
 - Η αστοχία σε διάτμηση δεν είναι κρίσιμη.
- 3) Οι αντοχές των μέσων σύνδεσης προσδιορίζονται από τον κανονισμό ή από πειράματα. Για τους κοχλίες με περικόχλια, δίνονται στον πίνακα 7.2 οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} , και χρησιμοποιούνται ως χαρακτηριστικές τιμές.

Πίνακας 7.2: Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} των κοχλίων

Ποιότητα κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Για τις αυτοεμπηγνυόμενες βίδες, η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή, $F_{v,Rk}$ δίνεται στον επόμενο πίνακα. Ως χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή $F_{t,Rk}$ μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή $1,2 F_{v,Rk}$.

Πίνακας 7.3: Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $F_{v,Rk}$ αυτοεμπηγνυόμενων βιδών (N/βίδα)

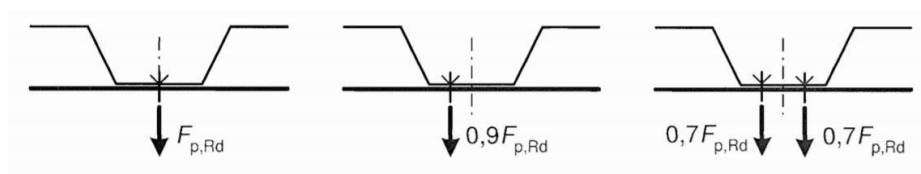
Εξωτερική διάμετρος του σπειρώματος (mm)	Υλικό βίδας	
	Σκληρημένος χάλυβας	Ευγενής χάλυβας
4,8	5200	4600
5,5	7200	6500
6,3	9800	8500
8,0	16300	14300

Η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $F_{v,Rk}$ για τα πριτσίνια, δίνεται στον πίνακα 7.4, αν τα πριτσίνια διαθέτουν πιστοποιητικό από το οποίο να φαίνεται ότι διαθέτουν την αντοχή αυτή. Οι μεγαλύτερες αντοχές, χρειάζονται πειραματική επιβεβαίωση σύμφωνα με το Κεφάλαιο 9 του EN 1993-1-3.

Πίνακας 7.4: Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή $F_{v,Rk}$ πριτσινιών (N/πριτσίνι)

Διάμετρος κορμού (mm)	Υλικό πριτσινιού (τυφλού ήλου)			
	Χάλυβας	Ευγενής Χάλυβας	Monel	Αλουμίνιο
4,0	1600	2800	2400	800
4,8	2400	4200	3500	1100
5,0	2600	4600	-	-
6,4	4400		6200	2000

- 4) Αν η αντοχή του μέσου σύνδεσης σε εξόλκευση της βίδας $F_{o,Rd}$ είναι μικρότερη από την αντοχή σε υπερβολική παραμόρφωση του ελάσματος, $F_{p,Rd}$, τότε η παραμορφωσιμότητα προσδιορίζεται πειραματικά. Για αυτοεμπηγνόμενες βίδες και βλήτρα, η αντοχή σε υπερβολική παραμόρφωση του ελάσματος μειώνεται για έκκεντρη τοποθέτηση του μέσου σύνδεσης. Αν η σύνδεση γίνει στο τέταρτο του πλάτους η αντοχή μειώνεται στο $0,9F_{p,Rd}$, αν τοποθετούνται δύο μέσα σύνδεσης στα τέταρτα του πλάτους η αντοχή μειώνεται στο $0,7F_{p,Rd}$ για κάθε μέσο σύνδεσης.



Σχήμα 7.2: Μείωση της αντοχής έναντι υπερβολικής παραμόρφωσης του ελάσματος $F_{p,Rd}$, λόγω θέσης των μέσων σύνδεσης

- 5) Για μέσα σύνδεσης υπό σύνθετη καταπόνηση, η αντοχή σε διάτμηση $F_{v,Rd}$ ή εφελκυσμό $F_{t,Rd}$ προσδιορίζεται πειραματικά. Το ίδιο πρέπει να συμβεί και για την αντοχή σε σύνθετη καταπόνηση. Για υπολογιστικό προσδιορισμό των $F_{t,Rd}$ και $F_{v,Rd}$, ο έλεγχος σε σύνθετη καταπόνηση γίνεται με τη σχέση:

- Για κοχλιωτές συνδέσεις:

$$\frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \quad (7.2)$$

- Για άλλες πλην κοχλιωτών συνδέσεων:

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \quad (7.3)$$

όπου:

$F_{t,Ed}$: δρώσες εφελκυστικές δυνάμεις

$F_{v,Ed}$: δρώσες διατμητικές δυνάμεις.

- 6) Η οριακή κατάσταση υπερβολικής παραμόρφωσης, ικανοποιείται αν η αντοχή προσδιορίστηκε υπολογιστικά. Με την προϋπόθεση όμως, ότι το μέσο σύνδεσης διέρχεται από ένα πέλμα πλάτους όχι μεγαλύτερου των 150 mm.

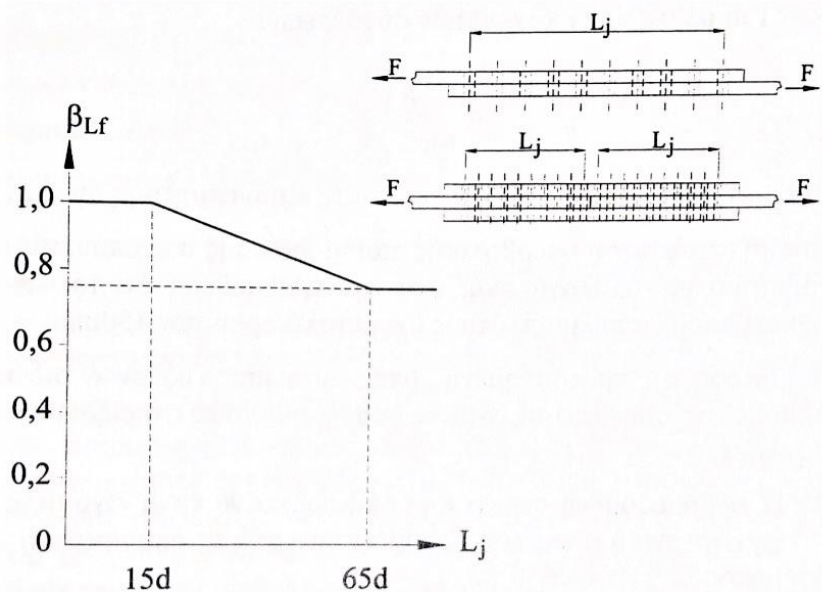
7) Η διάμετρος της προτρυπημένης οπής αυτοεμπηγνόμενων βιδών πρέπει να ακολουθεί τις οδηγίες του κατασκευαστή. Στηρίζονται όμως στα ακόλουθα τρία κριτήρια:

- i. Η εφαρμοζόμενη στρεπτική ροπή πρέπει να είναι λίγο μεγαλύτερη από τη στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται κατά τη διαμόρφωση του σπειρώματος
- ii. Η εφαρμοζόμενη στρεπτική ροπή πρέπει να είναι λίγο μικρότερη από τη ροπή που προκαλεί διάτμηση της κεφαλής
- iii. Η στρεπτική ροπή διαμόρφωσης του σπειρώματος πρέπει να είναι μικρότερη από τα $2/3$ της ροπής που προκαλεί τη διάτμηση της κεφαλής.

8) Στις μακριές συνδέσεις, αν η απόσταση L_j του πρώτου και του τελευταίου μέσου σύνδεσης στη διεύθυνση της δύναμης είναι μεγαλύτερη από $15d$, τότε εφαρμόζεται ένας μειωτικός συντελεστής β_{Lf} στην αντοχή διάτμησης όλων των μέσων σύνδεσης. Αυτός, δίνεται από την σχέση:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15*d}{200*d} \quad (7.4)$$

Πρέπει όμως $0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1,0$.



Σχήμα 7.3: Μακριές συνδέσεις

Η διάταξη δεν ισχύει αν η κατανομή της έντασης είναι ομοιόμορφη κατά μήκος της σύνδεσης, όπως π.χ. τη μεταφορά της τέμνουσας στον κορμό σύνθετης διατομής.

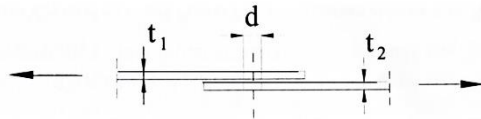
9) Οι τύποι για τα πριτσίνια ισχύουν υπό την προϋπόθεση ότι η διάμετρος τη οπής δεν είναι μεγαλύτερη από τη διάμετρο του πριτσινιού συν $0,1 \text{ mm}$.

- 10) Οι κοχλίες M12 και M14, των οποίων η κανονική ανοχή οπής είναι 1 mm, επιτρέπεται να εφαρμόζονται και με ανοχή 2 mm. Με την προϋπόθεση όμως, ότι για κοχλίες ποιότητας 4.8 ως 10.9 η αντοχή σε διάτμηση $F_{v,Rd}$ θα μειώνεται στο 0,85 της τιμής για κανονικές οπές. Αυτό ισχύει όσο είναι $F_{v,Rd} \geq F_{t,Rd}$.
- 11) Στις μονότμητες συνδέσεις υπερκάλυψης ελασμάτων με ένα μόνο κοχλία, ο κοχλίας πρέπει να χρησιμοποιείται με δύο δακτυλίους κάτω από την κεφαλή και το περικόχλιο. Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας προσδιορίζεται από:

$$F_{t,Rd} \leq 1,5 * f_u * d * t / \gamma_{M_2} \quad (7.5)$$

$$t = \min(t_1, t_2)$$

$$\gamma_{M_2} = 1,25$$



Σχήμα 7.4: Μονότμητες συνδέσεις υπερκάλυψης με ένα κοχλία

Μονότμητες συνδέσεις υπερκάλυψης με μία μόνο βίδα δεν επιτρέπονται.

- 12) Για την διαστασιολόγηση των μέσων σύνδεσης, χρησιμοποιούνται τα ακόλουθα σύμβολα:

A : εμβαδόν κορμού του κοχλία

A_s : εμβαδόν τάσεων του κοχλία

A_{net} : καθαρή διατομή του συνδεόμενου τμήματος

β_{Lf} : μειωτικός συντελεστής για μακριές συνδέσεις

d : ονομαστική διάμετρος του μέσου σύνδεσης

d_0 : διάμετρος οπής

e_1 : ακραία απόσταση από τον άξονα του κοχλία ως το άκρο του ελάσματος στη διεύθυνση της δύναμης

e_2 : ακραία απόσταση κάθετα στη διεύθυνση της δύναμης

f_{ub} : εφελκυστική αντοχή υλικού του μέσου σύνδεσης

$f_{u,sup}$: εφελκυστική αντοχή του στηρίζοντος στοιχείου για τον ίδιο κοχλία ή βλήτρο

n : αριθμός ελασμάτων που συνδέονται με τη φέρουσα κατασκευή με την ίδια βίδα

n_i : αριθμός μηχανικών μέσων σύνδεσης σε μία σύνδεση

p_1 : απόσταση μεταξύ αξόνων μέσων σύνδεσης στη διεύθυνση της δύναμης

p_2 : απόσταση μέσων σύνδεσης κάθετα στη διεύθυνση δύναμης

t : πάχος του λεπτότερου ελάσματος της σύνδεσης

t_1 : πάχος του παχύτερου ελάσματος της σύνδεσης

t_{sup} : πάχος του στοιχείου της φέρουσας κατασκευής στο οποίο στηρίζεται μία βίδα.

- 13) Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_{M_2} για τον προσδιορισμό της αντοχής των μέσων σύνδεσης λαμβάνεται ίσος με $\gamma_{M_2} = 1,25$.

7.2.2: Έλεγχος συνδέσεων με κοχλίες με περικόχλια

Οι πιο συχνές χρήσεις των κοχλιών με περικόχλια, είναι σε συνδέσεις τέμνουσας, εφελκυσμού και ροπής. Ο έλεγχος γίνεται με τη γενική σχέση (7.1) και οι αντοχές δίνονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 7.5: Αντοχές για κοχλίες με περικόχλια

Κοχλίες σε διάτμηση	
<u>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:</u> ^{2),3),4),5)} $F_{b,Rd} = 2,5 * f_u * d * t / \gamma_{M_2}$ αλλά $F_{b,Rd} \leq (e_1 * t / 1,2) (f_u / \gamma_{M_2})$, $\gamma_{M_2} = 1,25$	
<u>Αντοχή καθαρής διατομής:</u> $F_{n,Rd} = (1 + 3 * r * (d_0 / u - 0,3)) * A_{net} * f_u / \gamma_{M_2}$ αλλά $F_{n,Rd} \leq A_{net} * f_u / \gamma_{M_2}$, $\gamma_{M_2} = 1,25$ Όπου: $r = [\text{αριθμός κοχλιών σε μία διατομή}] / [\text{συνολικός αριθμός κοχλιών της σύνδεσης}]$ $u = 2 * e_2$ αλλά $u \leq p_2$	
<u>Αντοχή σε διάτμηση:</u> - για ποιότητες 4.6, 5.6 και 8.8: $F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_s / \gamma_{M_2}$, $\gamma_{M_2} = 1,25$ - για ποιότητες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9: $F_{v,Rd} = 0,5 * f_{ub} * A_s / \gamma_{M_2}$, $\gamma_{M_2} = 1,25$	
<u>Συνθήκες:</u> ⁶⁾ $F_{v,Rd} \geq 1,2 * F_{b,Rd} / (n_f * \beta_{Lf})$ ή $F_{v,Rd} \geq 1,2 * F_{n,Rd}$	
Κοχλίες σε εφελκυσμό	
<u>Υπερβολική παραμόρφωση του ελάσματος:</u> προσδιορίζεται πειραματικά <u>Εξόλκευση:</u> Δεν συμβαίνει σε κοχλίες <u>Αντοχή σε εφελκυσμό:</u> $F_{t,Rd} = 0,9 * f_{ub} * A_s / \gamma_{M_2}$, $\gamma_{M_2} = 1,25$	
<u>Συνθήκες:</u> ⁶⁾ $F_{t,Rd} \geq n F_{p,Rd}$	
Πεδίο εφαρμογής: ¹⁾	
$e_1 \geq 1,5 * d$	$p_1 \geq 3 * d$ $3 \text{ mm} > t \geq 1,25 \text{ mm}$ μικρότερο μέγεθος κοχλίας: M6
$e_2 \geq 1,5 * d$	$p_2 \geq 3 * d$ ποιότητες κοχλιών: 4.6 – 10.9
¹⁾ Κοχλίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν και πέραν του πεδίου εφαρμογής, αν οι αντοχές προσδιοριστούν πειραματικά ²⁾ Η αντοχή μιας ομάδας κοχλιών προκύπτει ως το άθροισμα των αντοχών σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ κάθε κοχλία, αν επαρκεί η ολκιμότητα των συνδεόμενων στοιχείων, αλλιώς ως η μικρότερη αντοχή πολλαπλασιασμένη επί τον αριθμό των κοχλιών. ³⁾ Για πάχη μεγαλύτερα από 3 mm ισχύουν οι διατάξεις του EN 1993-1-8, π.χ.	
$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d * t}{\gamma_{M_2}}, \gamma_{M_2} = 1,25$	
όπου a_b η μικρότερη τιμή από $\frac{e_1}{3 * d_0}$, $\frac{p_1}{3 * d_0} - 1$, $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ή 1,0	
$k_1 \text{ η μικρότερη τιμή από } 2,8 * \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 * \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \text{ ή } 2,5$	
⁴⁾ Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ κοχλιών σε οπές σχισμής, όπου ο διαμήκης άξονας της σχισμής είναι κάθετος στη διεύθυνση της δύναμης είναι 0,6 φορές την αντοχή για κανονικές οπές. ⁵⁾ Αν η δύναμη στον κοχλία δεν είναι παράλληλη στην άκρη, η σύνθλιψη άντυγας ελέγχεται ξεχωριστά για την κάθετη και παράλληλη συνιστώσα. ⁶⁾ Οι συνθήκες ισχύουν αν η σύνδεση πρέπει να έχει ολκιμότητα. Αν δεν ισχύουν οι συνθήκες, η ολκιμότητα πρέπει να προσφέρεται από άλλο στοιχείο.	

7.2.3: Έλεγχος συνδέσεων με αυτοεμπηγνόμενες βίδες

Η εφαρμογή των αυτοεμπηγνόμενων βιδών, γίνεται σε συνδέσεις ελασμάτων λεπτό – προς – λεπτό και λεπτό – προς – ενδιάμεσα παχύ, αλλά και σε ενώσεις υπερκάλυψης φύλλων, συνδέσεις φύλλων σε τεγίδες ή και ζυγώματα, αν οι διατομές τους δεν είναι πολύ παχιές, ή και για πλαισιακές κατασκευές από διατομές ψυχρής έλασης. Στον πίνακα 7.6 δίνονται οι αντοχές των βιδών.

Πίνακας 7.6: Αντοχές αυτοεμπηγνόμενων βιδών

Βίδες σε διάτμηση:	
<u>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:</u> $F_{b,Rd} = \alpha * f_u * d * t / \gamma_{M_2}, \gamma_{M_2} = 1,25$	
με α από:	
- αν $t=t_1$	$\alpha = 3,2 * \sqrt{t/d}$ αλλά $\alpha \leq 2,1$
- αν $t_1 \geq 2,5 * t$	$\alpha = 2,1$
- αν $t < t_1 < 2,5t$	α από γραμμική παρεμβολή
όπου:	
t : το πάχος του στοιχείου σε επαφή με την κεφαλή του κοχλία	
t_1 : το πάχος της φέρουσας κατασκευής	
<u>Αντοχή καθαρής διατομής:</u>	
$F_{n,Rd} = A_{net} * f_u / \gamma_{M_2}$	
<u>Αντοχή σε διάτμηση:</u> $F_{v,Rd}$: Προσδιορίζεται πειραματικά ή από τον πίνακα 6.3.	
<u>Συνθήκες:</u> ⁴⁾ $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd}$ ή $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$	
Βίδες σε εφελκυσμό:	
<u>Υπερβολική παραμόρφωση του ελάσματος:</u> ²⁾	
- στατικά φορτία:	$F_{p,Rd} = d_w * t * f_u / \gamma_{M_2}$
- φορτία ανέμου:	$F_{p,Rd} = 0,5 * d_w * t * f_u / \gamma_{M_2}$
<u>Εξόλκευση:</u>	$F_{o,Rd} = 0,65 * d * t_{sup} * f_{u,sup} / \gamma_{M_2}$
<u>Αντοχή σε εφελκυσμό</u> $F_{t,Rd}$: Από πειράματα ή $F_{t,Rd} = 1,2 F_{v,Rd}$ (παρ (3), 6.2.1.1)	
<u>Συνθήκες:</u> ⁴⁾ $F_{t,Rd} \geq n F_{p,Rd}$ ή $F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd}$	
Πεδίο εφαρμογής: ³⁾	
<u>Γενικά:</u> $e_1 \geq 3 * d$	$p_1 \geq 3 * d$ $3 \text{ mm} \leq d \leq 8 \text{ mm}$
$e_2 \geq 1,5 * d$	$p_2 \geq 3 * d$
<u>Για εφελκυσμό:</u> $0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm}$ και $t_1 \geq 0,9 \text{ mm}$	
¹⁾ Το λεπτότερο έλασμα συνορεύει με την κεφαλή του κοχλία.	
²⁾ Οι τιμές ισχύουν με την προϋπόθεση ότι ο δακτύλιος είναι αρκετά σκληρός, ώστε να μην παραμορφώνεται υπερβολικά ή αποσχίζεται από την κεφαλή του κοχλία.	
³⁾ Αυτοεμπηγνόμενες βίδες μπορούν να χρησιμοποιηθούν και πέραν του ανωτέρω πεδίου εφαρμογής, αν οι αντοχές προσδιοριστούν πειραματικά.	
⁴⁾ Οι συνθήκες ισχύουν αν η σύνδεση πρέπει να έχει ολκιμότητα. Αν δεν ισχύουν οι συνθήκες, η ολκιμότητα πρέπει να προσφέρεται από άλλο στοιχείο.	

7.2.4: Έλεγχος συνδέσεων με πριτσίνια (τυφλοί ήλοι)

Τα πριτσίνια (τυφλοί ήλοι), εφαρμόζονται για συνδέσεις λεπτού – προς – λεπτό, κυρίως για ενώσεις με υπερκάλυψη χαλυβδόφυλλων και καταπονούνται σε διάτμηση και εφελκυσμό. Οι αντοχές τους δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 7.7: Αντοχές πριτσινιών (τυφλών ήλων)

Πριτσίνια σε διάτμηση:
<p><u>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:</u> $F_{b,Rd} = \alpha * f_u * d * t / \gamma_{M_2}$, $\gamma_{M_2} = 1,25$ με α από: - αν $t=t_1$ $\alpha = 3,2 * \sqrt{t/d}$ αλλά $\alpha \leq 2,1$ - αν $t_1 \geq 2,5 * t$ $\alpha = 2,1$ - αν $t < t_1 < 2,5t$ α από γραμμική παρεμβολή</p> <p><u>Αντοχή καθαρής διατομής:</u> $F_{n,Rd} = A_{net} * f_u / \gamma_{M_2}$</p> <p><u>Αντοχή σε διάτμηση:</u> $F_{v,Rd}$: Προσδιορίζεται πειραματικά ή από τον πίνακα 7.4.</p>
<p><u>Συνθήκες:</u> ⁴⁾ $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd} / (\eta_f * \beta_{Lf})$ ή $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$</p>
<p>Πριτσίνια σε εφελκυσμό: ²⁾</p> <p><u>Υπερβολική παραμόρφωση του ελάσματος:</u> Προσδιορίζεται πειραματικά. <u>Εξόλκευση:</u> Δεν ισχύει για πριτσίνια <u>Αντοχή σε εφελκυσμό:</u> $F_{t,Rd}$: Από πειράματα ή $F_{t,Rd} = 1,2 F_{v,Rd}$ (παρ (3), 6.2.1.1)</p>
<p><u>Συνθήκες:</u> $F_{t,Rd} \geq n F_{p,Rd}$</p>
<p>Πεδίο εφαρμογής: ³⁾</p> <p>$e_1 \geq 3 * d$ $p_1 \geq 3 * d$ $2,6 \text{ mm} \leq d \leq 6,4 \text{ mm}$ $e_2 \geq 1,5 * d$ $p_2 \geq 3 * d$</p>
<p>¹⁾ Το λεπτότερο έλασμα συνορεύει με την κεφαλή του πριτσινιού. ²⁾ Τα πριτσίνια δεν χρησιμοποιούνται για παραλαβή εφελκυστικών δυνάμεων. ³⁾ Πριτσίνια μπορούν να χρησιμοποιηθούν και πέραν του ανωτέρω πεδίου εφαρμογής, αν οι αντοχές προσδιοριστούν πειραματικά. ⁴⁾ Συνθήκες ισχύουν αν η σύνδεση πρέπει να έχει ολκιμότητα. Αν δεν ισχύουν οι συνθήκες, η ολκιμότητα πρέπει να προσφέρεται από άλλο στοιχείο.</p>

Γίνεται εύκολα αντιληπτό, ότι οι τύποι αντοχής των πριτσινιών είναι όμοιοι με αυτούς των βιδών, με εξαίρεση όμως την εξόλκευση.

7.2.5: Έλεγχος συνδέσεων με βλήτρα

Τα βλήτρα εφαρμόζονται για συνδέσεις λεπτού – προς – παχύ, ιδιαίτερα για συνδέσεις φύλλων σε τεγίδες αλλά και ζυγώματα από πρότυπες διατομές. Οι αντοχές τους, είναι παρόμοιες όπως των βιδών, και δίνονται στον πίνακα 7.8 .

Πίνακας 7.8: Αντοχές βλήτρων

Βλήτρα σε διάτμηση:	
<u>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:</u> $F_{b,Rd} = 3,2 * f_u * d * t / \gamma_{M_2}$	
<u>Αντοχή καθαρής διατομής:</u> $F_{n,Rd} = A_{net} * f_u / \gamma_{M_2}$	
<u>Αντοχή σε διάτμηση:</u> $F_{v,Rd}$: Προσδιορίζεται πειραματικά	
Συνθήκες: ³⁾ $F_{v,Rd} \geq 1,5 * F_{b,Rd} / (n_f * \beta_{Lf})$ ή $F_{v,Rd} \geq 1,5 * F_{n,Rd}$	
Βλήτρα σε εφελκυσμό:	
<u>Υπερβολική παραμόρφωση του ελάσματος:</u> ¹⁾	
- στατικά φορτία:	$F_{p,Rd} = d_w * t * f_u / \gamma_{M_2}$
- φορτία ανέμου:	$F_{p,Rd} = 0,5 * d_w * t * f_u / \gamma_{M_2}$
<u>Εξόλκευση:</u> $F_{o,Rd}$: προσδιορίζεται πειραματικά	
<u>Αντοχή σε εφελκυσμό:</u> $F_{t,Rd}$: Από πειράματα	
Συνθήκες: ³⁾ $F_{o,Rd} \geq n F_{p,Rd}$ ή $F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd}$	
Πεδίο εφαρμογής: ²⁾	
<u>Γενικά:</u>	
$e_1 \geq 4,5 * d$	$3,7 \text{ mm} \leq d \leq 6,0 \text{ mm}$
$e_2 \geq 4,5 * d$	αν $d = 3,7 \text{ mm}$; $t_{\text{τυρ}} \geq 4,0 \text{ mm}$
$p_1 \geq 4,5 * d$	αν $d = 4,5 \text{ mm}$; $t_{\text{τυρ}} \geq 6,0 \text{ mm}$
$p_2 \geq 4,5 * d$	αν $d = 5,2 \text{ mm}$; $t_{\text{τυρ}} \geq 8,0 \text{ mm}$
<u>Για εφελκυσμό:</u> $0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm}$ $t_{\text{τυρ}} \geq 6,0 \text{ mm}$	
<p>¹⁾ Οι τιμές ισχύουν με την προϋπόθεση ότι ο δακτύλιος είναι αρκετά σκληρός, ώστε να μην παραμορφώνεται υπερβολικά ή αποσχίζεται από την κεφαλή του κοχλία.</p> <p>²⁾ Βλήτρα μπορούν να χρησιμοποιηθούν και πέραν του ανωτέρω πεδίου εφαρμογής, αν οι αντοχές προσδιοριστούν πειραματικά.</p> <p>³⁾ Οι συνθήκες ισχύουν αν η σύνδεση πρέπει να έχει ολκιμότητα. Αν δεν ισχύουν οι συνθήκες, η ολκιμότητα πρέπει να προσφέρεται από άλλο στοιχείο.</p>	

7.3: Διαστασιολόγηση συγκολλητών συνδέσεων

7.3.1: Γενικές παρατηρήσεις

Για τις συγκολλητές συνδέσεις, οι κανόνες για τη διαστασιολόγηση εξωραφών και ραφών οπής και σχισμής για λεπτά ελάσματα ($t > 3$ mm για ραφές οπής και $t > 4$ mm για εξωραφές και ραφές σχισμής), περιλαμβάνονται στον *EN 1993-1-3*. Για παχύτερο υλικό όμως ($t > 4$ mm), ακολουθούνται οι κανόνες του *EN 1993-1-8*. Η κύρια μορφή αστοχίας μιας συγκολλητής σύνδεσης από χάλυβα ψυχρής έλασης είναι η αστοχία ελάσματος / ραφής.

Επιπλέον, στον *EN 1993-1-8*, στην ομάδα 5, δίνονται πληροφορίες για τα πρόσθετα συγκόλλησης, όπως ηλεκτρόδια, σύρματα κλπ. αλλά και για τις μεθόδους συγκόλλησης. Είναι προφανές ότι επιλογή μεθόδων πρέπει να είναι τέτοια, ώστε οι τελικές διαστάσεις να βρίσκονται εντός των επιτρεπόμενων ανοχών. Παράλληλα, οι προδιαγραφές εκτέλεσης του έργου, πρέπει να περιέχουν λεπτομερείς οδηγίες για τις συγκολλήσεις και σε σχέση με τον έλεγχο ποιότητας, τις επιθεωρήσεις ή των δοκιμαστικών πειραμάτων.

Ακόμη, κατά τη διαδικασία της συγκόλλησης γαλβανισμένου χάλυβα, ισχύουν ορισμένες προϋποθέσεις και λαμβάνονται μέτρα για τον καλό εξαερισμό. Η εκτέλεση συγκολλήσεων δεν επιτρέπεται σε θερμοκρασίες μικρότερες από -30°C αλλά και σε υγρές επιφάνειες. Κενό μεταξύ των προς σύνδεση ελασμάτων προ της σημειακής ραφής, δεν πρέπει να υπάρχει καθώς μειώνεται σημαντικά η αντοχή της συγκόλλησης. Προς επίτευξη ομοιόμορφης ποιότητας πρέπει να ελέγχεται και το ρεύμα. Σύμφωνα με τις προδιαγραφές του έργου, προβλέπονται ειδικές μέθοδοι ελέγχου. Απαραίτητος όμως θεωρείται ο οπτικός έλεγχος. Τέλος, η θέση, το μέγεθος και το μήκος της ραφής πρέπει να είναι προδιαγεγραμμένα.

Παρακάτω, παρουσιάζονται αναλυτικά οι κανονισμοί και οι έλεγχοι των εκάστοτε ραφών.

7.3.2: Σημειακές ραφές

Ξεκινώντας από τις σημειακές ραφές, αυτές εκτελούνται με συγκόλληση αντίστασης ή τόξου, σε ελατό ή γαλβανισμένο υλικό πάχους μέχρι 4 mm, υπό την προϋπόθεση ότι το λεπτότερο έλασμα δεν είναι παχύτερο από 3 mm. Πριν την εκτέλεση της συγκόλλησης, απαιτείται η διάνοιξη οπών στα προς σύνδεση ελάσματα. Για τις σχέσεις αντοχής, αυτές προσανατολίζονται στην απόσχιση του υλικού περί τη ραφή και όχι στην αστοχία της ίδιας της ραφής.

Στις σημειακές ραφές χρησιμοποιούνται τα εξής σύμβολα:

A_{net} : εμβαδόν καθαρής διατομής συνδεόμενων ελασμάτων

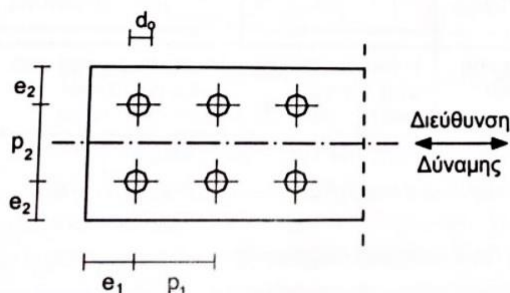
n_w : αριθμός σημειακών ραφών της σύνδεσης

t : πάχος λεπτότερου ελάσματος της σύνδεσης [mm]

t_1 : πάχος παχύτερου ελάσματος της σύνδεσης

d_s : διάμετρος ραφής

Οι ακραίες αποστάσεις e_1 και e_2 και οι αποστάσεις p_1 και p_2 δίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 7.5: Ακραίες αποστάσεις e_1 και e_2 και αποστάσεις p_1 και p_2

Στον παρακάτω πίνακα, δίνονται οι σχέσεις ελέγχου ραφών οπής υπό διάτμηση.

Πίνακας 7.9: Αντοχές σημειακών ραφών

Διάτμηση σημειακών ραφών:	
<u>Αντοχή σε απόσχιση και σύνθλιψη άντυγας:</u>	
- αν $t \leq t_1 \leq 2,5t$	$F_{tb,Rd} = 2,7 * \sqrt{t} * d_s * f_u / \gamma_{M_2}$
- αν $t_1 \geq 2,5t$	$F_{tb,Rd} = 2,7 * \sqrt{t} * d_s * f_u / \gamma_{M_2}$, αλλά $F_{tb,Rd} \leq 0,7 * d_s^2 * f_u / \gamma_{M_2}$ και $F_{tb,Rd} \leq 3,1 * t * d_s * f_u / \gamma_{M_2}$
<u>Αντοχή άκρου:</u> $F_{e,Rd} = 1,4 * t * e_1 * f_u / \gamma_{M_2}$	
<u>Αντοχή καθαρής διατομής:</u> $F_{n,Rd} = A_{net} * f_u / \gamma_{M_2}$	
<u>Αντοχή σε διάτμηση:</u>	
$F_{v,Rd} = \frac{\pi}{4} * d_s^2 * f_u / \gamma_{M_2}$	
<u>Συνθήκες:</u> $F_{v,Rd} \geq 1,25 * F_{tb,Rd}$ ή $F_{v,Rd} \geq 1,25 * F_{e,Rd}$ ή $F_{v,Rd} \geq 1,25 * F_{n,Rd} / n_w$	
Πεδίο εφαρμογής:	
$2 * d_s \leq e_1 \leq 6 * d_s$	$3 * d_s \leq p_1 \leq 8 * d_s$
$e_2 \leq 4 * d_s$	$3 * d_s \leq p_2 \leq 6 * d_s$

Η διάμετρος σημειακής ραφής d_s , προσδιορίζονται με τις παρακάτω σχέσεις:

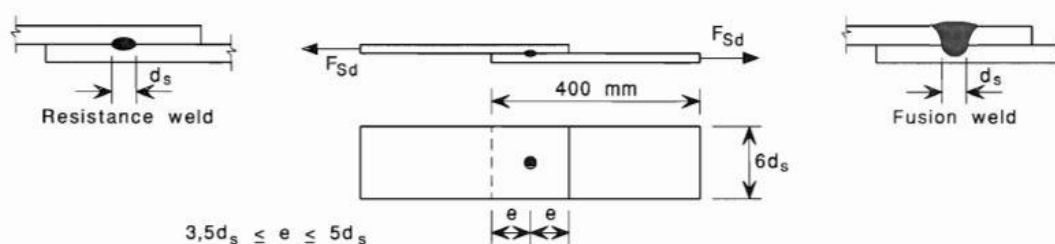
- για συγκόλληση τόξου:

$$d_s = 0,5 * t + 5 \text{ mm} \quad (7.6\alpha)$$

- για συγκόλληση αντίστασης:

$$d_s = 5 * \sqrt{t} \quad (7.6\beta)$$

Όμως, η διάμετρος d_s που επιτυγχάνεται με τη μέθοδο συγκόλλησης, πρέπει να ελέγχεται πειραματικά. Αυτό συμβαίνει με τη βοήθεια πειραμάτων διάτμησης σε ενώσεις υπερκάλυψης, όπως φαίνονται και στο σχήμα 7.6.



Σχήμα 7.6: Δοκίμια πειραμάτων διάτμησης σημειακών ραφών

7.3.3: Σημειακές ραφές τόξου

Ένας τύπος σημειακών ραφών, είναι οι σημειακές ραφές τόξου. Αποτελούνται από τις ραφές σχισμής και οπής και η κύρια διαφορά τους από τις ραφές που προαναφέρθηκαν, είναι ότι δεν απαιτείται διάνοιξη οπών στα ελάσματα πριν τη συγκόλληση. Η εκτέλεση της συγκόλλησης, γίνεται με τήξη του άνω φύλλου και ένωση των ελασμάτων με τη βοήθεια προσθήκης ηλεκτροδίων. Για να επιτραπεί η εκτέλεση τέτοιων ραφών, το συνολικό πάχος των συνδεόμενων ελασμάτων ή το πάχος του λεπτότερου ελάσματος πρέπει να είναι μικρότερο από 4 mm. Για ελάσματα με πάχη μικρότερα από 0,7 mm, πρέπει να προβλέπονται συγκολλητά περικόχλια ώστε να εξασφαλίζεται η πλήρης τήξη και η αποφυγή της καύσης.

Ωστόσο, υπάρχουν περιορισμοί για τις αποστάσεις των ραφών, και παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω:

1. Η ελάχιστη απόσταση στη διεύθυνση της δύναμης από το κέντρο της ραφής μέχρι το άκρο της επόμενης ραφής ή το άκρο του ελάσματος είναι:

- αν $f_u/f_y \leq 1,15$

$$e_{min} = 1,8 * \frac{F_{w,Ed}}{t * f_u / \gamma_{M_2}} \quad (7.7\alpha)$$

- αν $f_u/f_y \geq 1,15$

$$e_{min} = 2,1 * \frac{F_{w,Ed}}{t * f_u / \gamma_{M_2}} \quad (7.7\beta)$$

όπου $F_{w,Ed}$: δύναμη σχεδιασμού της ραφής.

2. Η ελάχιστη ακραία απόσταση παράλληλα ή κάθετα στη διεύθυνση της δύναμης από το κέντρο κυκλικής ραφής μέχρι το άκρο του ελάσματος είναι $1,5d_w$, όπου d_w η ορατή διάμετρος της ραφής.
3. Η αντίστοιχη ελάχιστη καθαρή απόσταση από το άκρο της ραφής μορφής διαμήκους σχισμής μέχρι το άκρο του ελάσματος είναι $1,0 d_w$.

Για τον σχεδιασμό των σημειακών ραφών τόξου και τον υπολογισμό της αντοχής τους, απαιτείται ο διαχωρισμός τους σε ραφές οπής και ραφές σχισμής.

ο Ραφές οπής

Ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής μιας ραφής οπής, γίνεται σύμφωνα με την σχέση:

$$F_{w,Rd} = (\pi/4) * d_s^2 * 0,625 * f_{uw} / \gamma_{M_2} \quad (7.8)$$

όπου f_{uw} : εφελκυστική αντοχή των ηλεκτροδίων.

Η $F_{w,Rd}$ της εξίσωσης 6.8 δίνει την αντοχή της ίδιας της ραφής. Για τον προσδιορισμό της αντοχής των συνδεόμενων ελασμάτων δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την περιμετρική αντοχή των ελασμάτων που δίνεται από την σχέση:

- αν $d_p / \sum t \leq 18 * (420 / f_u)^{0,5}$:

$$F_{w,Rd} = 1,5 * d_p * \sum t * f_u / \gamma_{M_2} \quad (7.9\alpha)$$

- αν $18 * (420 / f_u)^{0,5} < d_p / \sum t < 30 * (420 / f_u)^{0,5}$:

$$F_{w,Rd} = 27 * (420 / f_u)^{0,5} * (\sum t)^2 * f_u / \gamma_{M_2} \quad (7.9\beta)$$

- αν $d_p / \sum t \geq 30 * (420 / f_u)^{0,5}$:

$$F_{w,Rd} = 0,9 * d_p * \sum t * f_u / \gamma_{M_2} \quad (7.9\gamma)$$

Η ενεργός περιφερειακή διάμετρος της ραφής, d_p , η οποία είναι μια μέση διάμετρος διαμέσου των συγκολλημένων φύλλων, υπολογίζεται από διαφορετικές σχέσεις, ανάλογα με τα φύλλα συγκόλλησης. Αναλυτικά:

- ο Για ένα συνδεόμενο φύλλο ή στοιχείο πάχους t :

$$d_p = d_w - t \quad (7.10\alpha)$$

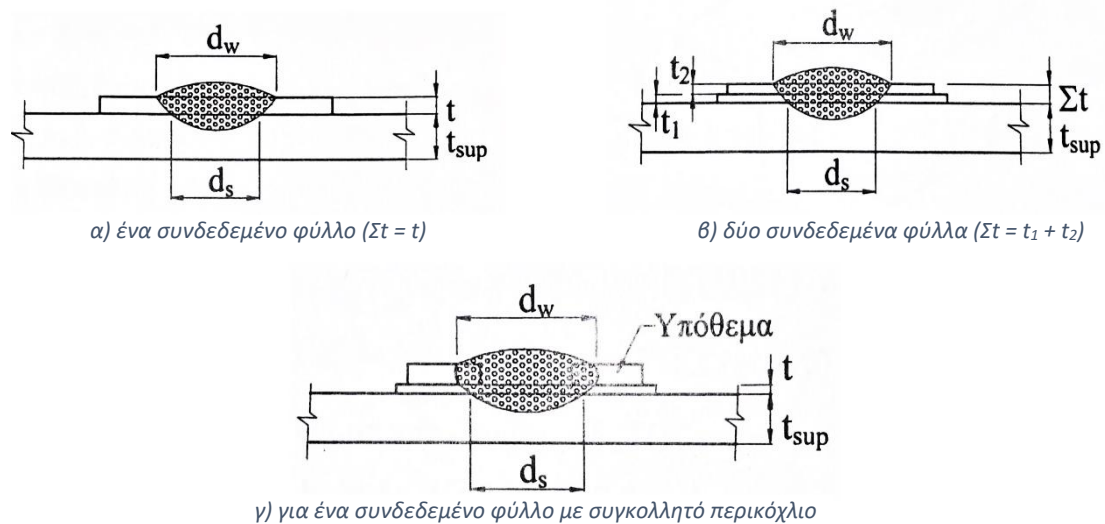
- ο Για περισσότερα συνδεδεμένα φύλλα συνολικού πάχους $\sum t$:

$$d_p = d_w - 2 * \sum t \quad (7.10\beta)$$

Στα παρακάτω σχήματα δίνονται παραδείγματα ραφών οπής. Η διάμετρος της ραφής d_s δίνεται από την σχέση:

$$d_s = 0,7d_w - 1,5 \sum t \text{ αλλά } d_s \geq 0,55d_w \quad (7.11)$$

όπου d_w η ορατή διάμετρος της ραφής.



Σχήμα 7.7: Ραφές οπής

ο Ραφές σχισμής

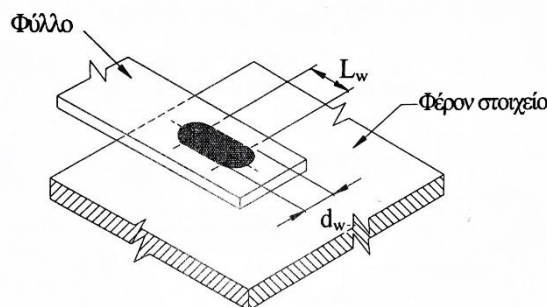
Οι ραφές σχισμής, έχουν όμοια συμπεριφορά με τις ραφές οπής. Η διατμητική τους αντοχή δίνεται από την σχέση:

$$F_{w,Rd} = [(\pi/4) * d_s^2 + L_w * d_s] * 0,625 * f_{uw} / \gamma_{M_2} \quad (7.12)$$

Για τους λόγους που προαναφέρθηκαν, η αντοχή ραφής δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την περιμετρική αντοχή των ελασμάτων, που δίνεται από την σχέση:

$$F_{w,Rd} = (0,5 * L_w + 1,67 * d_p) * \sum t * f_u / \gamma_{M_2} \quad (7.13)$$

όπου L_w : μήκος ραφής, όπως φαίνεται και στο σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 7.8: Μήκος ραφής σχισμής

7.3.4: Εξωραφές υπερκάλυψης

Ο τελευταίος τύπος ραφών, είναι οι εξωραφές υπερκάλυψης. Σ' αυτήν την περίπτωση ραφών, το πάχος των συνδεόμενων ελασμάτων πρέπει να είναι μικρότερο από 4 mm. Επιλέγονται οι διαστάσεις της ραφής, έτσι ώστε η αντοχή της σύνδεσης να καθορίζεται από το πάχος του συνδεόμενου τμήματος και όχι από την ίδια τη ραφή. Αν το πάχος ραφής είναι τουλάχιστον ίσο με το πάχος του ελάσματος, τότε η συνθήκη ικανοποιείται. Παράλληλα, οι σχέσεις αντοχής προσανατολίζονται στην απόσχιση του υλικού περί τη ραφή και όχι στην αστοχία της ίδιας της ραφής. Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας λαμβάνεται ίσος με $\gamma_{M2} = 1,25$.

Παρακάτω, δίνονται οι τύποι για την αντοχή εξωραφής $F_{w,Rd}$:

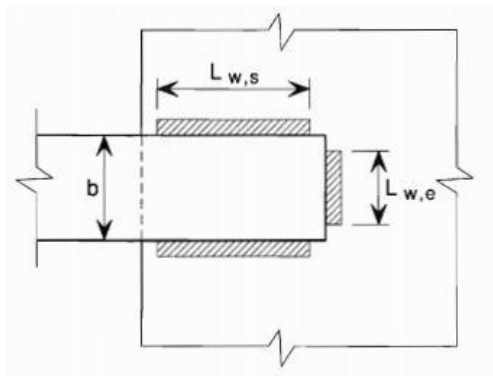
- για μια πλευρά πλευρικής διπλής εξωραφής:

$$F_{w,Rd} = t * L_{w,s} * (0,9 - 0,45 * L_{w,s}/b) * f_u / \gamma_{M2} \quad \text{αν } L_{w,s} \leq b \quad (7.14\alpha)$$

$$F_{w,Rd} = 0,45 * t * b * f_u / \gamma_{M2} \quad \text{αν } L_{w,s} > b \quad (7.14\beta)$$

- για μετωπική εξωραφή:

$$F_{w,Rd} = t * L_{w,e} * (1 - 0,3 * L_{w,e}/b) * f_u / \gamma_{M2} \quad \text{για μία ραφή, όταν } L_{w,s} \leq b \quad (7.14\gamma)$$



Σχήμα 7.9: Σύνδεση με εξωραφές

Στο σχήμα παρουσιάζεται η σύνδεση με εξωραφές υπερκάλυψης, με τα εξής σύμβολα:

b : πλάτος του συνδεόμενου τμήματος ή ελάσματος

$L_{w,e}$: ενεργό μήκος μετωπικής εξωραφής

$L_{w,s}$: ενεργό μήκος πλευρικής εξωραφής.

Επίσης, σε περίπτωση συνδυασμού μετωπικών και πλευρικών εξωραφών, η αντοχή της σύνδεσης μπορεί να υπολογισθεί από το άθροισμα των επιμέρους αντοχών. Το ενεργό μήκος εξωραφών, L_w , θεωρείται ίσο με το συνολικό μήκος, συμπεριλαμβανομένου του μήκους περί τη γωνία. Δεν χρειάζεται μείωση του ενεργού μήκους στην αρχή ή στο τέλος της ραφής, υπό την προϋπόθεση πάντα, ότι η ραφή συγκολλάται με το πλήρες πάχος σε όλο το μήκος.

Κεφάλαιο 8: Πυροπροστασία

8.1: Γενικά

Σοβαρός κίνδυνος για τις κατασκευές και ειδικά τις μεταλλικές αποτελεί η φωτιά. Τα υλικά λόγω της μεταβολής της θερμοκρασίας υφίστανται αλλαγές των χαρακτηριστικών τους ιδιοτήτων αλλά και των αντοχών τους. Οι αλλαγές αυτές είναι συνδεδεμένες πάντα με το ρυθμό αύξησης της θερμοκρασίας.

Συνήθως, η αύξηση της θερμοκρασίας ενός σώματος, οδηγεί σε μείωση της αντοχής του επειδή η ενέργεια η οποία λαμβάνει το υλικό, βοηθά στην γρηγορότερη κίνηση των δεσμών συνοχής των μορίων του. Η αντοχή του χάλυβα μηδενίζεται στους 927°C, τα προβλήματα ωστόσο είναι ορατά από τους 450 έως τους 600°C. Επομένως, αν δεν εμποδιστεί η αύξηση της θερμοκρασίας υπάρχει σοβαρό ενδεχόμενο κατάρρευσης της κατασκευής.

Κατά το σχεδιασμό μιας κατασκευής είναι αναγκαίος ο προσδιορισμός του χρόνου που μεσολαβεί από την έναρξη της πυρκαγιάς ως την κατάρρευση της, ο χρόνος αυτός ονομάζεται δείκτης πυραντίστασης.

8.2: Μεταβολή ιδιοτήτων χάλυβα

Για ένα συνηθισμένο ρυθμό αύξησης της θερμοκρασίας από 2 έως 50°C/min, τόσο οι μηχανικές όσο και οι θερμικές ιδιότητες του χάλυβα περιγράφονται από τον ευρωκώδικα EC 3.1.2. Αν εξαιρεθεί η πυκνότητα η οποία θεωρείται σταθερή και ίση με $\rho_a=7850\text{kg/m}^3$, οι υπόλοιπες ιδιότητες μεταβάλλονται όπως περιγράφεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 8.1: Εξισώσεις των επιμέρους τμημάτων της καμπύλης του σχήματος 8.1

	$\sigma=$	$E=$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon * E_{\alpha,\theta}$	$E_{\alpha,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + \frac{b}{\alpha} [\alpha^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{\alpha [\alpha^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,b} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0,00	-

Όπου, $\varepsilon_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{E_{\alpha,\theta}}$, $\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$, $\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$, $\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$

$$\alpha^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) * (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{\alpha,\theta}})$$

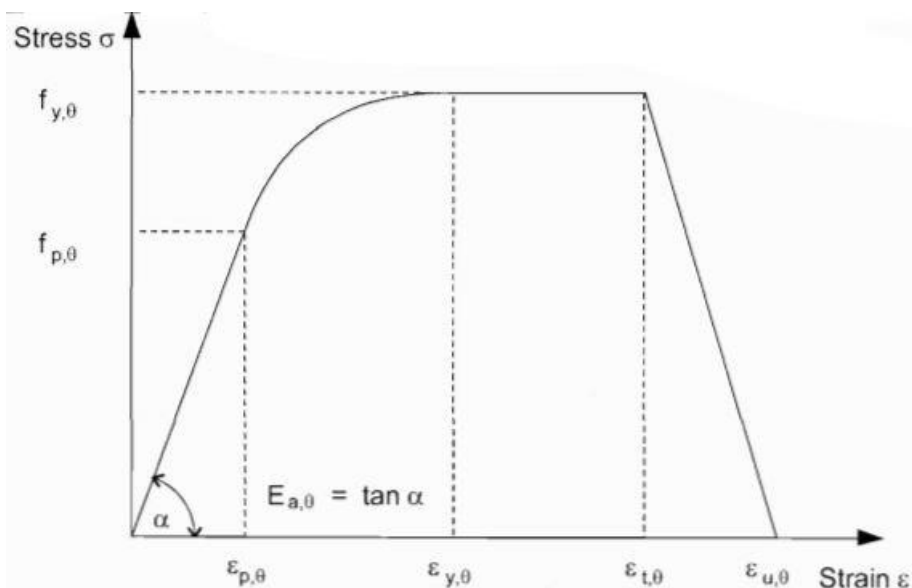
$$b^2 = c * (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) * E_{\alpha,\theta} + c^2$$

$$c = \frac{(f_{y,b} - f_{p,b})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) * E_{\alpha,\theta} - 2(f_{y,b} - f_{p,b})}$$

A) Μηχανικές ιδιότητες

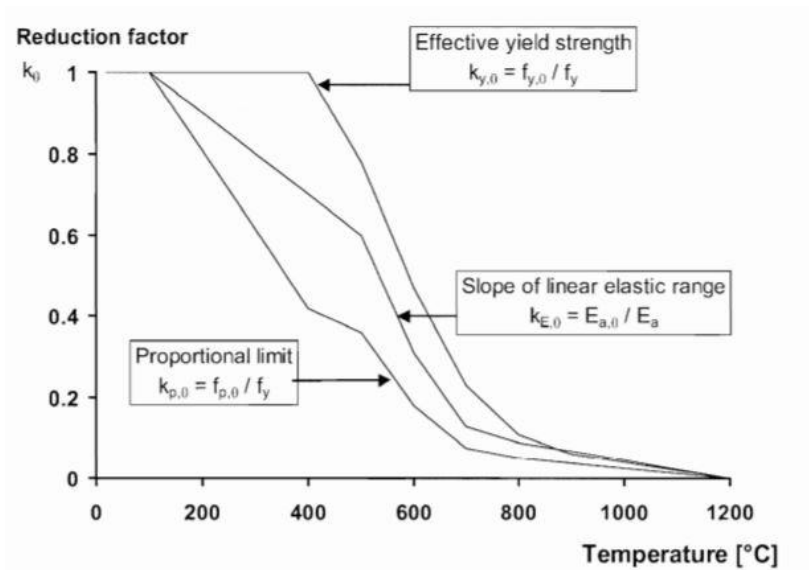
Η σχέση τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων δίνεται από το διάγραμμα παρακάτω και αφορά σε καταπόνηση εφελκυσμού, θλίψης και διάτμησης. Οι εξισώσεις των επιμέρους τμημάτων της καμπύλης δίνονται από τον παραπάνω πίνακα. Οι συντελεστές $f_{y,\theta}$, $f_{p,\theta}$, $E_{a,\theta}$ αλλάζουν με τη μεταβολή της θερμοκρασίας όπως περιγράφουν οι παρακάτω σχέσεις, στις οποίες $K_{y,\theta}$, $K_{p,\theta}$, $K_{E,\theta}$ μειωτικοί συντελεστές οι οποίοι εξαρτώνται επίσης από τη θερμοκρασία θ και δίνονται σε επόμενο σχήμα.

$$\left. \begin{aligned} f_{y,\theta} &= K_{y,\theta} * f_y \\ f_{p,\theta} &= K_{p,\theta} * f_y \\ E_{a,\theta} &= K_{E,\theta} * E_\alpha \end{aligned} \right\} \quad (8.1)$$



Key:	$f_{y,\theta}$	effective yield strength;
	$f_{p,\theta}$	proportional limit;
	$E_{a,\theta}$	slope of the linear elastic range;
	$\epsilon_{p,\theta}$	strain at the proportional limit;
	$\epsilon_{y,\theta}$	yield strain;
	$\epsilon_{t,\theta}$	limiting strain for yield strength;
	$\epsilon_{u,\theta}$	ultimate strain.

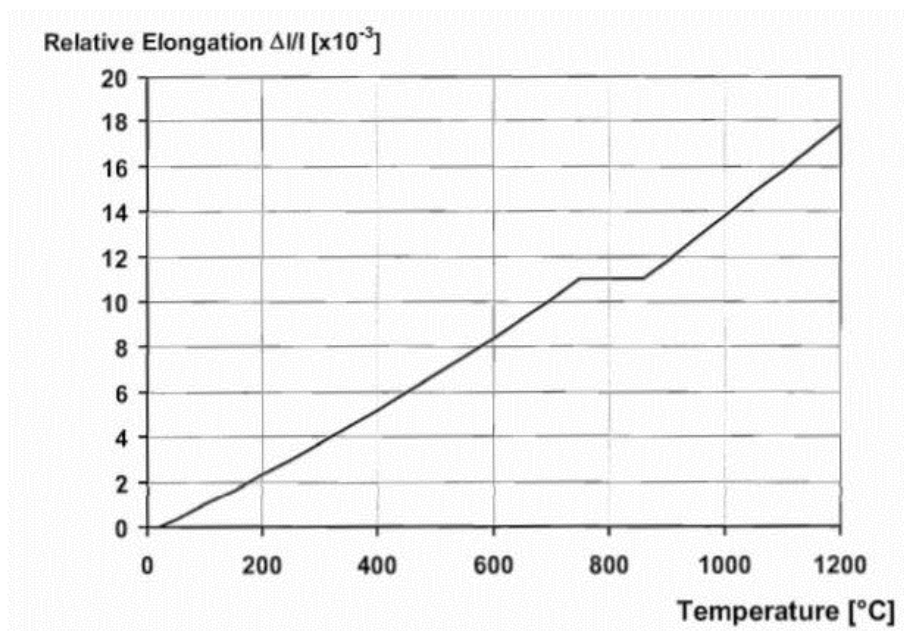
Σχήμα 8.1: Σχέσης τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων



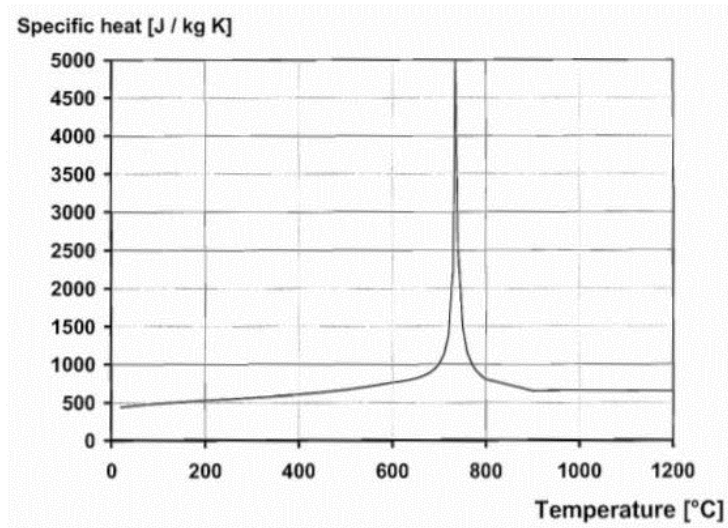
Σχήμα 8.2: Καμπύλες μειωτικών συντελεστών

B) Θερμικές ιδιότητες

Ο συντελεστής θερμικής διαστολής μεταβάλλεται όπως φαίνεται στο σχήμα 8.3 ενώ η ειδική θερμότητα όπως στο σχήμα 8.4. Αξίζει να σημειωθεί πως η ειδική θερμότητα, για απλούς υπολογισμούς, λαμβάνεται ίση με $600\text{J/kg } ^{\circ}\text{K}$.



Σχήμα 8.3: Καμπύλη συντελεστή θερμικής διαστολής



Σχήμα 8.4: Καμπύλη ειδικής θερμότητας

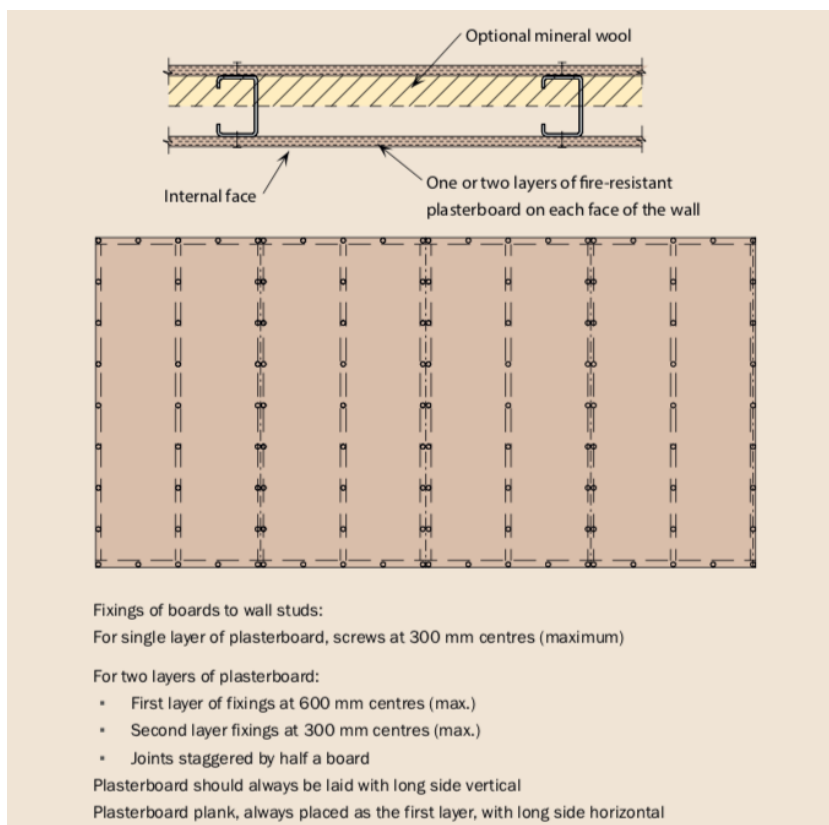
8.3: Πυροπροστασία διατομών ψυχρής έλασης

Η πυρασφάλεια των δομικών στοιχείων από διατομές ψυχρής έλασης σε πατώματα και τοίχους παρέχεται συνήθως από γυψοσανίδες με μεγάλη αντοχή στη φωτιά, όπως παρουσιάζεται στις εικόνες παρακάτω. Πιο αναλυτικά η γυψοσανίδα ως προς την πυροπροστασία, παρέχει τα εξής:

- Για φέροντες τοίχους ή τοίχους πλήρωσης χαλύβδινων πλαισίων επιτυγχάνεται αντοχή στη φωτιά για 30 λεπτά μόνο με ένα στρώμα γυψοσανίδας σε κάθε όψη του χαλύβδινου στηρίγματος.
- Για φέροντες τοίχους, επιτυγχάνεται 60 λεπτά αντοχή στη φωτιά με ένα μόνο στρώμα γυψοσανίδας 12,5mm με κλιμακωτές αρθρώσεις σε κάθε όψη ενός χαλύβδινου τοίχου.
- Για διαχωριστικούς τοίχους, επιτυγχάνεται αντίσταση στη φωτιά για 60 λεπτά, με την προσθήκη δύο στρώσεων γυψοσανίδας πάχους 15mm με κλιμακωτές αρθρώσεις, ξανά σε κάθε όψη ενός χαλύβδινου τοίχου.
- Για δάπεδα, επιτυγχάνεται αντοχή στη φωτιά, διάρκειας 30 λεπτών με την τοποθέτηση T&G πάχους 18mm σε ελαφρές χαλύβδινες συνδέσεις και γυψοσανίδα κάτω από τα δοκάρια. Οι δοκοί γεμίζονται πριν τη συγκόλληση.
- Για δάπεδα, εξασφαλίζεται αντοχή στη φωτιά διάρκειας 60 λεπτών με ένα στρώμα γυψοσανίδας ανθεκτικής στη φωτιά, πάχους 12,5mm πάνω σε τυπική γυψοσανίδα με αρμούς κάτω από τα δοκάρια και τουλάχιστον 18mm T&G στην κορυφή.

Για διαχωριστικούς τοίχους και δάπεδα είναι συνήθως αναγκαίο να αυξηθεί το πάχος της ανθεκτικής σε φωτιά γυψοσανίδας, σε 2 * 15mm για να ικανοποιηθούν και οι ανάγκες σε ηχομόνωση. Τα υλικά επένδυσης αναπτύσσονται συνεχώς και οι κατασκευαστές μπορούν να χρησιμοποιήσουν εναλλακτικά, πιο οικονομικά υλικά και διαμορφώσεις για να επιτύχουν τα παραπάνω επίπεδα πυροπροστασίας. Οι δοκιμές πυρκαγιάς σε τοίχους με ράβδους ανθεκτικές στον ήχο έχουν δείξει πως οι ελαστικές ράβδοι δεν έχουν δυσμενείς επιπτώσεις σε περίπτωση φωτιάς σε φέροντα τοίχο.

Εξίσου αποτελεσματικές απέναντι στην πυρκαγιά είναι οι σανίδες τσιμέντου. Όταν χρησιμοποιούνται παραπάνω από ένα στρώμα σανίδων, οι αρμοί πρέπει να τοποθετούνται κλιμακωτά για να μεγιστοποιήσουν την ανθεκτικότητα στη φωτιά. Οι σανίδες, των οποίων το πάχος κυμαίνεται από 12,50mm έως 15mm και πρέπει να προσαρτώνται από μέλη πλαισίου με βίδες στερέωσης σε απόσταση από όχι μεγαλύτερη των 150mm εσωτερικά για τοίχους και 230mm εσωτερικά για οροφές.



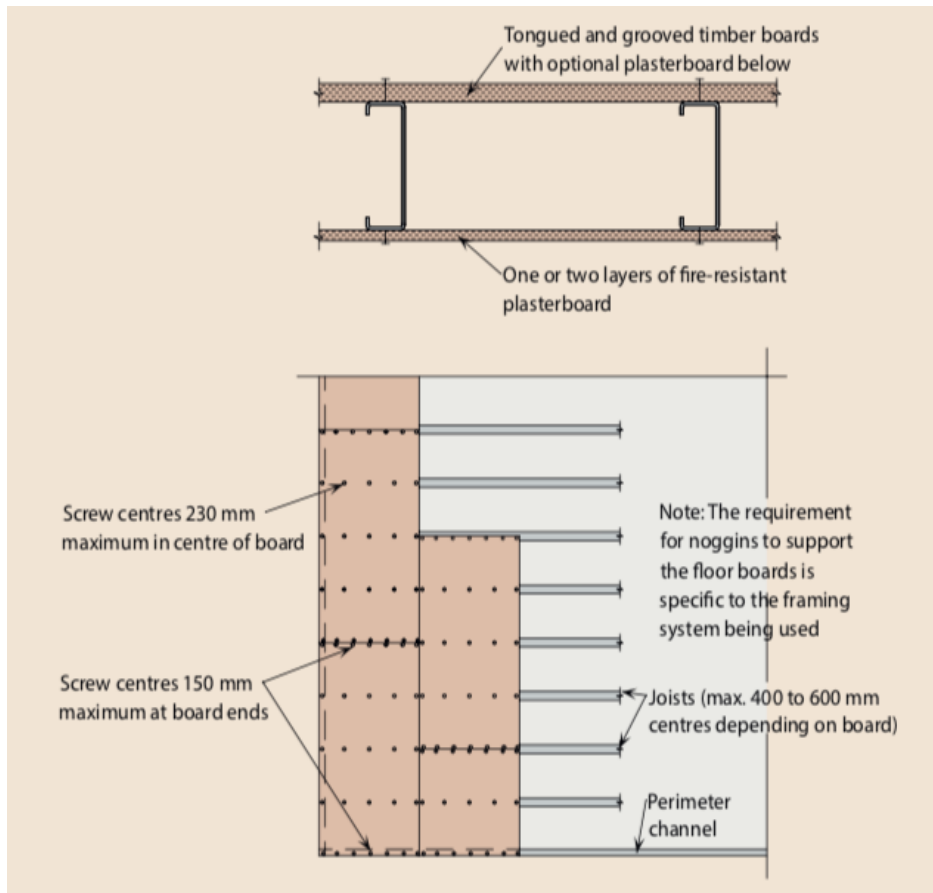
Εικόνα 8.1: Πυροπροστασία μελών σε τοίχο

8.3.1: Τοίχοι και δάπεδα διαμερισμάτων

Όταν πρόκειται για οικιστική κατασκευή, κάθε κατοικία σχηματίζει ένα ξεχωριστό διαμέρισμα πυρκαγιάς. Είναι απαραίτητη η επίτευξη αντοχής σε πυρκαγιά για 60 λεπτά για όλους τους τοίχους και τα δάπεδα που χωρίζουν τους χώρους. Σε περιπτώσεις ξενοδοχείων ή κοινόβιων οικιών, απαιτείται διαμερισμός μόνο των ορόφων.

Οι τοίχοι και τα δάπεδα των διαμερισμάτων συνήθως λειτουργούν επίσης ως ακουστικές διαχωριστικές κατασκευές. Τα μέτρα για την πυροπροστασία θα βοηθήσουν επίσης στην επίτευξη βελτιωμένης ακουστικής απόδοσης.

Πρέπει να προβλεφθούν φράγματα κοιλότητας ή στάσεις πυρκαγιάς γύρω από οποιοδήποτε διεισδύσεις μέσω πυρίμαχων τοιχομάτων, σύμφωνα με τους κανονισμούς δόμησης. Συνήθως χρησιμοποιούνται πυρκαγιά ενισχυμένα με σύρμα πάχους 50mm (ή στόμα από πολυαιθυλένιο), τοποθετημένα σε οποιοδήποτε συνθήκες γύρω από τα δάπεδα των διαμερισμάτων και τους τοίχους για την αποτροπή της εξάπλωσης καπνού μεταξύ διαμερισμάτων.



Εικόνα 8.2: Πυροπροστασία μελών σε όροφο

8.3.2:Επιφανειακή εξάπλωσης φλόγας

Απαιτούνται εξωτερικές επενδύσεις, με περιορισμένη καύση και Ευρωπαϊκή κλάση B (βρετανική κλάση 0) εξάπλωσης φλόγας για εξωτερικούς τοίχους 1,00m από το όριο του χώρου και για κτίρια ύψους άνω των 20 μέτρων. Υπάρχουν επίσης περιορισμοί στις περιοχές ανοίγματος. Οι βαθμολογίες μπορούν να ικανοποιηθούν επιτυγχάνοντας συγκεκριμένα το Ευρωπαϊκό πρότυπο δοκιμής BS EN 13501-1(βρετανικό πρότυπο BS 476-7). Ο πίνακας δείχνει τυπικές ταξινομήσεις επιφάνειας φλόγας για υλικά επένδυσης.

Πίνακας 8.2: Ταξινόμηση επιφάνειας φλόγας

CLASSIFICATION	MATERIAL
Class 0 (European Class B)	Brickwork
	Cement render
	Tile and slate hanging
	Cement bonded particle board
	Cement fibre board
Class 1	Wood based materials treated with flame retardant finish to class 0
	Wood based materials treated with flame retardant finish to class 1

8.4: Πυροπροστασία κατά την κατασκευή

Η πυρασφάλεια κατά την κατασκευή είναι ένα από τα σημαντικότερα στάδια της. Ωστόσο, οι λεπτότοιχες διατομές διαθέτουν τα παρακάτω ευεργετικά χαρακτηριστικά όσον αφορά την πυρασφάλεια κατά την κατασκευή:

- Ο χάλυβας δεν είναι εύφλεκτός και έτσι δεν αυξάνεται το θερμικό φορτίο του κτιρίου λόγω πυρκαγιάς.
- Η γυψοσανίδα δεν είναι εύφλεκτη και παρέχει αντοχή στη φωτιά λόγω των μονωτικών ιδιοτήτων της και της αυξημένης περιεκτικότητας σε νερό που διαθέτει εξ ορισμού.
- Το φυσικό μαλλί ή ο υαλοβάμβακας μπορούν να χρησιμοποιηθούν ταυτόχρονα ως ακουστική και θερμική μόνωση. Είναι μη εύφλεκτα υλικά και δεν αυξάνουν το θερμικό φορτίο σε περίπτωση πυρκαγιάς.
- Οι αρθρωτές μονάδες είναι επενδεδυμένες με γυψοσανίδες ή παρόμοιο υλικό και είναι εξοπλισμένες με εξωτερικό περίβλημα. Εάν η πυρκαγιά ξεκινούσε σε συγκεκριμένο τμήμα θα ήταν πλήρως περιορισμένη.
- Όταν εξασφαλίζεται πυροπροστασία από γυψοσανίδες, δοκιμές αποδεικνύουν ότι η θερμοκρασία των λεπτότοιχων μελών χάλυβα παραμένει κάτω από 100°C σε πραγματική πυρκαγιά με διάρκεια έως και το 80% της καθορισμένης περιόδου αντίστασης στη φωτιά και έτσι ο ελαφρύς χάλυβας μπορεί να επαναχρησιμοποιηθεί μετά την πυρκαγιά.
- Οι συνδέσεις των μεταλλικών μελών είναι πολύ ανθεκτικές στη φωτιά και δεν αστοχούν πριν από τα συνδεόμενα μέλη.

Τα ελαφρά χαλύβδινα πλαίσια και οι κασέτες δαπέδου μπορούν να παραδοθούν ως μεγάλα προκατασκευασμένα στοιχεία και ανυψώνονται στη θέση τους με τη βοήθεια γερανού. Δεν είναι εύφλεκτα, εκτός από το σημείο τοποθέτησης στο δάπεδο το οποίο έχει χαμηλό θερμικό φορτίο λόγω φωτιάς. Για κατασκευή από χάλυβα ψυχρής έλασης, δηλαδή ελαφρά κατασκευή είναι εξαιρετικά χαμηλές οι τιμές των εύφλεκτων αποβλήτων.

Γενικά, οι δέσμες οι παλέτες μόνωσης αποθηκεύονται εξωτερικά, καθώς θα εγκατασταθούν στο εξωτερικό των ελαφρών χαλύβδινων τοίχων και ορόφων. Οποιοδήποτε προϊόν ξυλείας τοποθετούνται μετά τη συναρμολόγηση της οροφής και των πλακών τοίχου, όποτε το ελαφρύ πλαίσιο από χάλυβα είναι πλήρως προστατευμένο από την πυρκαγιά ως προς την περίοδο αντοχής σχεδιασμού. Επομένως, οι ελαφριές χαλύβδινες κατασκευές έχουν μικρό κίνδυνο πυρκαγιάς κατά την κατασκευή, χάρη στη μη καύση των χρησιμοποιούμενων υλικών και την έγκαιρη διαδικασία της κατασκευής.

Τέλος, δεν είναι απαραίτητο να χωριστεί σε στάδια η κατασκευή ενός έργου από ελαφρές χαλύβδινες διατομές, προκειμένου να μειωθεί ο κίνδυνος πυρκαγιάς εφόσον αυτές φέρουν χαμηλό θερμικό φορτίο λόγω πυρκαγιάς αλλά ούτε και κινδυνεύουν παρακείμενα κτίρια.

Κεφάλαιο 9: Εφαρμογές λεπτότοιχων διατομών

9.1: Γενικά

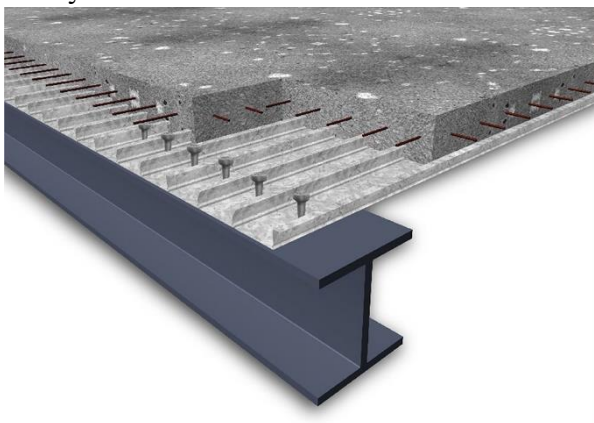
Οι πιο διαδεδομένες εφαρμογές λεπτότοιχων μελών ψυχρής έλασης είναι οι :

- Τηγίδες και μηκίδες



Εικόνα 9.1: Τηγίδες – Μηκίδες

- Σύμμικτες πλάκες



Εικόνα 9.2: Σύμμικτη πλάκα

- Δικτυώματα



Εικόνα 9.3: Μεταλλικός σκελετός κατοικίας

- Βιομηχανικά ράφια



Εικόνα 9.4: Βιομηχανικά ράφια

- Κύριος φορέας



Εικόνα 9.5: Κύριος φορέας μεταλλικού κτιρίου

- Πετάσματα (πάνελ) για κατοικίες



Εικόνα 9.6α: Κυματοειδή μεταλλικά πάνελ



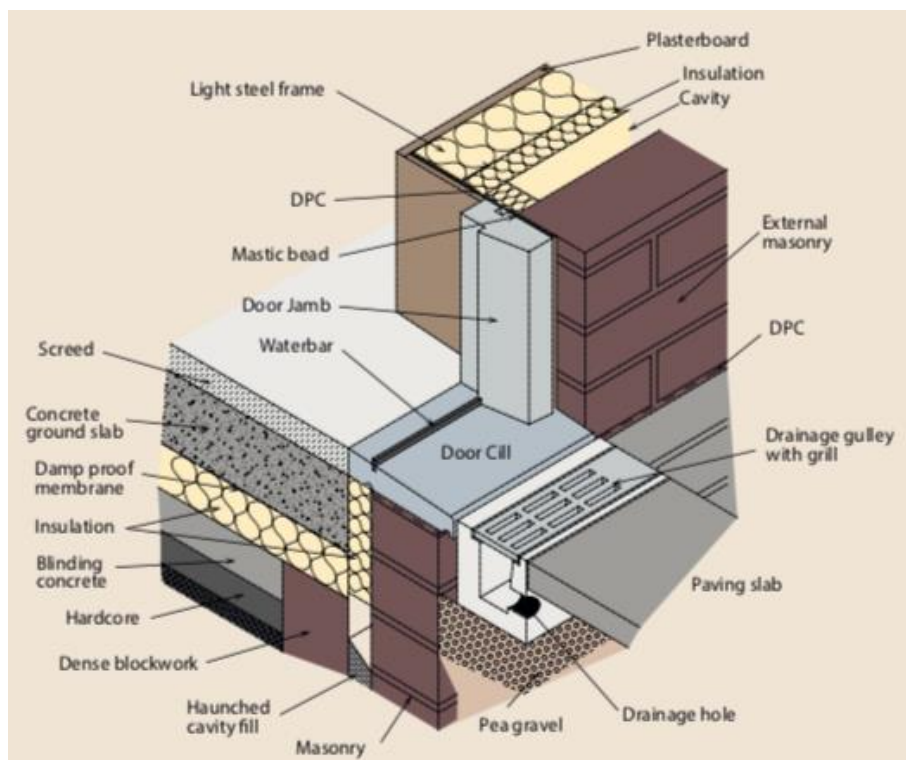
Εικόνα 9.6β: Πλαγιοκάλυψη με πάνελ

- Γεωργικά σιλό



Εικόνα 9.7: Γεωργικά σιλό

- Χωροδικτύωματα
- Πλαίσια με κωχλιοτούς κόμβους για βιομηχανικά κτίρια
- Κελυφωτές κατασκευές
- Διαχωριστικά δωματίων σε κατοικίες



Εικόνα 9.9: Οικοδομικές λεπτομέρειες

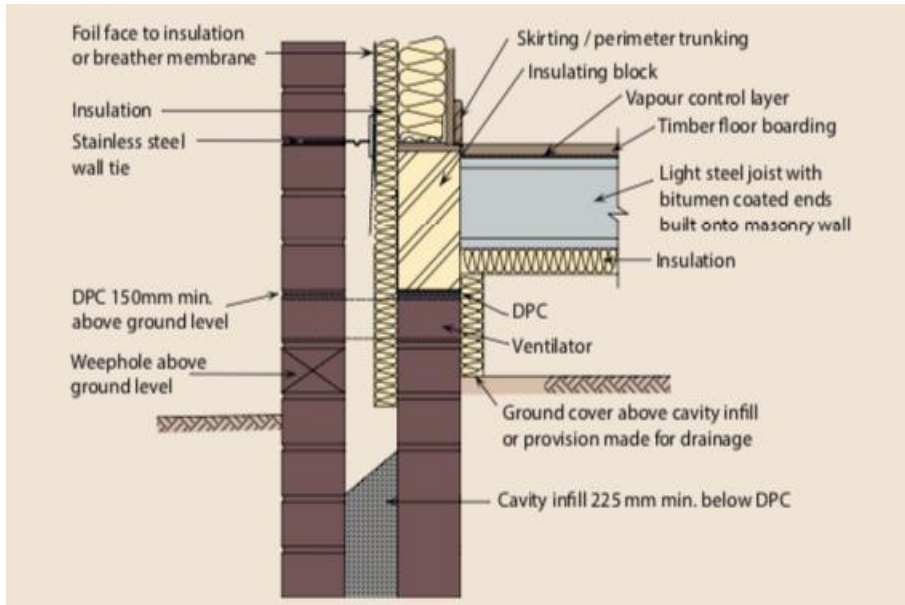
9.2.2: Σχεδιασμός ισογείου

Τα δάπεδα των ισογείων μπορεί να είναι δύο ειδών το πρώτο με ρουλεμάν προσαρτημένα στο έδαφος ή αναρτώμενα. Τα αναρτώμενα ισόγεια είναι χρησιμοποιούνται ευρέως, ιδιαίτερα όταν οι συνθήκες του εδάφους είναι κακές.

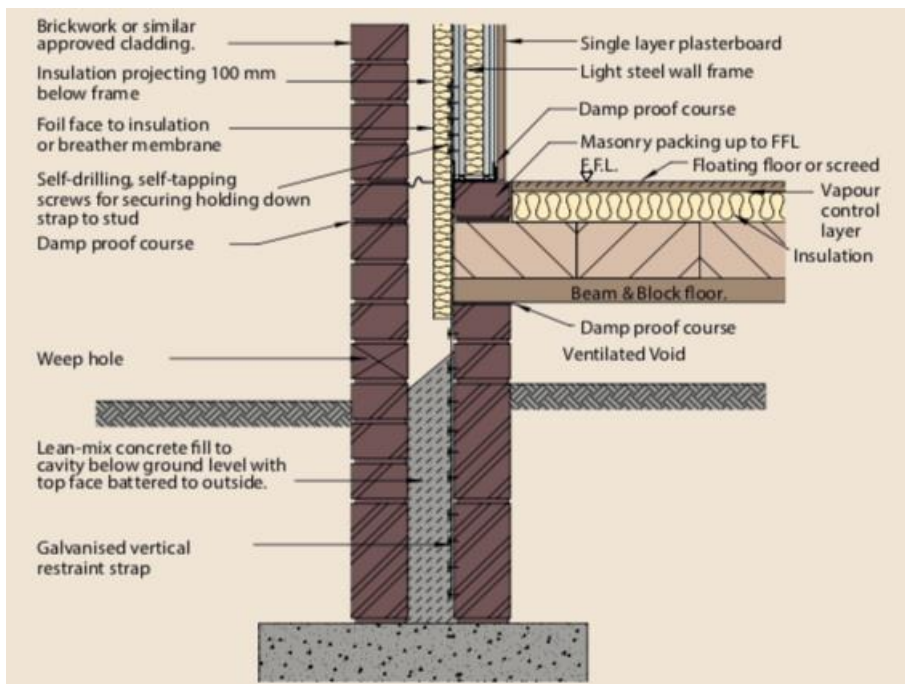
Τα ισόγεια με ανάρτηση μπορεί να θέσουν σε κίνδυνο τις δοκούς από ελαφρύ χάλυβα του δαπέδου, ή το χαλύβδινο δάπεδο και το προϋπάρχον σκυρόδεμα ή ένα πιο παραδοσιακό δάπεδο. Τα ελαφρά χαλύβδινα πλαίσια χρησιμοποιούνται τόσο με δοκούς ελαφρού χάλυβα όσο και με πλάκες δαπέδου από σκυρόδεμα, όπου μπορούν να προσαρμοστούν στη κατασκευή ελαφρών χαλύβδινων πλαισίων, με την προϋπόθεση ότι τα μεταλλικά στοιχεία θωρακίζονται κατάλληλα ενάντια στην υγρασία.

Το έδαφος κάτω από μία αναρτημένη πλάκα ισογείου πρέπει να καλύπτεται από μια στρώση άοπλου σκυροδέματος ή μια αδιαπέρατη μεμβράνη προκειμένου να αποφευχθεί η ανάπτυξη φυτών, επίσης πρέπει να υπάρχει χώρος εξαερισμού κάτω από το δάπεδο. Αυτός πρέπει να απέχει τουλάχιστον 150mm από την κορυφή του καλύματος του εδάφους και τουλάχιστον 75mm κάτω από την κάτω πλευρά οποιουδήποτε τοίχου. Οι εξωτερικοί τοίχοι πρέπει να έχουν αερισμό ισοδύναμο με ανοίγματα 1500mm² ανά μέτρο τείχους.

Όταν πρόκειται για ελαφριά μεταλλική κατασκευή, μπορεί να είναι απαραίτητο να παρέχονται επιπλέον αγκυρώσεις ή ιμάντες συγκράτησης, ωστόσο δεν είναι επαρκής η περιδέρση μόνο στο ισόγειο.



Εικόνα 9.10: Λεπτομέρεια εξαερισμού και μόνωσης για αναρτώμενα ισόγεια με χαλύβδινες δοκούς

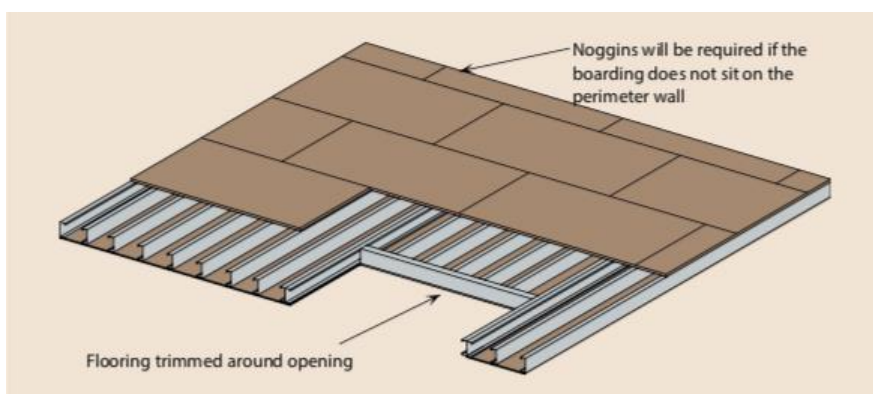


Εικόνα 9.11: Καθορισμός λεπτομερειών για ελαφρούς χαλύβδινους τοίχους σε δοκό και ισόγειο με χαλύβδινους μάντες

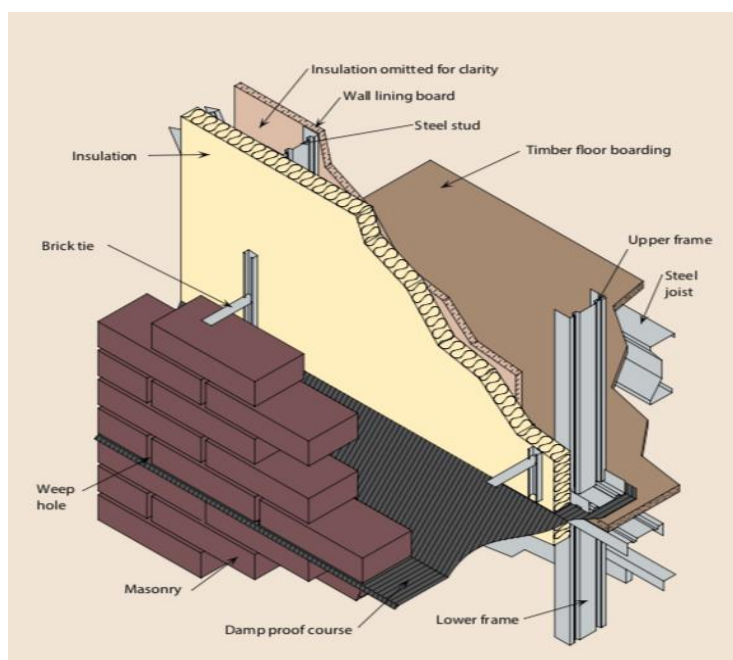
9.2.3: Ενδιάμεσα δάπεδα

Η διαδικασία κατασκευής ενός δαπέδου με εγκοπές που περιλαμβάνει δοκούς από χάλυβα ψυχρής διαμόρφωσης είναι παρόμοια με αυτή ενός δαπέδου από ξύλινες δοκούς. Στην εικόνα 9.12 φαίνεται μια ανάρτηση δαπέδου χρησιμοποιώντας δοκούς διατομής τύπου C. Ο λόγος αντοχής προς το βάρος των δοκών ελαφρού χάλυβα είναι μεγαλύτερος από αυτόν των ξύλινων δοκών παρόμοιου μεγέθους. Οι χαλύβδινες δοκοί είναι ξηρές, σταθερές και μακροπρόθεσμα δε θα υποφέρουν από προβλήματα ξήρανσης, ερπυσμού ή συρρίκνωσης. Συνήθως τοποθετούνται σε κέντρα ανά 400mm ή 600mm, ανάλογα με τις δυνατότητες έκτασης της επιφάνειας του δαπέδου.

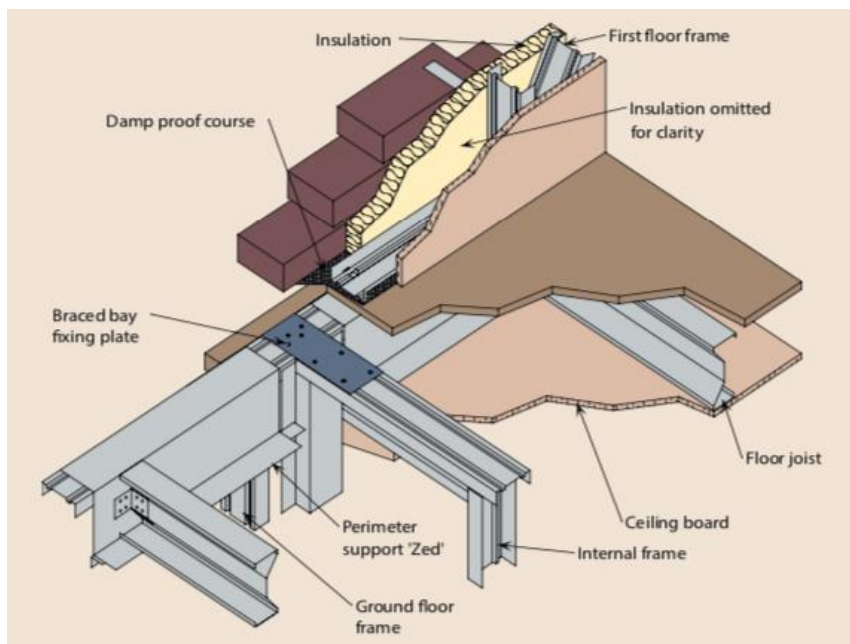
Οι εικόνες 9.13 και 9.14 απεικονίζουν τυπικές συνδέσεις δαπέδου-τοιχίου για δοκούς δαπέδου προσανατολισμένες παράλληλα και κάθετα στον τοίχο. Εάν οι θέσεις των δοκών είναι κάθετες στον τοίχο τότε δεν συμπίπτουν με τα στηρίγματα αυτού. Έτσι είναι απαραίτητη η χρήση μελών όπως για παράδειγμα διατομές τύπου Z, για να παραλάβουν τα κατακόρυφα φορτία. Όταν χρησιμοποιούνται μέλη τέτοιας μορφής (Z), τότε οι δοκοί στερεώνονται με σφήνες περιμετρικά της διατομής.



Εικόνα 9.12: Ανάρτηση δαπέδου με δοκούς διατομής τύπου C



Εικόνα 9.13: Σύνδεση δαπέδου τοίχου με δοκούς παράλληλες με τον τοίχο



Εικόνα 9.14: Σύνδεση δαπέδου τοίχου με δοκούς κάθετες στον τοίχο

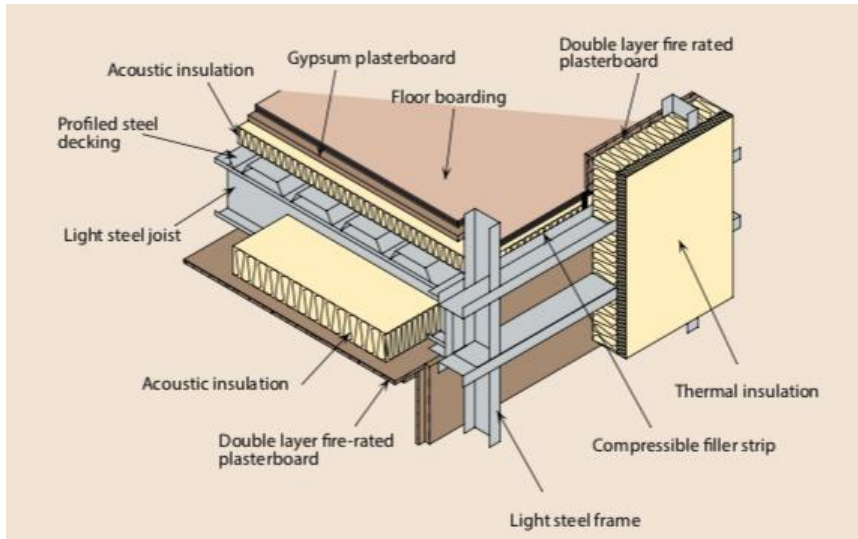
9.2.4: Διαχωριστικά δάπεδα

Σύμφωνα με τους κανονισμούς, ένα διαχωριστικό δάπεδο πρέπει να παρέχει ηχομόνωση μεταξύ κατοικιών ή μεταξύ κατοικίας και κοινόχρηστου χώρου.

Τα χτισμένα δάπεδα που αποτελούνται από ανθεκτικά στρώματα, είναι ιδιαίτερα αποτελεσματικά στη μείωση της μετάδοσης του ήχου. Χαλύβδινα φύλλα ή επιφάνειες δαπέδων μπορούν να τοποθετηθούν πάνω σε δοκούς από χάλυβα ψυχρής έλασης και το στρώμα από συμπυκνωμένο υλικό, στερεώνονται στο δάπεδο με τη βοήθεια ειδικής κόλλας. Στη συνέχεια, οι γυψοσανίδες τοποθετούνται πάνω από τη μόνωση, εξασφαλίζοντας έτσι μια σταθερή και επίπεδη βάση για το τελική επίστρωση του δαπέδου.

Για να αποφευχθεί η μετάδοση του ήχου παράπλευρα, μεταξύ συνδέσεων δαπέδου και τοίχου, ο χώρος μεταξύ των στηριγμάτων πρέπει να γεμίσει με μονωτικό υλικό σε ύψος 300mm πάνω από το επίπεδο του δαπέδου για τον διαχωρισμό των τοίχων.

Μία συμπίεσιμη λωρίδα πλήρωσης πρέπει να τοποθετηθεί σε όλες τις περιμετρικές στρώσεις του δαπέδου για να αποτραπεί η μετάδοση του ήχου από το πάτωμα στο ελαφρύ χαλύβδινο πλαίσιο. Τα κενά ανάμεσα στις δοκούς του δαπέδου γεμίζονται επίσης με μονωτικό υλικό.

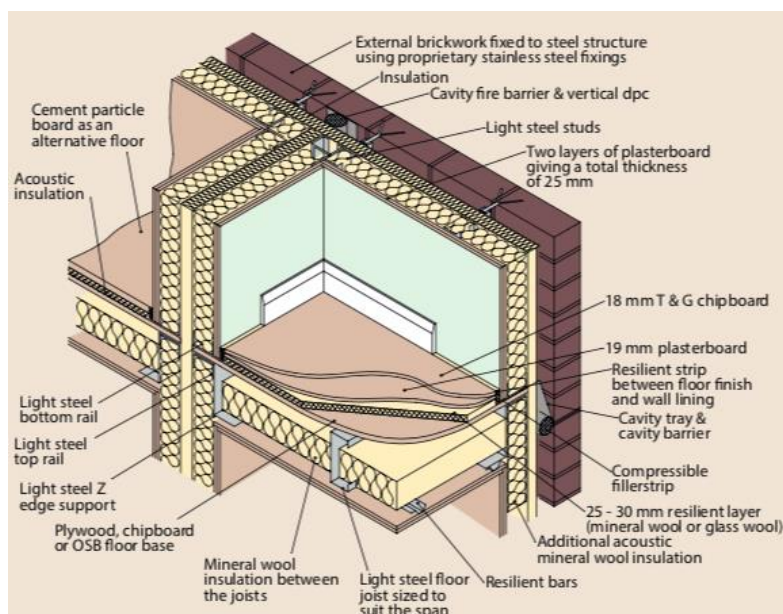


Εικόνα 9.15: Κατασκευή διαχωριστικού δαπέδου με τη χρήση χαλύβδινων φύλλων

9.2.5: Δάπεδα διαμερισμάτων

Για την κατασκευή κτιρίων, οι κανονισμοί αναφέρουν πως ένα δάπεδο μεταξύ δύο κατοικιών λειτουργεί ως δάπεδο διαμερισμάτων, προκειμένου να εξασφαλίζει το διαχωρισμό τους σε περίπτωση πυρκαγιάς. Γενικά, ένα δάπεδο διαμερίσματος θα λειτουργεί επίσης ως διαχωριστικό δάπεδο και τα ίδια μέτρα που επιτυγχάνουν την απαιτούμενη ακουστική μόνωση θα παρέχουν και τα απαιτούμενα ως διαχωριστικά σε περίπτωση φωτιάς.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται δύο εναλλακτικά συστήματα δαπέδου “ξηρής κατασκευής” που πληρούν τις απαιτήσεις των ισχυόντων κανονισμών δόμησης για δάπεδα διαμερισμάτων. Για λεπτομέρειες επίσης, ένας κοινός διαχωριστικός τοίχος, όπου η μόνωση που τοποθετείται μεταξύ των στηριγμάτων του, μειώνει τις πλευρικές απώλειες. Μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί φύλλο χάλυβα το οποίο θα επιτρέψει τη διέλευση του καπνού ή της φλόγας στο αέριο.



Εικόνα 9.16: Συστήματα δαπέδου ξηρής κατασκευής

9.2.6: Κατασκευή εσωτερικών τοίχων

9.2.6.1: Φέροντες τοίχοι

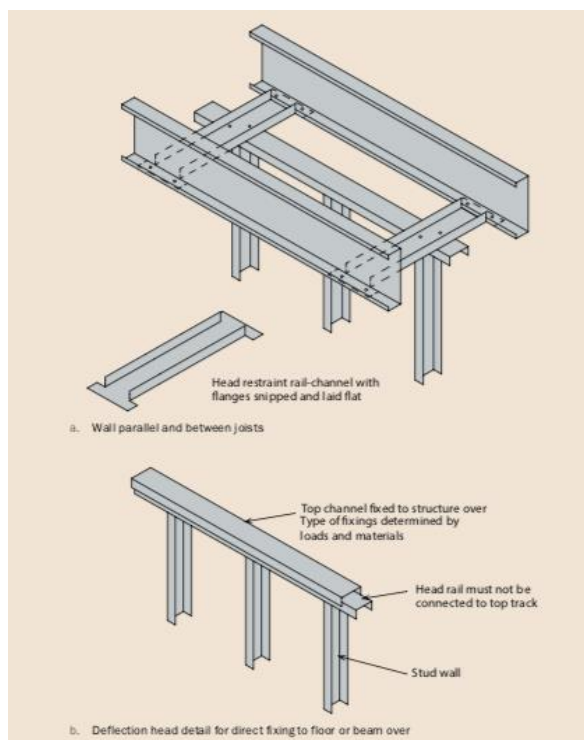
Οι φέροντες τοίχοι μπορούν να αντισταθούν στα πλευρικά φορτία όταν είναι κατάλληλα στηριγμένοι με ενδιάμεσο στηρίγμα ή με επίπεδους ιμάντες. Οι εσωτερικοί τοίχοι που παραλαμβάνουν φορτίο είναι γενικά επενδυμένοι σε κάθε πλευρά τους με ένα στρώμα γυψοσανίδας ή με ειδική γυψοσανίδα ανθεκτική στη φωτιά. Πολλαπλά στρώματα γυψοσανίδων μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να παρέχουν αντοχή σε κρούση, ακαμψία ή πλακάκια ή να απαιτείται καλή ηχομόνωση ή υψηλή αντοχή.

Πρέπει να δοθεί προσοχή στις τοπικές λεπτομέρειες στην κορυφή και στη βάση του τοίχου για να διασφαλιστεί ότι τα φορτία μπορούν να μεταφερθούν επαρκώς χωρίς τοπική παραμόρφωση των δοκών ή των στηρίξεων. Συγκεκριμένα, όταν οι δοκοί είναι συνεχείς πάνω σε τέτοιους τοίχους, πρέπει να γίνει έλεγχος λυγισμού στα δοκάρια.

9.2.6.2: Μη φέροντες τοίχοι

Η κατασκευή μη φέροντων τοίχων είναι παρόμοια με εκείνη των φέροντων τοίχων διότι δεν απαιτείται διαγώνια στηρίξη για τη σταθεροποίηση των στηρίξεων. Δεδομένου ότι τα αξονικά φορτία προκύπτουν μόνο από το ίδιο βάρος των τοίχων, ένα κανονικό σχέδιο μικρότερων ή λεπτότερων στηριγμάτων μπορεί να χρησιμοποιηθεί. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται δύο πιθανές μορφές λεπτομέρειας κορυφής σε μη φέροντες τοίχους.

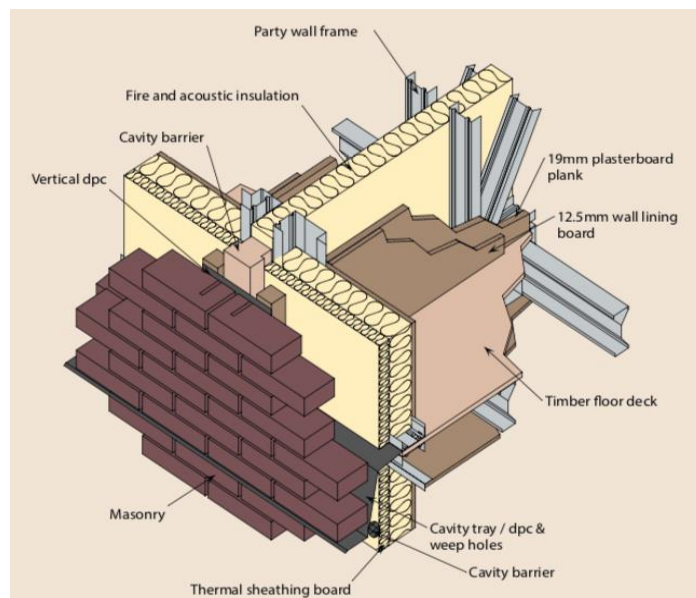
Οι δοκοί από ελαφρύ χάλυβα ψυχρής διαμόρφωσης μακράς διάρκειας μειώνουν τον αριθμό των φορτιών, πράγμα που απλοποιεί την κατασκευή.



Εικόνα 9.17: Πιθανές μορφές κορυφής σε μη φέροντες τοίχους

9.2.6.3: Κόμβοι μεταξύ τεμνόμενων τοίχων

Το παρακάτω σχήμα δείχνει το σημείο συνάντησης ενός εξωτερικού τοιχώματος με έναν διαχωριστικό τοίχο. Ορισμένες από τις λεπτομέρειες χρησιμοποιούν ειδικά κατασκευασμένα τμήματα ελαφρού χάλυβα, ενώ άλλα χρησιμοποιούν μια συγκεκριμένη διαμόρφωση τμημάτων της διατομής C. Μπορεί να απαιτούνται ειδικά γωνιακά στηρίγματα για να διασφαλιστεί ότι η γυψοσανίδα μπορεί να συνδεθεί και στους δύο τοίχους.

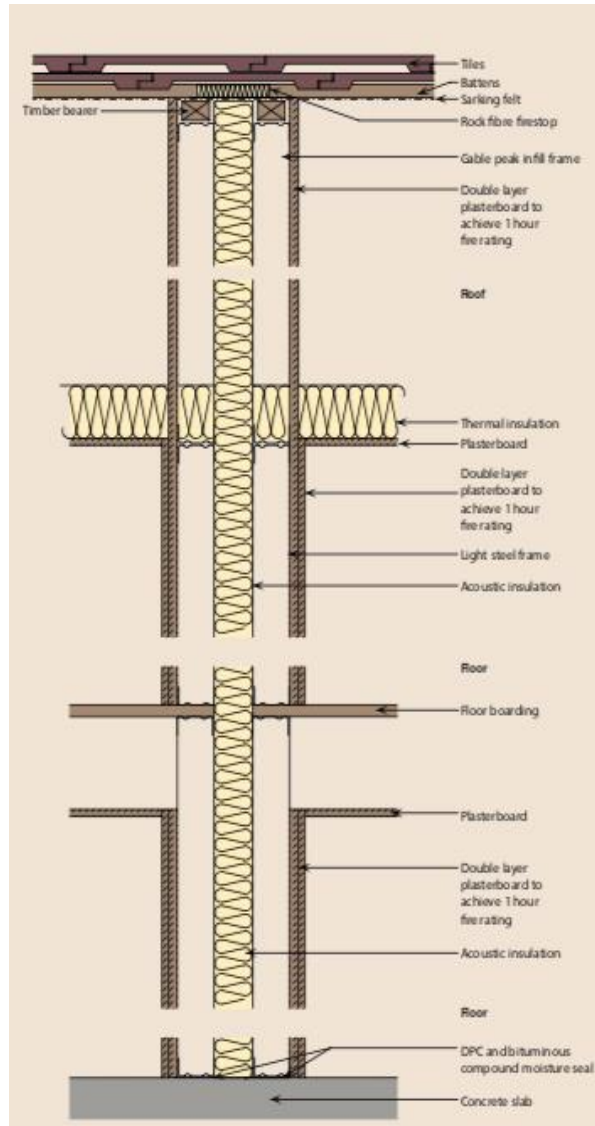


Εικόνα 9.18: Σημείο συνάντησης ενός εξωτερικού τοιχώματος με έναν διαχωριστικό τοίχο

9.2.6.4: Διαχωριστικοί τοίχοι και τοίχοι διαμερισμάτων (Party Walls)

Οι διαχωριστικοί τοίχοι φέρουν γενικά διπλή επίστρωση με μόνωση μεταξύ των τοιχωμάτων. Οι διαχωριστικοί τοίχοι πρέπει να συνεχίσουν ως την οροφή. Οι απαιτήσεις για ηχομόνωση των διαχωριστικών τοίχων γενικά ικανοποιούν ελάχιστες απαιτήσεις αντίστασης.

Για το διαχωρισμός των τοίχων, κάθε δέρμα πρέπει να έχει τουλάχιστον δύο στρώσεις γυψοσανίδων στην πλευρά του δωματίου και με ελάχιστο πάχος 30mm. Για παράδειγμα, ένα στρώμα από γυψοσανίδα πάχους 19mm και ένα από γυψοσανίδες 12,5mm, θα επιτύχει αντοχή στη φωτιά διάρκειας 60 λεπτών, υπό την προϋπόθεση ότι ο τοίχος στήριξης είναι συνεχής στον χώρο οροφής. Στην οροφή, η γυψοσανίδα μπορεί να τοποθετείται μονή με πάχος 19mm με λωρίδες κάλυψης ή δύο γυψοσανίδες 12,5mm. Εναλλακτικές διαμορφώσεις μπορούν να υιοθετηθούν με γυψοσανίδα 15mm η οποία αντικαθιστά τις σανίδες 12,5mm.



Εικόνα 9.19: Λεπτομέρειες διαχωριστικού τοίχου σε συνδυασμό με εξωτερικό δάπεδο

9.2.7: Εξωτερικοί-φέροντες τοίχοι.

9.2.7.1: Σχεδιασμός λόγω φορτίων ανέμου

Όρια παραμορφώσεων

Τα όρια απόκλισης για τοίχους εξαρτώνται από τον τύπο επένδυσης που υποστηρίζουν. Η επένδυση μπορεί να ομαδοποιηθεί στις ακόλουθες γενικές μορφές.

- Τζάμια (υαλοπίνακες)
- Επένδυση τοιχοποιίας
- Υλικά επένδυσης
- Επίστρωση

Για επένδυση υαλοπινάκων και τοιχοποιίας, ο έλεγχος των παραμορφώσεων είναι σημαντικός για την αποφυγή ρηγματώσεων λόγω φορτίων ανέμου. Η Βρετανική Ένωση χάλυβα προτείνει να χρησιμοποιείται ένα όριο εκτροπής, εκφρασμένο μέσω του λόγου height/350 κατά τον έλεγχο των κόμβων στήριξης της τοιχοποιίας. Οι πραγματικές αποκλίσεις αναμένεται να είναι 50 έως 70% αυτών των εκτροπών. Για επιχρίσματα ή φινιρίσματα, το όριο εκτροπής προτείνεται να είναι ίσο με height/250, ενώ για χάλυβα ή μεταλλική επένδυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα όριο απόκλισης height/200 επειδή η ικανότητα της επένδυσης μπορεί να δεχθεί μεγαλύτερη μετακίνηση.

Τα προτεινόμενα όρια εκτροπής από το επίπεδο για τείχους που υπόκεινται σε φόρτιση λόγω ανέμου, συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 9.1: Όρια εκτροπής για τείχους λόγω φόρτισης ανέμου

APPLICATION	DEFLECTION LIMIT
Full height glazing	Height/500
Masonry walls	Height/350
Board/rendered finish	Height/250
Steel cladding	Height/200
Other flexible finishes	Height/250

Σχεδιασμός έναντι δυσκαμψίας

Για να ικανοποιούνται τα σχετικά περιοριστικά κριτήρια εκτροπής, τα στηρίγματα των τείχων μπορούν να επιλεγθούν με βάση τη δεύτερη στιγμή της περιοχής, αν εκτραπούν ως απλά υποστηριζόμενα δοκάρια. Ο παρακάτω πίνακας παρέχει καθοδήγηση σε σχέση με την απαιτούμενη επιφάνεια ανά μέτρα τοίχου, καθώς οι στηρίξεις μπορούν να τοποθετηθούν σε διάφορα κέντρα, με σκοπό να ταιριάζουν με τις διαστάσεις των γυψοσανίδων. Οι τιμές που αναγράφονται στον πίνακα ενδέχεται να αλλάξουν, αν πολλαπλασιαστούν με την κατακόρυφη απόσταση (σε μέτρα) για να ληφθεί η απαιτούμενη επιφάνεια της κάθε στήριξης.

Το όριο εκτροπής πρέπει να καθορίζεται και να επιλέγεται με βάση την εμπειρία αλλά και τον τύπο της διατομής.

Πίνακας 9.2: Ελάχιστη ροπή ανά μονάδα μήκους

WALL HEIGHT (m)	CHARACTERISTIC WIND PRESSURE (kN/m ²)	L/200	L/250	L/350	L/500
2.5	0.5	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>17</i>	24
	0.75	<i>15</i>	<i>18</i>	25	36
	1	<i>19</i>	24	34	48
3	0.5	<i>17</i>	21	29	42
	0.75	25	31	44	63
	1	33	42	59	84
3.5	0.5	27	33	47	66
	0.75	40	50	70	100
	1	53	66	93	133
4	0.5	40	50	69	99
	0.75	60	74	104	149
	1	79	99	139	198

Note: It is recommended that the minimum cross section moment of area should not be less than 20 cm⁴/m width of wall for robust behaviour (values in grey area). Values determined on the basis of stiffness, are indicated in italics.

9.2.7.2: Σχεδιασμός για αξονική φόρτιση

Αξονική συμπίεση

Σε κτίρια που προορίζονται για οικιστική χρήση, τα απλά ή κυρτά κάθετα τμήματα τύπου C χρησιμοποιούνται συνήθως σε διατομές βάθους μεταξύ 75mm και 100mm και σε χάλυβα πάχους μεταξύ 1,2 και 2,4mm. Η αντίσταση σε αξονικό φορτίο εξαρτάται από τη λεπτότητα του στηρίγματος. Τα ενδιάμεσα δοκάρια υποστήριξης τοποθετούνται συχνά εντός των πλαισίων τοίχου για την παροχή πλευρικής αντοχής στα στηρίγματα. Χωρίς αυτά, η ελάχιστη ακτίνα περιστροφής καταδεικνύει τη λεπτότητα των απλών τμημάτων C. Όταν τοποθετείται δοκός μεσαίου ύψους, η λεπτότητα του δευτερεύοντος άξονα των στηρίξεων να μειώνεται κατά το ήμισυ και η αξονική αντίσταση να αυξάνεται πολύ.

Κάμψη και συμπίεση

Κατακόρυφα στοιχεία που υπόκεινται ταυτόχρονα σε κάμψη και αξονική φόρτιση, ο συνδυασμός περιορισμών αξονικού φορτίου και ροπής ποικίλλει ανάλογα με το μήκος του στηρίγματος, τον τύπο του στηρίγματος και τις συνθήκες αντοχής. Για να ικανοποιηθούν οι συνθήκες που ορίζει ο EN1993-1-3, η ικανότητα ενός στηρίγματος να αντιστέκεται στη ροπή μειώνεται, καθώς αυξάνεται το αξονικό φορτίο. Σε μία τυπική οικία, το ύψος ορόφου είναι 2,5m και παρουσιάζονται πιθανά σχήματα από τοίχους αυτού του ύψους. Αυτά τα σχήματα βασίζονται στις απαιτήσεις των προαναφερόμενων διατάξεων.

Οι αναχαιτίσεις σε κάθε άξονα για καθαρή συμπίεση και κάμψη στην κατεύθυνση του κύριου άξονα αντίστοιχα. Μια ελαφριά βελτίωση μπορεί να φανεί όταν τα κατακόρυφα στοιχεία συγκρατούνται στο μέσο ύψος. Τέτοιου είδους σχήματα επιτρέπουν την παρεμβολή μεταξύ των τιμών του παρακάτω πίνακα. Αυτά τα σχήματα δεν πρέπει να χρησιμοποιούνται για καρφιά που υπόκεινται σε διαξονική κάμψη.

Φορτία που μεταφέρονται από δοκούς μπορεί να θεωρηθεί ότι εφαρμόζονται στην πρόσοψη της κολώνας του τοίχου και η στιγμή που οφείλεται σε αυτή την ενέργεια υπολογίζεται για την εκκεντρότητα του μισού βάθους ή πλάτους του μέλους, ανάλογα πάντα με τον προσανατολισμό.

Πίνακας 9.3: Μέγιστη δυνατή φόρτιση για διατομές τύπου C που υπόκεινται σε αξονική φόρτιση

a. 100 mm plain C section (restrained at mid-height)

WALL HEIGHT (m)	FACTORED LOAD (kN) FOR SECTION THICKNESS		
	1.2 mm	1.5 mm	2.0 mm
2.00	19.4	27.2	41.9
2.25	17.2	24.0	36.9
2.50	15.3	21.2	32.8
2.75	13.6	18.9	29.5
3.00	12.2	17.0	26.8

Πίνακας 9.4: Μέγιστη δυνατότητα φόρτισης για διατομές τύπου C που υπόκεινται σε αξονική φόρτιση

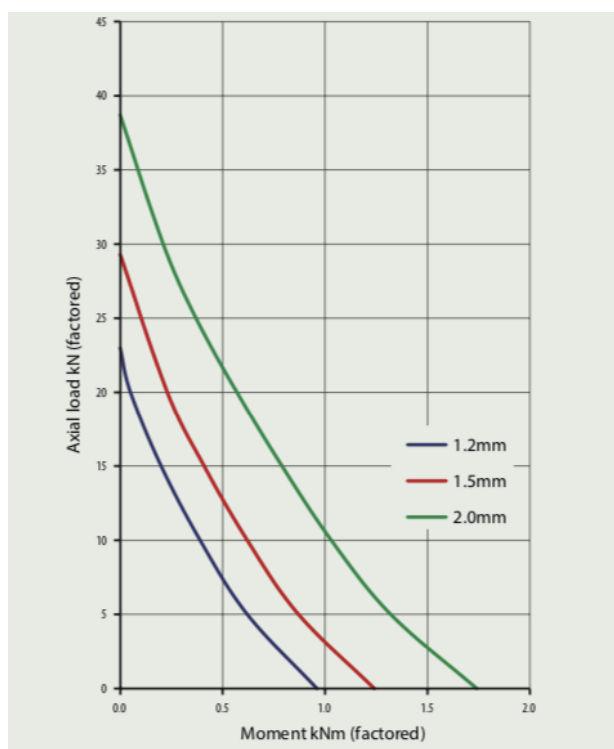
b. 100 mm lipped C section stud (restrained at mid-height)

WALL HEIGHT (m)	FACTORED LOAD (kN) FOR SECTION THICKNESS		
	1.2 mm	1.5 mm	2 mm
2.00	47.9	67.7	98.6
2.25	45.0	62.8	90.2
2.50	42.0	57.7	81.7
2.75	38.8	52.6	73.6
3.00	35.6	47.7	66.1

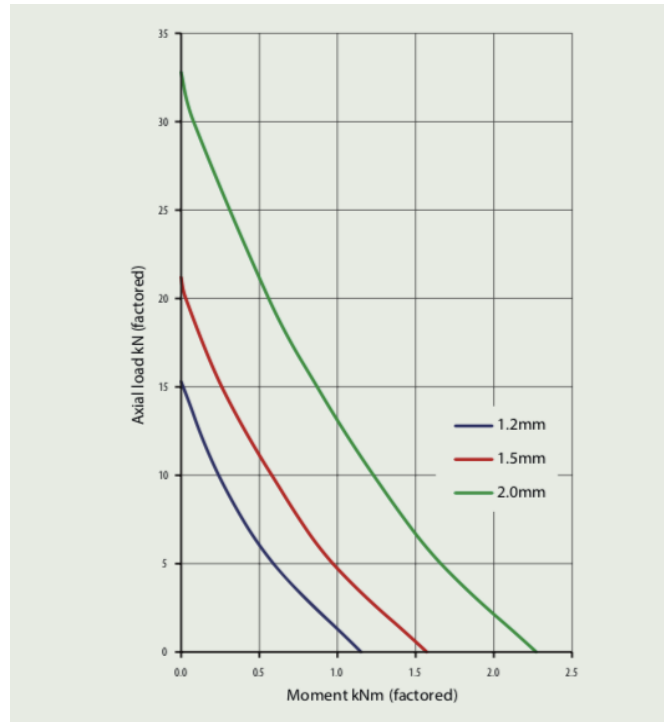
Πίνακας 9.5: Μέγιστη δυνατότητα φόρτισης για διατομές τύπου C που υπόκεινται σε αξονική φόρτιση

c. 100 mm lipped C section stud (unrestrained within height)

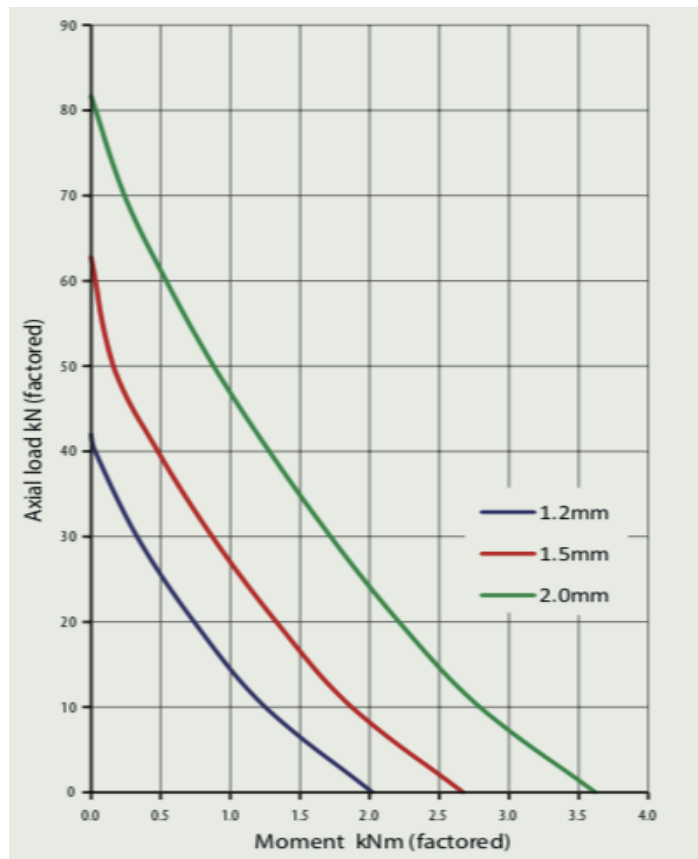
WALL HEIGHT (m)	FACTORED LOAD (kN) FOR SECTION THICKNESS		
	1.2 mm	1.5 mm	2 mm
2.00	31.5	41.1	55.4
2.25	26.9	34.6	46.1
2.50	23.0	29.3	38.7
2.75	19.8	25.0	32.9
3.00	17.1	21.5	28.2



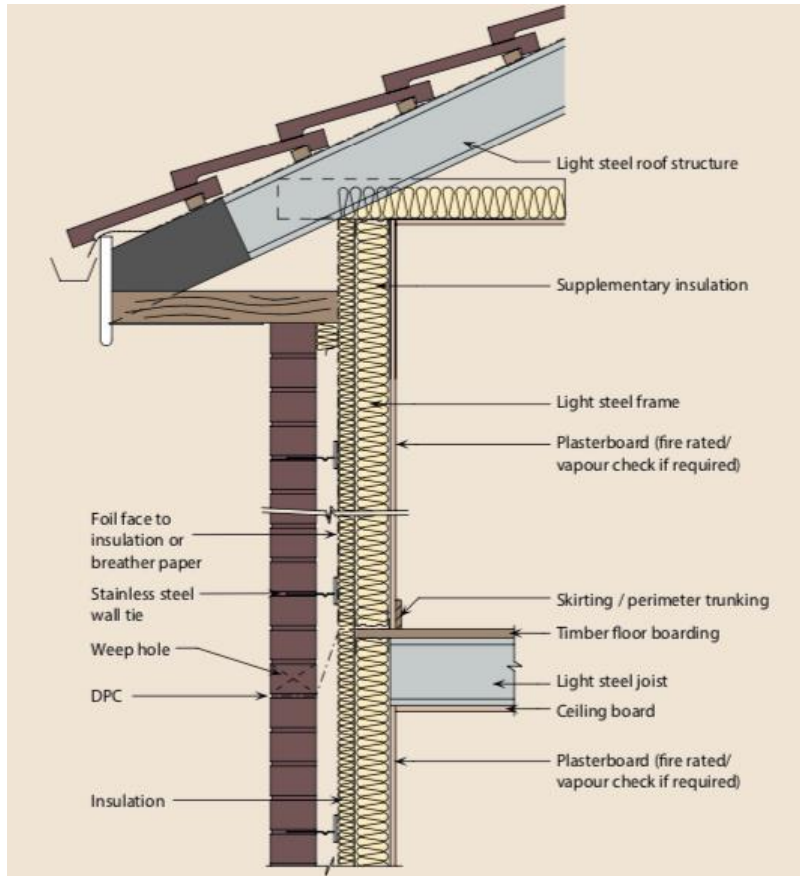
Διάγραμμα 9.1: Διάγραμμα ροπής – αξονικής δύναμης



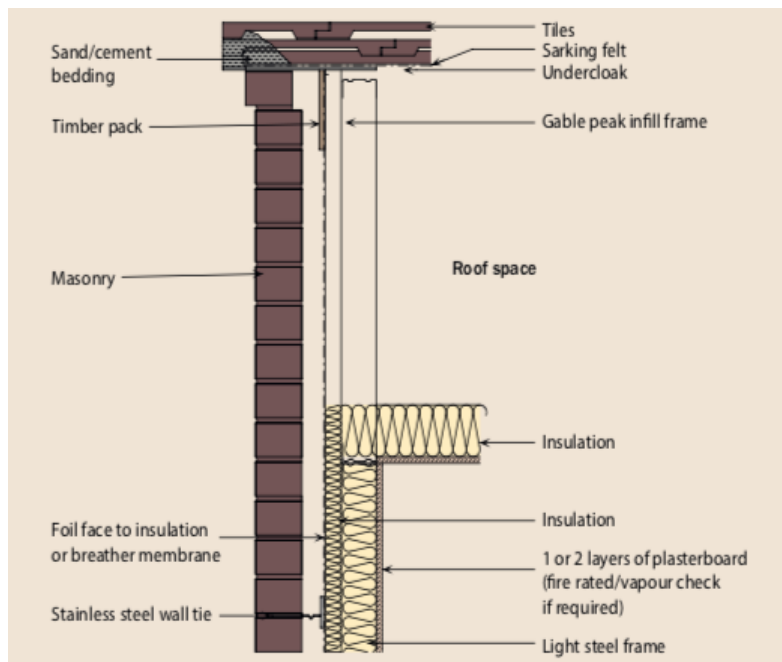
Διάγραμμα 9.2: Διάγραμμα ροπής – αξονικής δύναμης



Διάγραμμα 9.3: Διάγραμμα ροπής – αξονικής δύναμης



Εικόνα 9.20: Λεπτομέρεια κατασκευής εξωτερικού τοίχου συνδεδεμένο με ενδιάμεσο δάπεδο



Εικόνα 9.21: Γενική λεπτομέρεια εξωτερικού τοίχου

9.3: Κατασκευή στεγών

9.3.1: Γενικά

Η δομή των στεγών στο περίβλημα που χρησιμοποιεί ελαφρύ ατσάλινο σκελετό βασίζεται γενικά σε συμβατικά δοκάρια οροφής ξυλείας που εκτείνονται μεταξύ εμπρόσθιων και διπλανών όψεων. Όπου απαιτείται, οι δοκοί ξυλείας μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε συνδυασμό με ελαφρύ ατσάλινο σκελετό.

Ελαφρά δοκάρια από τη στέγη από διατομές σχήματος C και Z μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως εναλλακτική λύση, ειδικά όταν σχεδιαστεί για εφαρμογές μεγάλης έκτασης όταν έχουν σχεδιαστεί για εφαρμογές μεγάλης έκτασης με μεγαλύτερο δυναμικό για ωφέλιμο χώρο οροφής. Οι επίπεδες στέγες, οι οπές, μπορούν επίσης να σχεδιαστούν χρησιμοποιώντας τυποποιημένα χαλύβδινα εξαρτήματα. Έχουν αναπτυχθεί δοκοί που δημιουργούν μία σοφίτα ή ανοιχτές στέγες μπορούν να σχηματιστούν με έκταση ελαφρών χαλύβδινων τεγίδων μεταξύ στενών διατομών.

Όπου τα κέντρα δοκών στέγης/δοκών δεν συμπίπτουν με τα ελαφριά χαλύβδινα στηρίγματα στο πλαίσιο στήριξης του τοίχου, πρέπει να χρησιμοποιηθεί μία δοκός διασκορπισμού επαρκούς αντοχής και ακαμψίας για τη μεταφορά του κατακόρυφου φορτίου από την οροφή στον τοίχο.

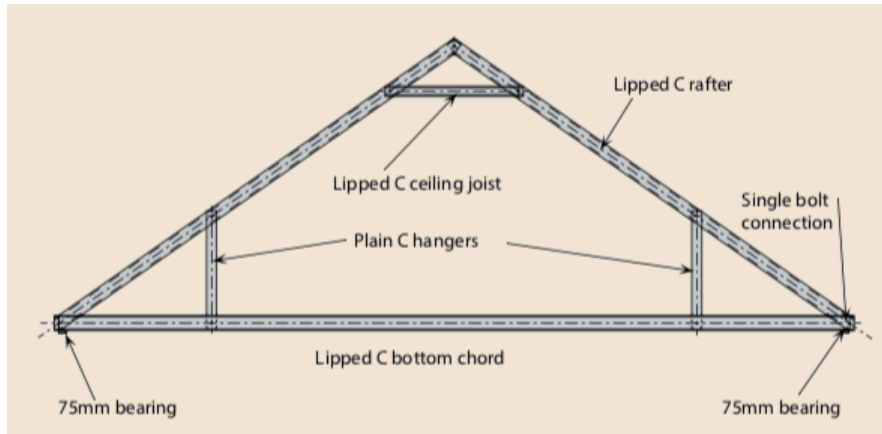
9.3.2: Κεκλιμένες στέγες

Οι κεκλιμένες στέγες μπορούν να σχεδιαστούν είτε με χάλυβα ψυχρής είτε θερμής κατεργασίας, ανάλογα με το εάν ο κλειστός χώρος της οροφής είναι κατοικήσιμος ή όχι. Τυπικές λεπτομέρειες κορφιά, άκρου στέγης και γείσου φαίνονται σε σχετικές εικόνες παρακάτω.

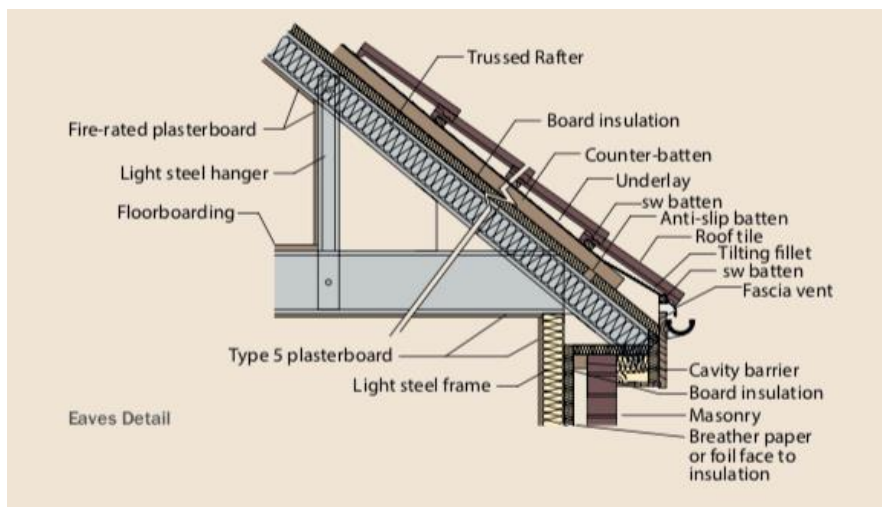
9.3.3: Δοκάρια στέγης

Μια σοφίτα ή ένα ανοιχτό στηρίγμα οροφής, όπως φαίνεται παρακάτω, δημιουργεί αξιοποιήσιμο χώρο οροφής, χρησιμοποιεί λιγότερα εξαρτήματα σε σχέση με άλλα και παρέχει μια οικονομική λύση, καθώς χρησιμοποιεί την υψηλή αντοχή κάμψης των χαλύβδινων μελών. Επιπλέον, διαθέσιμος χώρος παρέχεται και με ελάχιστο επιπλέον κόστος.

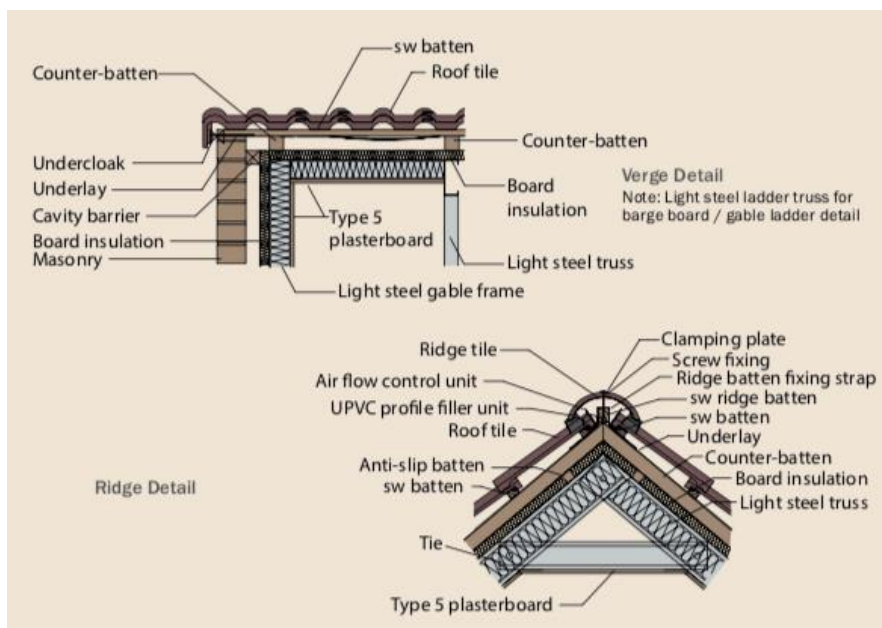
Η στήριξη της σοφίτας αποτελείται από έξι μέρη: Δύο δοκάρια, μία οριζόντια δοκό, μία τεγίδα οροφής και δύο κάθετα στηρίγματα, τα οποία είναι όλα της μορφής κυρτής διατομής τύπου C με ένα μόνο μπουλόνι σε κάθε σύνδεση. Η οριζόντια δοκός υποστηρίζει το κατειλημμένο δάπεδο, τοποθετημένη σε απόσταση 600mm και είναι στερεωμένο με πλακάκια με συμβατικό τρόπο όπως φαίνεται και στην εικόνα παρακάτω. Δεδομένου ότι η οροφή έχει σχεδιαστεί για να είναι κατοικήσιμη, η μόνωση βρίσκεται πάνω από τα λεπτότοιχα δοκάρια ψυχρής έλασης, ενώ αντλιοσθητικές σανίδες και ενδιάμεσες σανίδες ενσωματώνονται όπως φαίνεται στη φωτογραφία.



Εικόνα 9.22: Κατασκευή ανοιχτής οροφής από διατομές τύπου C



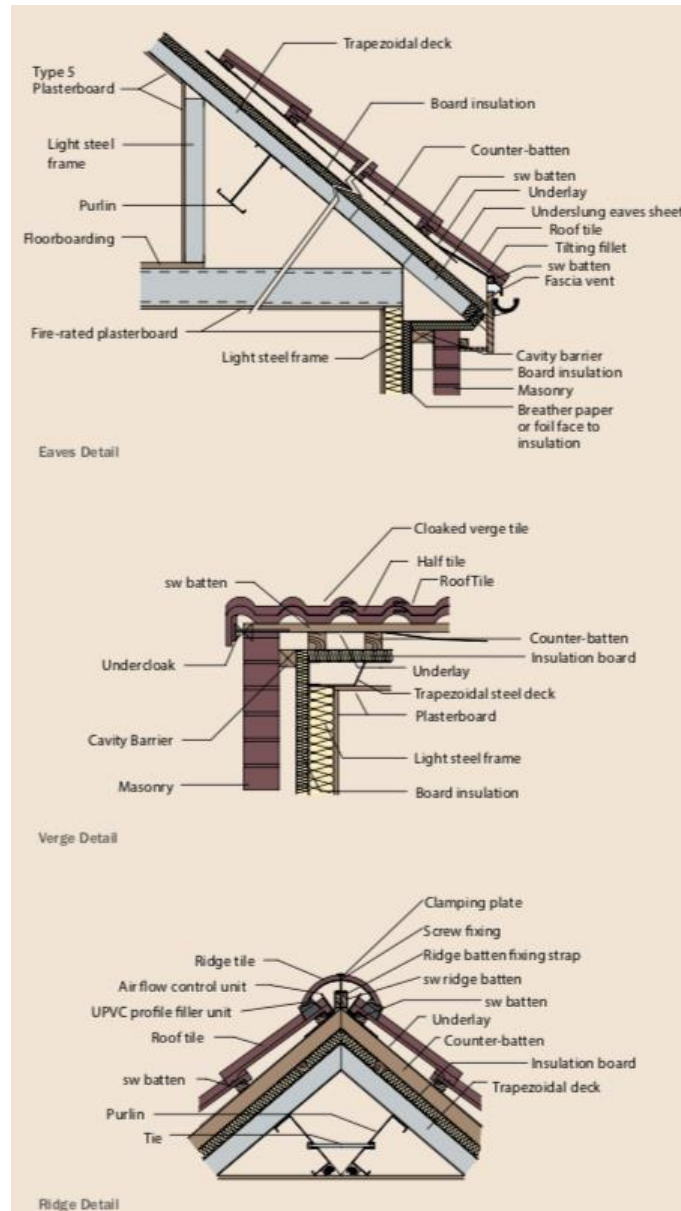
Εικόνα 9.23: Λεπτομέρειες στέγης σοφίτας – πρόστεγο



Εικόνα 9.24: Λεπτομέρειες στέγης σοφίτας – κορφιάς

9.3.4: Στέγη πάνελ

Σε οικιακές εφαρμογές, οι στέγες πάνελ χρησιμοποιούν μονωμένο χαρτόνι σε σχηματισμό “σάντουιτς” που εκτείνεται από το γείσο ως και τον κορφιά ή ενδιάμεσα στις τεγίδες. Τα πάνελ είναι εφοδιασμένα με αντίθετες σανίδες που είναι προσαρτημένες για τη στήριξη της μόνωσης, των κουφωμάτων αλλά και των πλακιδίων.



Εικόνα 9.25: Τεγίδες και κατασκευαστικές σανίδες στις στέγες για την στήριξη της μόνωσης.

Κεφάλαιο 10: Επίλυση παραδειγμάτων με την χρήση του προγράμματος Excel

10.1: Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται ορισμένα παραδείγματα διατομών αλλά και συνδέσεων με την χρήση υπολογιστικού φύλλου Excel. Σε κάθε ένα από τα παρακάτω παραδείγματα δίνονται για αρχή τα δεδομένα (χαρακτηριστικά διατομής, εμβαδόν, ποιότητα χάλυβα, δύναμη κλπ). Ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να τα τροποποιήσει ανάλογα με τα ζητούμενα του έργου. Επιπλέον, σε κάθε φύλλο γίνεται αναλυτικά ο έλεγχος επάρκειας των διατομών αλλά και των συνδέσεων αντίστοιχα, ανάλογα με τις καταπονήσεις που αυτές υφίστανται κάθε φορά. Ο έλεγχος βασίζεται στον Ευρωκώδικα 3, μέρος 1.3, 1.5 και 1.8 αλλά και στα κεφάλαια 3, 4 και 7.

10.2: Παραδείγματα διατομών

Το πρώτο παράδειγμα που μελετάται, αφορά μία αμφιέριστη τεγίδα ψυχρής έλασης δεσμευμένη από επικάλυψη καταπονούμενη από ανεμοπίεση. Πιο αναλυτικά, πρόκειται για μία διατομή C180x1,5 η οποία καταπονείται από φορτίο ανέμου ίσο με 0,75 kN/M. Η τεγίδα συγκρατείται με επικάλυψη μέσω τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου, το οποίο περιορίζει την πλευρική της κίνηση. Με τη χρήση λοιπόν του προγράμματος Excel αναλύεται ο έλεγχος επάρκειας της συγκεκριμένης διατομής, η οποία πάρθηκε από το σύγγραμμα των Βάγια, Ι., Γαντέ Χ., Ερμόπουλο Ι. και Ιωαννίδη Γ., 2013. *Παραδείγματα Εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών* Αθήνα: Κλειδάριθμος. Ο τρόπος με τον οποίο τοποθετήθηκαν τόσο τα δεδομένα όσο και οι σχέσεις από τον Ευρωκώδικα 3, επιτρέπει στο χρήστη να λαμβάνει αποτελέσματα για οποιαδήποτε διατομή, αλλάζοντας κάθε φορά τα γεωμετρικά στοιχεία της διατομής αλλά και τα φορτία στα οποία αυτή καταπονείται.

Στις ενότητες που ακολουθούν γίνεται ανάλυση του ελέγχου της διατομής με τη βοήθεια του υπολογιστικού προγράμματος.

10.2.1: Παράδειγμα αμφιέριστης τεγίδας

10.2.1.1: Υπολογιστικό φύλλο 1-Δεδομένα

Στο πρώτο φύλλο υπολογισμών γίνεται καταχώρηση των δεδομένων της διατομής, πιο αναλυτικά εισάγονται το πλάτος της διατομής (b), το ύψος της (h), το μήκος της ακραίας ενίσχυσης (c), το πάχος της διατομής (t), η ακτίνα καμπυλότητας (r) καθώς και οι μοίρες τις ακραίας ενίσχυσης.

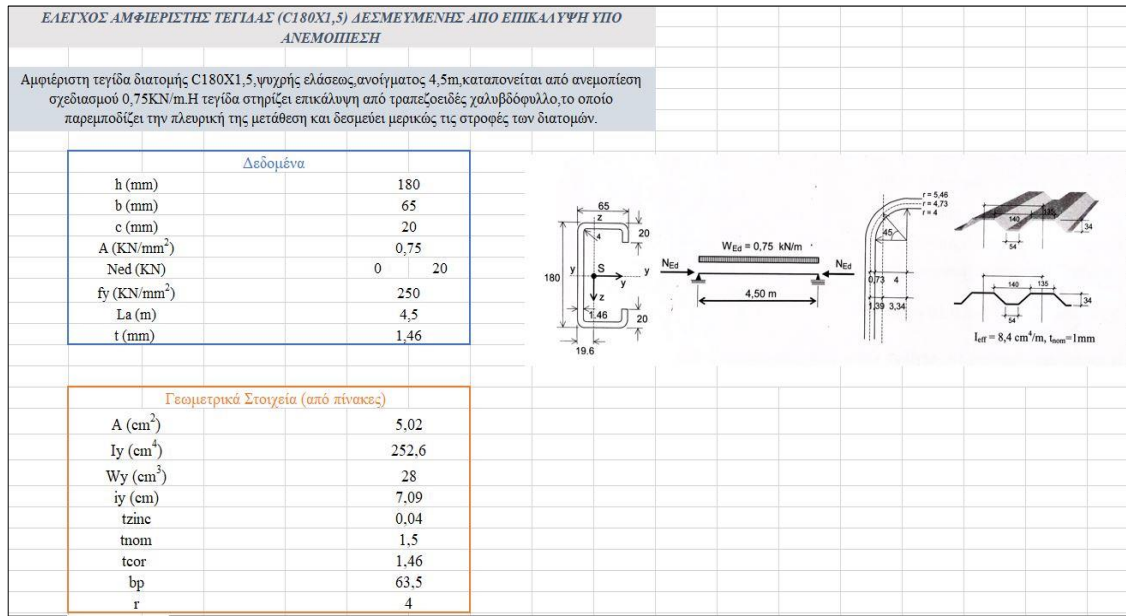
Από τα παραπάνω στοιχεία προκύπτει το εμβαδόν (A), η ροπή αδράνειας (I_y), η ροπή αντίστασης W_y καθώς και η ακτίνα αδράνειας i_y .

Ακολουθώντας, όπως φαίνεται και στην εικόνα παρακάτω, εξετάζεται η επιρροή των στρογγυλεμένων γωνιών, η οποία και θα δείξει αν μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια ισοδύναμη διατομή με επίπεδα στοιχεία και αιχμηρές γωνίες. Τα μεγέθη, της νέας ισοδύναμης διατομής υπολογίζονται με τις διατάξεις που ορίζει ο Ευρωκώδικας.

Απαραίτητα γίνεται εισαγωγή του τύπου του χάλυβα της διατομής με σκοπό να

επιλεχθεί και ο συντελεστής κ για τον υπολογισμό της αυξημένης τάσης διαρροής για ψυχρή έλαση.

Με αυτόν τον τρόπο ο χρήστης μπορεί πολύ εύκολα αλλάζοντας κάποιες παραμέτρους όπως η επικάλυψη της διατομής, η επιρροή των γωνιών ή φυσικά το είδος και η ποσότητα της φόρτισης να συλλέξει πολλά στοιχεία για τη συμπεριφορά ενός μέλους ή και να εξετάσει ένα εντελώς νέο τροποποιώντας τα αρχικά δεδομένα και τις γεωμετρικές ιδιότητες.



Εικόνα 10.1: Πρώτο υπολογιστικό φύλλο

Έλεγχος στρογγυλεμένων γωνιών		
$r < 0.5t$	7,3	TRUE
$r < 0.10bp$	6,35	TRUE
Επομένως μπορεί να θεωρηθεί ότι η διατομή της τεγίδας αποτελείται από επίπεδα ελάσματα, αφού ικανοποιείται ο έλεγχος στρογγυλεμένων γωνιών.		
Γεωμετρικές Συνθήκες		
b/t	43,52	TRUE
c/t	13,20	TRUE
h	178,54	
φ	90	
h/t	122,3	
Οι ακραίες δράσεις μπορούν να θεωρηθούν ενεργές:		
$0.2 < c/b = (20 - 1.46/2) / (65 - 1.46) = 0.30 < 0.60$		

Εικόνα 10.2: Πρώτο υπολογιστικό φύλλο (συνέχεια)

Ισοδύναμη διατομή	
b _p	63,5
b _{p,c}	19,3
h _b	178,5
Ιδιότητες Χάλυβα	
Από EN1993-1-3:	
f _{yb}	23,5 KN/cm ²
f _u	36 KN/cm ²
Αριθμός κάμψεων για 90 μοίρες	n= 4 k= 7
Μέση τιμή ορίου διαρροής:	
f _{ya}	= f _{yb} + (f _u - f _{yb}) * k * n * (t ² / A _g)
	= 25
Συνεπώς:	
f _{ya}	< (23.5 + 36) / 2 = 29,75 KN/cm ²

Εικόνα 10.3: Πρώτο υπολογιστικό φύλλο (συνέχεια)

10.2.1.2: Υπολογιστικό φύλλο 2 - Ενεργός διατομή για αξονική θλίψη

Στο συγκεκριμένο φύλλο γίνεται ο έλεγχος της ενεργού διατομής της τεγίδας όταν αυτή υποβάλλεται σε αξονική θλιπτική φόρτιση. Σκοπός των υπολογισμών εδώ είναι η εύρεση των ενεργών πλατών της διατομής, όταν αυτή υπόκειται μονάχα σε καταπόνηση λόγω θλίψης. Η διατομή θλίβεται ολόκληρη γι' αυτό και υπολογίζονται τα ενεργά πλάτη στο πέλμα, τον κορμό αλλά και την ενίσχυση.


Στο σημείο αυτό ο χρήστης του προγράμματος δίνει έναν συντελεστή $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$, για να υπολογιστεί το ενεργό πλάτος του πέλματος, το οποίο θλίβεται εσωτερικά. Έπειτα, υπολογίζεται το ενεργό πλάτος της ακραίας ενίσχυσης. Υπολογίζονται διάφοροι συντελεστές, όπως ο συντελεστής κύρτωσης k_σ , η λυγηρότητα λ_p και ο συντελεστής ρ . Όσον αφορά τον κορμό, υπολογίζεται με την ίδια μεθοδολογία με το πέλμα, λειτουργεί δηλαδή ως εσωτερικά θλιβομένο στοιχείο.

Τα ενεργά αυτά πλάτη συντελούν στην αλλαγή των διαστάσεων της διατομής πράγμα που οδηγεί στην μετατόπιση του κέντρου βάρους αυτής και όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό υπολογίζεται νέο κέντρο βάρους για τις παραμέτρους αυτές.

Η δυσκαμψία που προσφέρουν οι ακραίες ενισχύσεις, αντιμετωπίζεται ως αυτή του ελατηρίου για να διευκολυνθεί ο υπολογισμός της ανοιγμένης λυγηρότητας λ και του μειωτικού συντελεστή χ για το πάχος και το εμβαδό της ακραίας ενίσχυσης.

ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗ ΓΙΑ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ					
ΠΕΛΜΑ					
Επίλυση με βάση τον EN1993-1-3					
Από τον πίνακα 4.1 λαμβάνουμε πως:					
$\psi =$	1		$k_\sigma =$	1	
$k_\sigma =$	4				
$b = b_0$			$b_1 = b_2 =$	5,45	cm
$\varepsilon =$	1		$h_w =$	17,85	cm
$\lambda_p =$	0,766		>	0,673	(EN1993-1-5)
$\rho =$	0,93			όπου, $3 + \psi = 3 + 1 = 4 > 0$	
$b_{eff} =$	5,91			cm	
$b_{e1} = b_{e2} =$	2,96			cm	

Εικόνα 10.4: Δεύτερο υπολογιστικό φύλλο

ΕΝΙΣΧΥΣΗ						
Επίλυση με βάση τον EN1993-1-3						
$b_{p,c}/b_p =$	0,30	<	0,35		$k_\sigma =$	0,5
$\lambda_p =$	0,658					
$\rho =$	1,01	>	1			
$e_{eff} =$	1,93	cm				
$A_s =$	0,713	cm				
Θέση κέντρου βάρους:						
$e_b =$	0,380	cm				
$e_a =$	0,894	cm				
Στον υπολογισμό του I_s έχουν αμεληθεί απλοποιητικά οι όροι στους οποίους περιλαμβάνεται το t^3 .						
$I_s =$	0,203	cm ⁴				

Εικόνα 10.5: Δεύτερο υπολογιστικό φύλλο (συνέχεια)

Δυσκαμψία ελατηρίου ($k_f=1$ πρόκειται για συμμετρική διατομή που υπόκειται σε θλίψη)						
$K =$	0,0218	KN/m ²				
$\sigma_{cr,s} =$	27,076	KN/m ²				
Μειωτικοί Συντελεστές						
$\lambda_d =$	0,932			$\lambda_{p,red} =$	0,831	
$\chi_d =$	0,796		Ύστερα από αρκετούς επαναληπτικούς κύκλους προκύπτει ότι:	$\chi_d =$	0,831	
$\lambda_{p,red} =$	0,831			$A_{s,red} =$	0,593	cm ²
$\lambda_{p,red} =$	0,849			$t_{red} =$	0,12	cm

Εικόνα 10.6: Δεύτερο υπολογιστικό φύλλο (συνέχεια)

ΚΟΡΜΟΣ					
$\psi=$	1	Η ενεργός διατομή για θλίψη φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:			
$\kappa_{\sigma}=$	4				
$\gamma_{M0}=$	1				
		$A_{eff}=$	3,14	cm^2	
$\lambda_p=$	2,15				
$\rho=$	0,418	$N_{c,Rd}=$	73,70	kN	
$b_{eff}=$	7,45	cm			
$b_{e1}=b_{e2}=$	3,73	cm			

Εικόνα 10.7: Δεύτερο υπολογιστικό φύλλο (συνέχεια)

10.2.1.3: Υπολογιστικό φύλλο 3 - Ενεργός διατομή για καμπτική ροπή

Στη συγκεκριμένη περίπτωση, η μεθοδολογία είναι ίδια με παραπάνω, υπολογίζονται δηλαδή τα ενεργά πλάτη για το πέλμα, τον κορμό και την ενίσχυση καθώς και το νέο κέντρο βάρους το οποίο προκύπτει από τη μετατόπιση που προκαλούν τα ενεργά πλάτη. Στην περίπτωση βέβαια της καμπτικής ροπής στο άνω πέλμα υπάρχει θλίψη ενώ στο κάτω υπάρχει εφελκυσμός.

ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗ ΓΙΑ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΚΑΜΠΤΙΚΗΣ ΡΟΠΗΣ M_y					
ΠΕΛΜΑ					
Επίλυση με βάση τον EN1993-1-3					
Από τον πίνακα 4.1 λαμβάνουμε πως:					
$\psi=$	1			$kf=$	1
$\kappa_{\sigma}=$	4				
$b=b_0$		$b_1=b_2=$	5,45	cm	
$\varepsilon=$	1	$h_w=$	17,85	cm	
$\lambda_p=$	0,766	>	0,673	(EN1993-1-5)	
$\rho=$	0,93	όπου, $3+\psi=3+1=4>0$			
$b_{eff}=$	5,91	cm			
$b_{e1}=b_{e2}=$	2,96	cm			

Εικόνα 10.8: Τρίτο υπολογιστικό φύλλο

ΕΝΙΣΧΥΣΗ			
$A_s =$	0,713		$k_f =$ 0
$I_s =$	0,203		Πέλιμα 2 υπό εφελκυσμό
Δυσκαμψία ελατηρίου ($k_f=0$ πρόκειται για πέλιμα που υπόκειται σε εφελκυσμό)			
$K =$	0,0259	kN/cm^2	
$\sigma_{cr,s} =$	29,528	KN/m^2	
Μειωτικοί Συντελεστές			
$\lambda_d =$	0,892		
$\chi_d =$	0,825		
$\lambda_{p,red} =$	0,810	Αρα,	$\chi_d =$ 0,884
Υστερα από αρκετούς επαναληπτικούς κύκλους προκύπτει ότι:			
$\lambda_{p,red} =$	0,839	Αρα,	$\chi_d =$ 0,864
$t_{red} =$	0,13	cm	
Στοιχεία Ενεργού Διατομής			
Εμβαδό:			
$A =$	4,88	cm^2	
Αποστάση από το κέντρο βάρους από το άνω πέλιμα:			
$b_c = z_s =$	9,18	cm	
Συνεπώς, το b_t είναι ίσο με:			
$b_t =$	8,67	cm	

Εικόνα 10.9: Τρίτο υπολογιστικό φύλλο (συνέχεια)

ΚΟΡΜΟΣ			
$\psi =$	-0,944		
Επειδή η τιμή του ψ βρίσκεται ανάμεσα στο -1 και το 0, τότε:		$k_{\sigma} =$	22,47
$\lambda_p =$	0,908		
$\rho =$	0,964		
Συνεπώς, το b_{eff} :	$b_{eff} =$	8,85	cm
Επειδή η τιμή του ψ είναι μικρότερη από τη μονάδα:		$be1 =$	3,54 cm
		$be2 =$	5,31 cm
ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΚΑΙ ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΕΝΕΡΓΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
Εμβαδό:			
$A =$	4,81	cm^2	
$z_s =$	10,34	cm	
Ροπή Αδράνειας			
$I =$	252,50	cm^4	
Ροπές Αντίστασης			
Άνω πέλμα:	$W_{eff,o} =$	24,42	cm^3
Κάτω πέλμα:	$W_{eff,u} =$	29,13	cm^3

Εικόνα 10.10: Τρίτο υπολογιστικό φύλλο (συνέχεια)

10.2.1.4: Υπολογιστικό φύλλο 4 - Έλεγχος τειγίδας για αξονική δύναμη $N_{ed}=0kN$ & $N_{ed}=20 kN$

Αρχικά, για $N_{ed}=0$ υπολογίζονται οι μέγιστες τάσεις και συγκρίνονται με τις επιτρεπόμενες στα δύο πέλματα. Στο κάτω πέλμα εξετάζεται και το δυσμενέστερο σημείο στο οποίο ασκείται και η κατά απόλυτη τιμή τάση. Τελευταίος γίνεται ο έλεγχος του λυγισμού του ελεύθερου πέλματος. Υπολογίζεται λοιπόν, ο λυγισμός του ελεύθερου πέλματος αφού συμπληρωθούν οι αναγκαίοι συντελεστές με βάση τον Ευρωκώδικα. Τέλος, ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι αλλά και τον αριθμό των ελκυστήρων βρίσκεται ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} από τις καμπύλες λυγισμού b.

Για την περίπτωση που δρα στη διατομή θλιπτική δύναμη με τιμή διάφορη του μηδενός τότε, η τάση είναι ίση με το πηλίκο της δρώσας δύναμης διά το εμβαδό της ενεργού θλιβόμενης περιοχής.

<i>ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΓΙΔΑΣ ΓΙΑ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $N_{Ed}=0$</i>						
Από EN1993-1-3:						
$W_{eff,y} =$	26,00	cm^3	(δεσμευμένο άκρο)			
$W_{eff,y} =$	27,85	cm^3	(ελεύθερο άκρο)			
$M_{fz,Ed} =$	6,80	$kNcm$				
$W_{fz} =$	3,24	cm^3				
$\gamma_{M1} =$	1,00					
$f_y =$	23,5	kN/cm^2				
Μέγιστη δρώσα ροπή:						
$M_{y,Ed} =$	1,90	kNm	190	kNm		
Άνω πέλμα (δεσμευμένο):						
$L =$	4,5	m				
$\sigma_{max,Ed} =$	7,30	kN/cm^2	<	$f_y/\gamma_{M1} =$	23,5	kN/cm^2 TRUE
Κάτω Πέλμα (ελεύθερο):						
Δυσμενέστερο το σημείο όπου αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις τόσο λόγω M_y , όσο και λόγω M_{fz} .						
$\sigma_{max,Ed} =$	-8,92	kN/cm^2	(εφελκυστική)			
Έλεγχος:	8,92		<	23,50	kN/cm^2	TRUE
<i>ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΓΙΔΑΣ ΓΙΑ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ $N_{Ed}=20kN$</i>						
Λόγω της ύπαρξης της N_{Ed} υπάρχουν θλιπτικές τάσεις σε όλη τη διατομή, ίσες με:						
$N_{Ed} =$	20,00	kN				
$\sigma_N =$	6,38	kN/cm^2				

Εικόνα 10.11: Τέταρτο υπολογιστικό φύλλο

10.2.1.5: Υπολογιστικό φύλλο 5 - Έλεγχος διατομής

Στο συγκεκριμένο φύλλο εργασίας, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας της διατομής με βάση τα μεγέθη που έχουν υπολογιστεί παραπάνω αφού υπολογιστεί η μέγιστη δρώσα ροπή. Στη συνέχεια συγκρίνονται οι μέγιστες τάσεις τόσο στο ελεύθερο πέλμα δηλαδή το άνω όσο και στο κάτω πέλμα, το οποίο είναι το δεσμευμένο. Δυσμενέστερο σημείο είναι αυτό στο οποίο αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις τόσο λόγω καμπτικής M_y όσο και λόγω πλευρικής ροπής M_{fz} .

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ						
Από EN1993-1-3:						
	$W_{eff,y} =$	26,00	cm^3		(δεσμευμένο άκρο)	
	$W_{eff,y} =$	27,85	cm^3		(ελεύθερο άκρο)	
	$M_{fz,Ed} =$	6,80	$kNcm$			
	$W_{fz} =$	3,24	cm^3			
	$\gamma M1 = \gamma M1$	1,00				
	$f_y =$	23,5	kN/cm^2			
Διατομή στο μέσο της τεγίδας:						
Άνω πέλμα (δεσμευμένο):						
$\sigma_{max,Ed} =$	13,68	kN/cm^2	<	23,5	kN/cm^2	TRUE
Κάτω Πέλμα (ελεύθερο):						
Σημείο 1:						
$\sigma_{max,Ed} =$	-2,54	kN/cm^2	<	23,5	kN/cm^2	TRUE
	(εφελκυσμός)					
Σημείο 2:						
$\sigma_{max,Ed} =$	2,34	kN/cm^2	<	23,5	kN/cm^2	TRUE

Εικόνα 10.12: Πέμπτο υπολογιστικό φύλλο

ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΕΛΕΥΘΕΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ				
$0 < R$	3,21	<200		
i_{fz}	2,26			
Από EN1993-1-3, για αριθμό ελκυστήρων 0, είναι:				
n_1	0,414			
n_2	1,72			
n_3	1,11			
n_4	-0,178			
i_{fz}	1,24	m		
λ_1	91,60			
λ_{fz}	0,60			
Για τον υπολογισμό του χ_{LT} γίνεται χρήση του EN1993-1-1 (§6.3.2.3) χρησιμοποιώντας την καμπύλη λυγισμού b για τη λυγηρότητα $\lambda_{LT} = \lambda_{fz}$. Με αυτόν τον τρόπο προκύπτει:				
α_{LT}	0,34			
$\lambda_{LT,0}$	0,4			
β	0,75			
Φ_{LT}	0,63			
χ_{LT}	0,92			
Ο έλεγχος θα γίνει στο στήριγμα, όπου το ελεύθερο πέλμα θλιβεται λόγω N με τάση σ_N .				
M_y	0			
$M_{fz,Ed}$	0			
Στο μέσο της τεγίδας, το ελεύθερο πέλμα εφελκύεται με τάση σ : -0,44 kN/cm ²				
Εξίσωση ελέγχου (στο στήριγμα), από EN1993-1-3:				
$(1/\chi_{LT}) * [(M_{y,Ed}/W_{eff,y}) + (N_{Ed}/A_{eff})] + (M_{fz,Ed}/Q_{fz})$				
	6,90	<	23,5	TRUE

Εικόνα 10.13: Πέμπτο υπολογιστικό φύλλο (συνέχεια)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΕΓΙΔΑΣ ΣΕ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ					
Από τα δεδομένα η ανεμοπίεση w ισούται με 0.75 kN/m , η οποία είναι φορτίο σχεδιασμού, τότε το φορτίο λειτουργικότητας ισούται με:					
$w =$	0,75	kN/m			
Φορτίο λειτουργικότητας λόγω ανεμοπίεσης:	0,5	kN/m			
Προκειμένου να προσδιοριστεί η ροπή αδράνειας απαιτείται να ληφθεί υπόψη η επιρροή των στρογγυλεμένων άκρων.					
ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΑ ΠΛΑΤΗ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ					
b (mm)	65		$b_p =$	60,76	mm
c (mm)	20		$b_{p,c} =$	17,88	mm
h (mm)	180		$b_p =$	175,76	mm
Συντελεστής δ προς απομείωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών της διατομής από επίπεδα ελάσματα ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή των στρογγυλεμένων άκρων, λαμβάνεται ίσος με $\delta = 0.04$.					
$\delta =$	0,04				
$I =$	252,50	cm^4	(ροπή αδράνειας ενεργού διατομής)		
Διόρθωση ροπής αδράνειας λόγω στρογγυλεμένων άκρων.					
$I =$	232,30	cm^4			
Μέγιστο βέλος στο μέσον της τεγίδας:					
$\delta_y =$	0,0055	m			
	0,55	cm			
Για να επαρκεί η διατομή σε λειτουργικότητα πρέπει το βέλος δ_y να είναι μικρότερο από $L/250$					
$L/250 =$	0,018	m			
	1,8	cm			
$\delta_y = 0.55 \text{ cm} < 1.8 \text{ cm} = L/250$				TRUE	

Εικόνα 10.15: Έβδομο υπολογιστικό φύλλο

10.2.1.8: Συμπέρασμα

Η διατομή τεγίδας τύπου C που μελετήθηκε παραπάνω, βρέθηκε να επαρκεί σε όλους τους ελέγχους. Τροποποιώντας όμως τις αρχικές παραμέτρους, όπως για παράδειγμα το ύψος ή το πλάτος της διατομής, αυξάνεται η ευαισθησία σε τοπικό λυγισμό. Επίσης, όταν υπάρχει φόρτιση λόγω ανεμοπίεσης αλλά και ταυτόχρονη θλιπτική αξονική δύναμη, πολύ σημαντικός είναι και ο έλεγχος του ελεύθερου πέλματος, καθώς θλίβεται ολόκληρη η διατομή.

10.2.2: Παράδειγμα διμελούς υποστυλώματος

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα το οποίο αντλήθηκε επίσης από το σύγγραμμα των Βάγια, Ι., Γαντέ Χ., Ερμόπουλο Ι. και Ιωαννίδη Γ., 2013. *Παραδείγματα Εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών* Αθήνα: Κλειδάριθμος, μελετάται ένα διμελές υποστύλωμα διαμορφωμένο από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης. Πρόκειται για ένα υποστύλωμα που διαμορφώθηκε από δύο διατομές C205X2 οι οποίες συνδέονται με κοχλίες, ενώ ο χάλυβας είναι τύπου S355. Στα υπολογιστικά φύλλα που ακολουθούν πραγματοποιείται έλεγχος του υποστυλώματος αυτού όταν καταπονείται από μία αξονική δύναμη σχεδιασμού, $N_{Ed}=60kN$ αλλά και από γραμμικά μεταβαλλόμενες ροπές.

Όπως ακριβώς και στην περίπτωση της τεγίδας που αναλύθηκε προηγουμένως, ο τρόπος με τον οποίο έχει αναλυθεί το κάθε μέλος επιτρέπει στο χρήστη την οποιαδήποτε μεταβολή όσον αφορά τα χαρακτηριστικά της διατομής, τις ιδιότητες και την ποιότητα του χάλυβα και φυσικά το είδος της φόρτισης στην οποία πρόκειται να υποβληθεί το κάθε μέλος. Έτσι, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω μπορεί το πρόγραμμα να δείξει αν επαρκεί η κάθε διατομή ανάλογα με το συνδυασμό δεδομένων που δίνονται.

10.2.2.1: Υπολογιστικό φύλλο 1 - Δεδομένα

Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό και από την εικόνα που ακολουθεί παρακάτω, η μεθοδολογία που ακολουθείται είναι ίδια με αυτή της περίπτωσης της τεγίδας. Εισάγονται δηλαδή τα βασικά χαρακτηριστικά της διατομής τα οποία είναι: το πλάτος της (b), το ύψος της (h), το μήκος της ακραίας ενίσχυσης (c), το πάχος της (t), η ακτίνα καμπυλότητας (r) καθώς και οι μοίρες τις ακραίας ενίσχυσης. Με τη βοήθεια αυτών θα υπολογιστούν αναγκαία για τη συνέχεια μεγέθη όπως το εμβαδό, η ροπή αδράνειας στην ενεργό περιοχή, η ροπή αντίστασης.

Φυσικά εξετάζεται και εδώ η επιρροή των στρογγυλεμένων γωνιών, η οποία επιτρέπει τη δημιουργία μιας ισοδύναμης διατομής, τα μεγέθη της οποίας υπολογίζονται όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα υποστυλώματος οι έλεγχοι για την επιρροή των στρογγυλεμένων γωνιών δεν επαρκούν όλοι. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μην μπορεί να θεωρηθεί πως η διατομή αποτελείται από επίπεδα στοιχεία.

Τέλος, υπολογίζονται τα εμβαδά της ημιδιατομής του υποστυλώματος, οι ροπές αδράνειας της ημιδιατομής ως προς και τους δύο άξονες αλλά και τα ίδια μεγέθη που αφορούν ολόκληρο το υποστύλωμα.

ΔΙΜΕΛΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΠΟ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΔΙΑΜΟΡΦΩΜΕΝΕΣ ΕΝ ΨΥΧΡΩ			
Υποστυλώμα ύψους 4,00m αποτελείται από δύο διατομές C250X2 διαμορφωμένες εν ψυχρώ, συνδεόμενες μεταξύ τους με κοιλίες και ενδιάμεσο έλασμα 8mm. Το υποστυλώμα στηρίζεται στα άκρα του με αρθρώσεις και διγαλιωτή στήριξη, καταπονείται δε από αξονική δύναμη σχεδιασμού $N_{Ed}=60kN$ και γραμμικώς μεταβαλλόμενες ροπές M_y . Ζητείται ο έλεγχος του υποστυλώματος. (Χάλυβας S235)			
Επίλυση με βάση τον EN1993-1-3			
Δεδομένα		Γεωμετρικά Στοιχεία (από πίνακες)	
Χάλυβας	S235	b(mm)	78,50
h(mm)	25	t(mm)	2,00
h(m)	4,00	A(cm ²)	9,54
l(m)	1,25	e(mm)	24,90
r(mm)	8,00	t _{zinc} (mm)	0,04
N _{Ed} (kN)	60,00	t _{nom} (mm)	2,00
M _{y,Ed} (kNm)	-12,00	t _{cor} (mm)	1,96
M _{y,Ed} (kNm)	17		
f _{yb}	355		
		0.45mm < t _{cor} = 1.96mm < 15mm	
		0.45mm < t _{cor}	1.96mm < 15mm
		TRUE	TRUE
		Επομένως η επίλυση γίνεται με βάση τον EN1993-1-3	

Εικόνα 10.16: Υπολογιστικό φύλλο 1

Πλάτη Στοιχείων:				
Πέλμα-Κορμός:				
r(mm)	15,00			
r(mm)	8,00			
rm(mm)	8,98			
φ(μοίρες)	90			
gr(mm)	2,63			
Άνω πέλμα:	b _p =	58,87	mm	
Κορμός	b _p =	113,4	mm	
Ενίσχυση	b _p =	20,00	mm	
Επιτροπή Στρογγυλεμένων Γωνιών:				
Πέλμα-Κορμός:				
r(mm)	8,00	<	9,8	TRUE
r(mm)	8,00	<	0,196	FALSE
Ακραία Ενίσχυση:				
r(mm)	15,00	>	9,8	TRUE
r(mm)	15,00	>	5,89	TRUE
Οπότε η διατομή δεν μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από επίπεδα στοιχεία.				

Εικόνα 10.17: Υπολογιστικό φύλλο 1 (συνέχεια)

<i>Εμβαδόν Ημιδιατομής:</i>					
Ag	9,54	cm ²	από πίνακες του κατασκευαστή		
Ag	9,44	cm ²	(με πάχος μεταλλικού πυρήνα)		
<i>Εμβαδόν πλήρους διατομής διατομής του διμελούς υποστρώματος:</i>					
Ag	18,88	cm ²			
<i>Ροπής αδράνειας I_z ημιαδοτιμής στον ισχυρό άξονα:</i>					
I _{gy}	862	cm ⁴	από πίνακες του κατασκευαστή		
I _{gy}	851	cm ⁴	(με πάχος μεταλλικού πυρήνα)		
<i>Ροπής αδράνειας I_z ημιαδοτιμής στον ασθενή άξονα:</i>					
I _{gz}	82	cm ⁴	από πίνακες του κατασκευαστή		
I _{gz}	81,3	cm ⁴	(με πάχος μεταλλικού πυρήνα)		
<i>Η ροπή αδρανείας του διμελούς υποστρώματος προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη τον όρο του Steiner $\Delta I_z = A g^* \gamma^2$, όπου $\gamma = 15 \text{ mm}$ είναι η απόσταση των κέντρων βάρους μεταξύ της επιμέρους διατομής του διμελούς υποστρώματος:</i>					
I _{zz}	230,76	cm ⁴			
<i>Η σταθερά στρέβλωσης της πλήρους διατομής από ευθύγραμμο στοιχείο δίνεται από τη σχέση:</i>					
I _{w,sh}	36,056	cm ⁶			
<i>Γεωμετρικές Συνθήκες:</i>					
b/t	30	<	90	TRUE	
c/t	10,20	<	60	TRUE	
h/t	117,35	<	500	TRUE	
<i>Οι ακραίες ενισχύσεις μπορούν να θεωρηθούν ενεργές, επειδή:</i>					
0,2	<	c/b=	0,34	<	0,6
TRUE					

Εικόνα 10.18: Υπολογιστικό φύλλο 1 (συνέχεια)

10.2.2.2: Υπολογιστικό φύλλο 2 - Ενεργός διατομή για θλιπτική αξονική δύναμη

Προκειμένου να βρεθεί η ενεργός διατομή για θλιπτική αξονική φόρτιση γίνεται ξανά διαχωρισμός των μελών από τα οποία αποτελείται το υποστύλωμα, όπως ακριβώς πραγματοποιήθηκε και στην προηγούμενη περίπτωση. Χωρίζεται δηλαδή το υποστύλωμα σε πέλμα, ακραία ενίσχυση και κορμό τα οποία μελετώνται το καθένα ξεχωριστά.

Στο σημείο αυτό, όσον αφορά το πέλμα ο χρήστης του προγράμματος δίνει τον συντελεστή $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$, για να υπολογιστεί το ενεργό πλάτος του πέλματος, το οποίο θλίβεται εσωτερικά. Έπειτα, υπολογίζεται το ενεργό πλάτος της ακραίας ενίσχυσης. Υπολογίζονται διάφοροι συντελεστές, όπως ο συντελεστής κύρτωσης k_σ , η λυγηρότητα λ_p και ο συντελεστής ρ .

Για τις ακραίες ενισχύσεις θεωρούμε και πάλι πως η δυσκαμψία που προσφέρουν προσομοιάζει με αυτή του ελατηρίου πράγμα που διευκολύνει στον υπολογισμό τόσο αυτής όσο και της λυγηρότητας.

Ωστόσο, σε σχέση με την τεγίδα υπάρχει διαφοροποίηση ως προς την ανάλυση του κορμού καθώς αυτός θα αναλυθεί για τρεις περιπτώσεις αστοχίας οι οποίες είναι: η κύρτωση ολόκληρου του κορμού, η τμηματική κύρτωση μεταξύ άνω κοχλίας και άνω τμήμα κορμού και η περίπτωση κύρτωσης του κορμού μεταξύ των κοχλιών. Σε κάθε περίπτωση εξετάζεται αν το μέλος είναι ενεργό και τέλος υπολογίζεται το εμβαδό της ενεργού περιοχής του υποστυλώματος για θλιπτική αξονική φόρτιση.

ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗ ΓΙΑ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ				
Επίλυση με βάση τον EN1993-1-5				
Είναι:	$\varepsilon =$	0,81		
ΠΕΛΜΑ				
$\psi =$	1			
$k_\sigma =$	4			
$\lambda_p =$	0,65	<	0,673	TRUE
<i>Άρα από πίνακα 4.1:</i>				
	$\rho =$	1		
$b_{eff} =$	5,89		cm	
$b_{eff1} = b_{eff2} =$	2,94		cm	

Εικόνα 10.19: Υπολογιστικό φύλλο 2

ΑΚΡΑΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ				
Προσδιορισμός c_{eff} :				
$b_{p,c}/b_p =$	0,34	<	0,35	TRUE
$K\sigma =$	0,5			
$\lambda_p =$	0,625	<	0,673	TRUE
Αρα από πίνακα 4.1:				
$\rho =$		1		
Επομένως, $c_{eff} = c$:				
	2,00	cm		
Εμβαδό Ενίσχυσης: $A_s =$				
		1,66	cm ²	
Απόσταση κέντρου βάρους από το άνω πέδιλο:				
$z_a =$		1,16	cm	
Ροπή αδράνειας ως προς οριζόντιο άξονα:				
Σταθερά ελατηρίου:				
$k_f =$	1	(συμμετρική διατομή υπό θλίψη)		
$b_1 =$	6,20	cm		
$h_w =$	24,80	cm		
$K =$	0,0313	kN/cm ²		
$\sigma_{cr} =$	50,64	kN/cm ²		
$\lambda_d =$	0,84			
$0,65 < \lambda_d = 0,84 < 1,38$				
$0,65 < \lambda_d$		&	$\lambda_d < 1,38$	
TRUE			TRUE	
$\chi_d =$		0,86		
Έπειτα από αρκετούς κύκλους επαναλήψεων προκύπτει τελικά:				$\chi_d =$ 0,90
$t_{red} =$		0,176	cm	

Εικόνα 10.20: Υπολογιστικό φύλλο 2 (συνέχεια)

ΚΟΡΜΟΣ				
A) ΚΥΡΤΩΣΗ ΟΛΟΚΛΗΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ				
Πάχος:	t=	11,92		
	ψ=	1		
	κσ=	4		
λ_p =	0,52	<	0,673	ρ = 1
B) ΚΥΡΤΩΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΑ ΚΑΙ ΑΝΩ ΑΚΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ				
b_p =	7,5			
λ_p =	0,95			
ρ =	0,81			
	b_{eff} =	6,06	cm	
	$b_{eff1}=b_{eff2}$ =	3,03	cm	
Γ) ΤΜΗΜΑ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΩΝ				
b_p =	4,2			
$b_1=b_2$ =	5	cm	(κοχλίας:ακλόνητη στήριξη)	
λ_p =	0,53		ρ =	1
$b_{p1}=b_{p2}$ =	2,1	cm		
Για τη διατομή της ενίσχυσης του κορμού ισχύει:				
Εμβαδό :	A_s =	1,66		
Απόσταση κέντρου βάρους από τον κορμού:				
z_a =	0,17	cm		
Ροπή αδράνειας ως προς κεντροβαρικό άξονα:				
I_s =	0,352	cm ⁴		
Σταθερά ελατηρίου:				
$b_1=b_2$ =	5	cm		
K =	4,14	kN/cm ²		
Κρίσιμη τάση λυγισμού της νεύρωσης του κορμού:				
σ_{cr} =	205,47	kN/cm ²		
λ_d =	0,42	<	0,65	
χ_d =	1			
<i>Οπότε ολόκληρο το μεσαίο τμήμα είναι ενεργό.</i>				

Εικόνα 10.21: Υπολογιστικό φύλλο 2 (συνέχεια)

10.2.2.3: Υπολογιστικό φύλλο 3 - Ενεργός διατομή για καμπτική ροπή M_y

Όπως ακριβώς και τον υπολογισμό της ενεργού διατομής για την αξονική θλίψη έτσι και με την καμπτική ροπή κατατμίζεται η διατομή και μελετάται για τον κορμό, το πέλμα αλλά και την ακραία ενίσχυση. Όμως, στην περίπτωση της κάμψης η κύρτωση του κορμού εξετάζεται σε δύο και όχι σε τρεις περιπτώσεις. Η πρώτη είναι η κύρτωση ολόκληρου του κορμού και η δεύτερη για τμηματική κύρτωση του κοιλία και του άνω άκρου του κορμού.

ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗ ΓΙΑ ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ M_y .		
ΠΕΛΜΑ		
$b_{eff1}=b_{eff2}=\text{cm}$	2,94	cm
$A_{eff}=\text{cm}^2$	17,2	cm ²
ΕΝΙΣΧΥΣΗ		
Υπολογισμός σταθεράς ελατηρίου K, με $k_f=0$.		
K=	0,0148	kN/cm ²
Κρίσιμη τάση λυγισμού:		
$\sigma_{cr}=\text{kN/cm}^2$	35,79	kN/cm ²
Άρα:		
$\lambda_d=\text{cm}$	0,71	
Έπειτα από διαδοχικές δοκιμές προκύπτει ότι:		
$\chi_d=\text{και συνεπώς:}$	0,91	
$t_{red}=\text{cm}$	0,178	cm
ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΝΕΡΓΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ		
Απόσταση κέντρου βάρους από άνω πέλμα:		
zs=	12,6	cm
Εμβαδό ενεργού διατομής:		
$A_{eff}=\text{cm}^2$	9,88	cm ²
Επομένως,		
bc=	12,6	cm
bt=	12,20	cm

Εικόνα 10.22: Υπολογιστικό φύλλο 3

ΚΟΡΜΟΣ			
Θα εξετασθούν δύο περιπτώσεις για κύρτωση ολόκληρου του κορμού ή για τμηματική κύρτωση του κορμού μεταξύ του άνω και κοιλία και του άνω άκρου του κορμού.			
A) ΚΥΡΤΩΣΗ ΟΛΟΚΛΗΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ			
Πάχος:	t=	12	mm
	ψ=	-1,03	
		-3 < ψ < -1	
	κσ=	24,71	
	λρ=	0,24	ρ= 1
B) ΚΥΡΤΩΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΑ ΚΑΙ ΑΝΩ ΑΚΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ (πάχος 2mm)			
	σ'2=	0,44*σ ₁	
0 < ψ	σ'2/σ ₁ =	0,44	< 1
	κσ=	5,50	
	λρ=	0,80	
	ρ=	0,96	> 1
Επομένως ο κορμός είναι πλήρης ενεργός για κάμψη .			
ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΝΕΡΓΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
Ροπή αδράνειας ενεργού επιμέρους διατομής:			
	I _{eff,y} =	926	cm ⁴
Ροπή αδράνειας της διατομής του υποστυλώματος:			
	I _{eff,y} =	1852	cm ⁴
Ροπές αντίστασης ενεργού διατομής:			
	W _{eff,y,com} =	147,0	cm ³
	W _{eff,y,ten} =	152	cm ³

Εικόνα 10.23: Υπολογιστικό φύλλο 3 (συνέχεια)

10.2.2.4: Υπολογιστικό φύλλο 4 - Έλεγχος διατομής σε θλίψη και κάμψη

Για το συγκεκριμένο έλεγχο αρκεί να ικανοποιηθεί η σχέση:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{cRd}}\right) + \left(\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}}\right) < 1 \quad (10.1)$$

<i>ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ</i>				
Δυσμενέστερη η διατομή της κεφαλής:				
$N_{Ed} =$	60	kN		
$M_{y,Ed} =$	1700	kN		
$N_{c,Rd} =$	610,6	kN		
$M_{cy,Rd,com} =$	5218	kN		
Συνδυασμός κάμψης-θλίψης:				
$(N_{Ed}/N_{cRd}) + (M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}/M_{cy,Rd,com})$		=	0,42	< 1
TRUE				
Σημείωση: Το $\Delta M_{y,Ed}$ είναι ίσο με μηδέν διότι το κέντρο βάρους της ενεργού διατομής, όταν αυτή υπόκειται σε θλίψη ταυτίζεται με το κέντρο βάρους της πλήρους διατομής και έτσι $eN=0$.				

Εικόνα 10.24: Υπολογιστικό φύλλο 4

10.2.2.5: Υπολογιστικό φύλλο 5 - Έλεγχος μέλους σε λυγισμό

Για την περίπτωση του λυγισμού του υποστυλώματος βρίσκουμε τους συντελεστές x_y και x_z από την καμπύλη λυγισμού ανάλογα με το μέγεθος της λυγηρότητας. Ακολούθως υπολογίζεται η κρίσιμη δύναμη στρεπτικού λυγισμού. Έπειτα υπολογίζεται εκ νέου η ανηγμένη λυγηρότητα και η ροπή κάμψης προκειμένου να έρθει η τελική σχέση που δείχνει αν επαρκεί η διατομή του υποστυλώματος σε λυγισμό η οποία είναι:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right)^{0.8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}}\right)^{0.8} \leq 1,0 \quad (10.2)$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

$i_y=$	9,5				
$i_y=$	3,82				
ΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ					
Λυγισμός ως προς τον άξονα y-y:					
$\lambda_1=$	76,4				
$\lambda_y=$	0,52		(Από καμπύλη λυγισμού a, $\chi_y=0.92$)		
			$\chi_y=$	0,92	
Λυγισμός ως προς τον άξονα z-z:					
$\lambda_z=$	1,30		(Από καμπύλη λυγισμού b, $\chi_z=0.43$)		
			$\chi_z=$	0,43	

Εικόνα 10.25: Υπολογιστικό φύλλο 5

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ					
Λόγω του μικρού πάχους των τοιχομάτων της διατομής, η σταθερά St Venant λαμβάνεται προσεγγιστικά $I_t=0$.					
$i_o^2=$	104,84	cm^2			
Διατομή διπλής συμμετρίας:			$N_{cr,TF}=N_{cr,T}$		
Κρίσιμη δύναμη στρεπτικού λυγισμού:			$N_{cr,T}=$	444	kN
$\lambda_T=$	1,17		Καμπύλη λυγισμού b, $\chi_{LT}=0.49$		

Εικόνα 10.26: Υπολογιστικό φύλλο 5 (συνέχεια)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗΣ					
Σχέση αλληλεπίδρασης:					
Υπολογισμός καμπτικής ροπής αντοχής $M_{b,Rd}$:					
Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ($I_t=0$)					
$\psi=$	-0,71	➔	$c_1=$	2,9	(από βιβλιογραφία)
$M_{cr}=$	10807				kNm
$\lambda_{LT}=$	0,69				Καμπύλη λυγισμού b, $\chi_{LT}=0,78$
$M_{b,Rd}=$	4070			➔	40,70 kNm
Επειδή $\chi_T > \chi_z$ χρησιμοποιείται ο συν/στης χ_z .					
$N_{b,Rd}=$	262,56				kN
Επομένως η σχέση αλληλεπίδρασης:			$(N_{Ed}/N_{b,Rd})^{0,8} + (M_{Ed}/M_{b,Rd})^{0,8} < 1$		
$(N_{Ed}/N_{b,Rd})^{0,8} + (M_{Ed}/M_{b,Rd})^{0,8} < 1$			=	0,80	< 1
TRUE					
Άρα, η διατομή του υποστυλώματος επαρκεί σε λυγισμό λόγω αξονικής δύναμης και κάμψης.					

Εικόνα 10.27: Υπολογιστικό φύλλο 5 (συνέχεια)

10.2.2.6: Συμπέρασμα

Όπως φαίνεται στην παραπάνω εικόνα ο έλεγχος του διμελούς υποστυλώματος σε λυγισμό λόγω αξονικής δύναμης και κάμψης επαρκεί, καθώς ικανοποιούνται οι σχέσεις 10.1 και 10.2. Σε κάθε έλεγχο, η διατομή χωρίστηκε και ελέγχθηκε ταυτόχρονα σε τρία μέρη, τον κορμό, το πέλμα και την ακραία ενίσχυση.

10.3: Παραδείγματα συνδέσεων

10.3.1: Παραδείγματα μηχανικών μέσων σύνδεσης

Στα τρία πρώτα παραδείγματα γίνεται έλεγχος των μηχανικών μέσων σύνδεσης. Συγκεκριμένα, στο πρώτο, ελέγχεται μία κοχλιωτή σύνδεση, στο δεύτερο μια σύνδεση με πριτσίνια ενώ στο τρίτο μια σύνδεση με βίδες. Όλα τα παραδείγματα πάρθηκαν από το βιβλίο των Βάγια Ι και Dubina D., 2004, *Σιδηρές κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης*, Αθήνα: Κλειδάριθμός.

10.3.1.1: Κοχλιωτή σύνδεση

Στο παρακάτω παράδειγμα γίνεται έλεγχος επάρκειας της κοχλιωτής σύνδεσης γωνιακού με έλασμα. Χρησιμοποιούνται τρεις κοχλίες, ποιότητας 8.8 με διάμετρο 10 mm. Στην εικόνα, δίνονται αναλυτικά τα δεδομένα του παραδείγματος.

Έλεγχος επάρκειας κοχλιωτής σύνδεσης γωνιακού με έλασμα			
Δεδομένα			
Χάλυβας	S 275	γ_{M0}	1,0
f_y (N/mm ²)	275	γ_{M2}	1,25
f_u (N/mm ²)	430		
Κοχλίες			
Ποιότητα	8.8		
f_{yb}	640	N/mm ²	
f_{ub}	800	N/mm ²	
Διάμετρος	M10		
d	10	mm	
A_s	58	mm ²	
Αριθμός Κοχλιών	n		
	3		
Δύναμη S	25000	N	
Διατομές			
Γωνιακό	30 x 2		
t	2	mm	
A	112	mm ²	
Έλασμα	40 x 2		
t	2	mm	
A	80	mm ²	

Ποιότητα κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_b (N/mm ²)	240	300	480	640	900
f_u (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Ονομασία	Διάμετρος	Διατομή
	D (mm)	A_s
M6	6	20,1
M8	8	36,6
M10	10	58,0
M12	12	84,3
M16	16	157

Εικόνα 10.28: Δεδομένα κοχλιωτής σύνδεσης

Στη συνέχεια, γίνεται ο έλεγχος της σύνδεσης σύμφωνα με τον Πίνακα 7.5. Πρώτο βήμα είναι ο έλεγχος των αποστάσεων των κοχλιών. Εφόσον ικανοποιούνται οι ανισώσεις, ελέγχεται η αντοχή σε διάτμηση, σε σύνθλιψη άντυγας και η αντοχή σε καθαρή διατομή. Αν ικανοποιούνται και οι συνθήκες, τότε ακολουθεί ο τελευταίος έλεγχος, αυτός της επάρκειας. Όπως φαίνεται και στην εικόνα 10.30, εφόσον η δρώσα δύναμη είναι μικρότερη από την αντοχή της σύνδεσης (σχέση 7.1), οι τρεις κοχλίες ποιότητας 8.8 και διαμέτρου M10, επαρκούν.

Έλεγχοι									
1) Έλεγχος αποστάσεων									
p_1	35	mm	p_1	\geq	$3*d$	\rightarrow	$p_1 \geq$	30	TRUE
e_1	35	mm	e_1	\geq	$1,5*d$	\rightarrow	$e_1 \geq$	15	TRUE
e_2	35	mm	e_2	\geq	$1,5*d$	\rightarrow	$e_2 \geq$	15	TRUE
2) Αντοχή σε διάτμηση :		$F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_s / \gamma_{M_2}$							
$F_{v,Rd} =$	22272	N/κοχλία							
	66816	N							
3) Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας :		$F_{b,Rd} = 2,5 * f_u * d * t / \gamma_{M_2}$							
$F_{b,Rd} =$	17200	N/κοχλία							
	51600	N							
Πρέπει όμως:		$F_{v,Rd} \geq 1,2 * F_{b,Rd}$							
↓									
$F_{v,Rd} \geq$	61920	N	TRUE	Εφόσον ικανοποιείται η συνθήκη, προχωράμε στους επόμενους ελέγχους					

Εικόνα 10.29: Έλεγχοι κοχλιωτής σύνδεσης

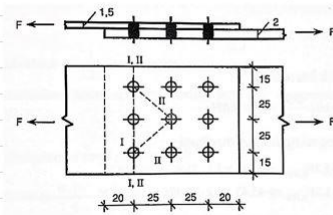
4) Αντοχή καθαρής διατομής:		$F_{n,Rd} = (1 + 3 * r * (d_0/u - 0,3)) * A_{net} * f_u / \gamma_{M_2}$			A_{net} (γωνιακό)=	92	mm^2
	$F_{n,Rd} =$	17632,5	N		A_{net} (ελάσμα)=	60	mm^2
					r	0,333	
					u	70	
Πρέπει όμως:		$F_{n,Rd} \leq A_{net} * f_u / \gamma_{M_2}$					
↓							
$F_{n,Rd} \leq$	20640	N	TRUE				
Ακόμη πρέπει:		$F_{b,Rd} \leq (e_1 * t / 1,2) * (f_u / \gamma_{M_2})$					
↓							
$F_{b,Rd} \leq$	20067	N	TRUE				
Επειδή όμως η σύνδεση δεν είναι συμμετρική, η δύναμη $P = 25000$ N κατανέμεται ανομοιόμορφα στην σύνδεση ως εξής:							
S (γωνιακό)	14583	N	\rightarrow	Τελευταίος έλεγχος:	$F_{ελ}$	$<$	$\min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd}, F_{n,Rd})$
S (ελάσματος)	10417	N			10417	$<$	17200
Συμπεραίνοντας, η σύνδεση με 3 κοχλίες, ποιότητας 8.8 και διαμέτρου M10 μπορεί να παραλάβει την δύναμη P.							

Εικόνα 10.30: Υπολογισμός αντοχής καθαρής διατομής και συμπέρασμα

10.3.1.2: Σύνδεση με πριτσίνια

Στο παράδειγμα αυτό χρησιμοποιούνται εννέα πριτσίνια, διαμέτρου 4 mm, για την σύνδεση δύο ελασμάτων των οποίων οι διαστάσεις, όπως και όλα τα δεδομένα, παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα

Έλεγχος σύνδεσης με πριτσίνια για παραλαβή δύναμης $F = 20 \text{ KN}$					
Δεδομένα					
Χάλυβας	S 235		γ_{M0}	1,0	
$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235		γ_{M2}	1,25	
$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	360				
Πριτσίνια		Αποστάσεις πριτσινιών			
Διάμετρος (d)	4	mm	p_1	25	mm
f_{ub}	480	N/mm ²	p_2	25	mm
Αριθμός Πριτσινιών	n	9	e_1	20	mm
			e_2	15	mm
Δύναμη F	20	KN			
Διατομές					
Έλασμα 1	80 x 1,5				
t	1,5	mm			
A	120	mm ²			
Έλασμα 2	80 x 2				
t	2	mm			
A	160	mm ²			



Εικόνα 10.31: Δεδομένα σύνδεσης με πριτσίνια

Και σ' αυτήν την περίπτωση γίνεται πρώτα ο έλεγχος των αποστάσεων των πριτσινιών. Έπειτα, υπολογίζεται η αντοχή σε διάτμηση, σε σύνθλιψη άντυγας και της καθαρής διατομής, σύμφωνα με τον Πίνακα 7.7. Όσον αφορά την αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας, ο συντελεστής α , που χρησιμοποιείται στην σχέση, προκύπτει από γραμμική παρεμβολή. Ακόμη, ελέγχεται αν πληρούνται οι συνθήκες των αντοχών. Με βάση την εικόνα 10.34, ικανοποιούνται οι συνθήκες και ταυτόχρονα ισχύει η σχέση 7.1. Επομένως, η σύνδεση με τα εννέα πριτσίνια, μπορεί να παραλάβει τη δύναμη F.

Έλεγχοι					
1) Έλεγχος αποστάσεων					
p_1	\geq	$3*d$	\rightarrow	$p_1 \geq$	12 TRUE
p_2	\geq	$3*d$	\rightarrow	$p_2 \geq$	12 TRUE
e_1	\geq	$3*d$	\rightarrow	$e_1 \geq$	12 TRUE
e_2	\geq	$1,5*d$	\rightarrow	$e_2 \geq$	6 TRUE
2) Αντοχή σε διάτμηση					
$F_{v,Rd} = A * f_{ub} / \gamma_{M2}$			A =	12,57	mm ²
$F_{v,Rd} =$	4,83	KN/πριτσίνι			
	43,43	KN			

Εικόνα 10.32: Έλεγχος αποστάσεων πριτσινιών και υπολογισμός αντοχής σε διάτμηση

3) Σύνθλιψη άντυνας $F_{b,Rd} = \alpha * f_u * d * t / \gamma_{M_2}$					
Για τον συντελεστή α :					
	αν $t=t_1$		$\alpha = 3,2 * \sqrt{t/d}$	αλλά $\alpha \leq 2,1$	
	αν $t_1 \geq 2,5 * t$		$\alpha = 2,1$		
	αν $t < t_1 < 2,5t$		α από γραμμική παρεμβολή		
$t =$	1,5	mm			
$t_1 =$	2	mm			
$\alpha =$	2,1	→	$t =$	3,75	mm
$\alpha =$	1,960	→	$t =$	1,5	mm
Εφόσον $t < t_1 < 2,5t$	→	Γραμμική παρεμβολή για το α :	$\alpha =$	1,99	
$F_{b,Rd} =$	3,4	KN/πριτσίνι			
	30,96	KN			
4) Αντοχή καθαρής διατομής					
$F_{n,Rd} = A_{net} * f_u / \gamma_{M_2}$					
$A_{net(i-j)} =$	102	mm ²			
$F_{n,Rd} =$	29,38	KN			

Εικόνα 10.33: Υπολογισμός αντοχών

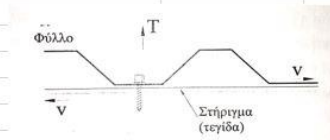
5) Έλεγχοι πλήρωσης συνθηκών					
Πρέπει :	$F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd}$				
	$F_{v,Rd} =$	43,43	KN		
	$F_{v,Rd} \geq$	37,15	KN	TRUE	
Επίσης πρέπει:	$F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$				
	$F_{v,Rd} =$	43,43	KN		
	$F_{v,Rd} \geq$	35,2512	KN	TRUE	
Εφόσον ισχύουν οι συνθήκες, έχουμε:					
	$F =$	20	KN	<	$\min (F_{v,Rd}, F_{b,Rd}, F_{n,Rd})$
	↓				
	$F =$	20	<	29,38	TRUE
<i>Συνεπώς η προτεινόμενη σύνδεση μπορεί να παραλάβει την δύναμη $F = 20KN$</i>					

Εικόνα 10.34: Έλεγχοι και συμπίεσμα

10.3.1.3: Σύνδεση με αυτοεμπηγνόμενες βίδες

Στο τελευταίο παράδειγμα για τα μηχανικά μέσα σύνδεσης, γίνεται χρήση των αυτοεμπηγνόμενων βιδών. Συγκεκριμένα εξετάζεται η επάρκεια της σύνδεσης ενός τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου με μία τεγίδα. Όπως και στα προηγούμενα παραδείγματα, έτσι και σε αυτό παρουσιάζονται αναλυτικά όλα τα δεδομένα.

Έλεγχος σύνδεσης τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου με τεγίδα, με αυτοεμπηγνόμενες βίδες			
Δεδομένα			
Βίδες		γ_{M0}	1,0
Διάμετρος (d)	4,8	γ_{M2}	1,25
Αριθμός Βιδών	1	Αποστάσεις βιδών	
Αριθμός ελασμάτων (n)	2	Αποστάσεις μεταξύ p_1	14,4 mm
		Ακραία απόσταση e_1	14,4 mm
Διατομές			
Έλασμα 1	H 360 LA		
t	0,9	mm	
f_y	360	(N/mm ²)	
f_u	430	(N/mm ²)	
Έλασμα 2 (τεγίδα)			
t	1,5	mm	
Δακτύλιοι (d_w)	8,1	mm	
Χάλυθας	S 280 GD+AZ		
f_y	280	(N/mm ²)	
f_u	360	(N/mm ²)	
Από πειράματα:	$F_{v,Rd} =$	6,2	KN
	$F_{t,Rd} =$	10,8	KN



Εικόνα 10.35: Δεδομένα αυτοεμπηγνόμενων βιδών

Ακολουθεί ο έλεγχος των αποστάσεων. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα επειδή χρησιμοποιείται μία βίδα για τη σύνδεση, αρκεί ο έλεγχος μιας ακραίας απόστασης e_1 και μιας απόστασης μεταξύ των αξόνων σύνδεσης p_1 . Συμπληρωματικά, με βάση τον Πίνακα 7.6, γίνεται ο υπολογισμός των αντοχών σε εφελκυσμό, σε σύνθλιψη άντυγας και σε διάτμηση. Οι αντοχές σε εφελκυσμό και διάτμηση προσδιορίστηκαν πειραματικά. Για τον έλεγχο όμως των συνθηκών, υπολογίζονται ακόμη η εξόλκευση και η υπερβολική παραμόρφωση του ελάσματος για φορτία ανέμου. Παράλληλα, όπως και στο παράδειγμα των πριτσινιών, ο συντελεστής α , για την σχέση της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας, υπολογίστηκε με γραμμική παρεμβολή. Κατόπιν, ελέγχεται η συνθήκη για τη διάτμηση και αφού ικανοποιείται, είναι προφανές πως η βίδα επαρκεί για την σύνδεση. Όλα όσα προαναφέρθηκαν, παρουσιάζονται αναλυτικά στις δύο παρακάτω εικόνες.

Έλεγχοι						
1) Έλεγχος αποστάσεων						
ρ_1	\geq	$3*d$	\rightarrow	$\rho_1 \geq$	14,4	TRUE
e_1	\geq	$3*d$	\rightarrow	$e_1 \geq$	14,4	TRUE
2) Αντοχή σε εφελκυσμό						
Για φορτία ανέμου:	$F_{p,Rd} = 0,5 * d_w * t * f_u / \gamma_{M_2}$					
	$F_{p,Rd} =$	1,25	KN			
Αντοχή σε εξόλκευση:	$F_{o,Rd} = 0,65 * d * t_{sup} * f_{u, sup} / \gamma_{M_2}$					
	$F_{o,Rd} =$	1,35	KN			
Έλεγχος εφελκυστικής αντοχής:	$F_{t,Rd} \geq n F_{p,Rd}$					
	↓					
	$F_{t,Rd} \geq$	2,51	TRUE	Επαρκεί η βίδα		

Εικόνα 10.36: Έλεγχος αποστάσεων βιδών και υπολογισμός αντοχής σε εφελκυσμό

3) Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:		$F_{b,Rd} = \alpha * f_u * d * t / \gamma_{M_2}$				
Για τον συντελεστή α :		$\alpha = 3,2 * \sqrt{t/d}$ αλλά $\alpha \leq 2,1$ αν $t = t_1$ $\alpha = 2,1$ αν $t_1 \geq 2,5 * t$ $\alpha = 2,1$ αν $t < t_1 < 2,5t$ α από γραμμική παρεμβολή				
t	0,9	mm				
t_1	1,5	mm				
$\alpha =$	2,1	\rightarrow	$t =$	2,25	mm	
$\alpha =$	1,4	\rightarrow	$t =$	0,9	mm	
Εφόσον $t < t_1 < 2,5t$	\rightarrow	Γραμμική παρεμβολή για το α :	$\alpha =$	1,70		
$F_{b,Rd} =$	2,5	KN				
4) Αντοχή σε διάτμηση						
Έλεγχος:	$F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd}$					
	↓					
	$F_{v,Rd} \geq$	3,04	TRUE	Επαρκεί η βίδα		
<u>Επομένως, για διατμητική καταπόνηση, καθοριστική είναι η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας ($F_{b,Rd}=2,5$). Η εφελκυστική αντοχή καθορίζεται από την υπερβολική παραμόρφωση του.</u>						

Εικόνα 10.37: Υπολογισμός αντοχών και συμπέρασμα

10.3.2: Παραδείγματα συγκολλητών συνδέσεων

Με τον ίδιο τρόπο που παρουσιάστηκαν τα προηγούμενα παραδείγματα για τα μηχανικά μέσα συνδέσεως, παρουσιάζονται παρακάτω και οι τρεις περιπτώσεις συγκολλητών συνδέσεων. Στο πρώτο παράδειγμα μελετάται η σύνδεση με σημειακές ραφές, στο δεύτερο με ραφές οπής και στο τρίτο με εξωραφές. Και τα ακόλουθα παραδείγματα, πάρθηκαν από το βιβλίο των Βάγια Ι και Dubina D., 2004, *Σιδηρές κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης*, Αθήνα: Κλειδάριθμος.

10.3.2.1: Σύνδεση με σημειακές ραφές

Στο παράδειγμα αυτό γίνεται έλεγχος σύνδεσης με την χρήση σημειακών ραφών. Χρησιμοποιούνται τέσσερις ραφές με διάμετρο 6 mm (σχέση 7.6α) με σκοπό την υπερκάλυψη του ελάσματος. Ο έλεγχος αφορά την παραλαβή της δύναμης F. Ακολούθως, δίνονται αναλυτικά όλα τα δεδομένα (εικόνα 10.38).

Έλεγχος σύνδεσης υπερκάλυψης με συγκολλητή ένωση για παραλαβή δύναμης F = 20 kN (σημειακές ραφές)					
Δεδομένα					
Χάλυβας	S 315 MC				
f_y	315	(N/mm ²)	γ_{M0}	1,0	
f_u	390	(N/mm ²)	γ_{M2}	1,25	
Ραφές	Αποστάσεις ραφών				
Διάμετρος (d_s)	6,0	mm	p_1	45	mm
			p_2	30	mm
Αριθμός Ραφών			e_1	32	mm
n	4		e_2	20	mm
Δύναμη F	20	kN			
Διατομές					
Έλασμα	70 x 1,9				
t	1,9	mm			
A	133	mm ²			

Εικόνα 10.38: Δεδομένα σύνδεσης με σημειακές ραφές

Έπειτα, με βάση τον Πίνακα 7.9, ελέγχεται η επάρκεια της σύνδεσης. Όπως και στα παραδείγματα που ήδη παρουσιάστηκαν [10.3], έτσι και σε αυτά, απαραίτητος είναι ο έλεγχος των αποστάσεων των ραφών. Ακολουθούν οι υπολογισμοί των αντοχών (απόσχιση και σύνθλιψη άντυγας, άκρου, καθαρής διατομής, διάτμησης της ραφής), και το τελευταίο βήμα, αυτό του ελέγχου των συνθηκών. Όπως φαίνεται και στα αποτελέσματα της εικόνας 10.40, καθοριστική είναι η αντοχή σε απόσχιση και σύνθλιψη άντυγας. Ισχύει και η συνθήκη $F_{v,Rd} \geq 1,25 \cdot F_{tb,Rd}$ καθώς και η σχέση 7.1, επομένως η προτεινόμενη σύνδεση με σημειακές ραφές, μπορεί να παραλάβει τη δύναμη F.

Έλεγχοι						
1) Έλεγχος αποστάσεων						
$2 * d_s \leq e_1 \leq 6 * d_s$	11,9	≤	32	≤	35,7	TRUE
$e_2 \leq 4 * d_s$	20	≤	23,8			TRUE
$3 * d_s \leq p_1 \leq 8 * d_s$	17,85	≤	45	≤	47,6	TRUE
$3 * d_s \leq p_2 \leq 6 * d_s$	17,85	≤	30	≤	35,7	TRUE
2) Αντοχή σε απόσχιση και σύνθλιψη άντυγας						
$t = t_1 =$	1,9	mm				
$F_{tb,Rd} = 2,7 * \sqrt{t} * d_s * f_u / \gamma_{M_2}$						
$F_{tb,Rd} =$	6,91	KN / ραφή				
$F_{tb,Rd} =$	27,64	KN				
3) Αντοχή άκρου						
$F_{e,Rd} = 1,4 * t * e_1 * f_u / \gamma_{M_2}$						
$F_{e,Rd} =$	26,56	KN / ραφή				
$F_{e,Rd} =$	106,23	KN				

Εικόνα 10.39: Έλεγχος αποστάσεων ραφών και υπολογισμός αντοχών

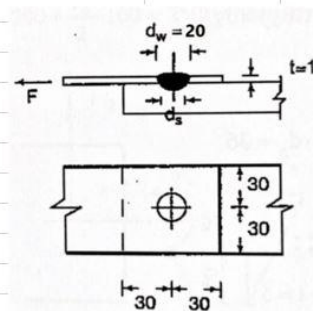
4) Αντοχή καθαρής διατομής						
$F_{n,Rd} = A_{net} * f_u / \gamma_{M_2}$						
$A_{net} (\alpha-\alpha) =$	110,4	mm^2				
$F_{n,Rd} =$	34,44	KN				
5) Αντοχή σε διάτμηση της ραφής						
$F_{v,Rd} = \frac{\pi}{4} * d_s^2 * f_u / \gamma_{M_2}$						
$F_{v,Rd} =$	8,68	KN / ραφή				
$F_{v,Rd} =$	34,70	KN				
6) Έλεγχοι συνθηκών						
$F_{v,Rd} \geq 1,25 * F_{tb,Rd}$	→	34,70	≥	34,54		TRUE
$F_{v,Rd} \geq 1,25 * F_{e,Rd}$	→	34,70	≥	132,79		FALSE
$F_{v,Rd} \geq 1,25 * F_{n,Rd} / n_w$	→	34,70	≥	10,76		TRUE
<p><i>Επομένως, καθοριστική είναι η αντοχή σε απόσχιση και σύνθλιψη άντυγας, εφόσον ισχύει η συνθήκη και $F_{tb,Rd} > F$ (27,64 KN > 20 KN). Τέλος, μπορεί η σύνδεση να παραλάβει την δύναμη F.</i></p>						

Εικόνα 10.40: Έλεγχοι και συμπέρασμα

10.3.2.2: Σύνδεση με ραφές οπής

Στο παρακάτω παράδειγμα, γίνεται έλεγχος συγκολλητής ένωσης ενός ελάσματος με διατομή. Χρησιμοποιείται μια κύρια ραφή οπής, με διάμετρο 12,5 mm, ορατή διάμετρο 20 mm και ενεργό περιφερειακή διάμετρο 19 mm (σχέση 7.10α). Το μέγεθος της δύναμης που καλείται να παραλάβει η σύνδεση είναι 5 kN. Ακολουθούν στην επόμενη εικόνα όλα τα απαραίτητα δεδομένα για τον έλεγχο.

Έλεγχος συγκολλητής ένωσης με ραφή οπής για παραλαβή δύναμης $F = 5 \text{ kN}$					
Δεδομένα					
Χάλυβας	S 235		γ_{M0}	1,0	
f_y	235	N/mm^2	γ_{M2}	1,25	
f_u	360	N/mm^2	f_{uw}	400	N/mm^2
Ραφές		Αποστάσεις ραφών			
Ορατή διάμετρος (d_w)	20	mm	e_1	32	mm
Διάμετρος (d_s)	12,5	mm	e_2	20	mm
Ενεργός Περιφερειακή διάμετρος (d_p)	19	mm			
Αριθμός Ραφών	n	1			
Δύναμη F	5	kN			
Διατομές					
Έλασμα	60 x 1				
t	1	mm			
A	60	mm^2			



Εικόνα 10.41 : Δεδομένα σύνδεσης ραφών οπής

Γίνεται αρχικά ο έλεγχος των αποστάσεων. Επειδή πρόκειται για μία μόνο ραφή, ελέγχονται μόνο οι ακραίες αποστάσεις (κάθετη και οριζόντια), e_1 και e_2 . Ύστερα, υπολογίζεται η αντοχή σε διάτμηση της ραφής καθώς και η αντοχή σε διάτμηση των συνδεόμενων ελασμάτων. Μετά από τον υπολογισμό των ανισώσεων των σχέσεων 7.9α, 7.9β και 7.9γ, εφαρμόζεται η σχέση 7.9α. Από τις δύο αντοχές, καθοριστική είναι αυτή σε διάτμηση των συνδεόμενων ελασμάτων, με αποτέλεσμα 8,2 kN. Συνεπώς, ικανοποιείται η κύρια σχέση 7.1, $F_{w,Rd} > F_{w,Ed}$ και η σύνδεση επαρκεί.

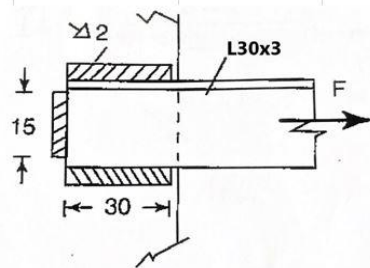
Έλεγχοι						
1) Έλεγχος αποστάσεων						
$2 * d_s \leq e_1 \leq 6 * d_s$	25	≤	32	≤	75	TRUE
$e_2 \leq 4 * d_s$	20	≤	50			TRUE
2) Αντοχή σε διάτμηση της ραφής						
$F_{w,Rd} = (\pi/4) * d_s^2 * 0,625 * f_{uw} / \gamma_{M_2}$						
$F_{w,Rd} =$	24,5					
3) Αντοχή σε διάτμηση των συνδεόμενων ελασμάτων						
- αν $d_p / \sum t \leq 18 * (420 / f_u)^{0,5} \rightarrow F_{w,Rd} = 1,5 * d_p * \sum t * f_u / \gamma_{M_2}$						
19	≤	19,44	TRUE			
$F_{w,Rd} =$	8,2					
Καθοριστική είναι η αντοχή σε διάτμηση των συνδεόμενων ελασμάτων. Επομένως, εφόσον $F_{w,Rd} > F_{w,Ed}$ (8,2 KN > 5 KN), η σύνδεση επαρκεί .						

Εικόνα 10.42: Έλεγχοι, υπολογισμός αντοχών και συμπέρασμα

10.3.2.3: Σύνδεση με εξωραφές

Στο τρίτο και τελευταίο παράδειγμα των συγκολλητών συνδέσεων, ελέγχεται η σύνδεση δυο ελασμάτων με την χρήση των εξωραφών. Αναλυτικότερα, χρησιμοποιούνται δύο πλευρικές εξωραφές και μία μετωπική. Η δύναμη που ασκείται στη σύνδεση είναι 20 KN. Η ποιότητα του χάλυβα, τα μήκη που απαιτούνται για τον έλεγχο καθώς και όλα τα υπόλοιπα δεδομένα που χρειάζονται, παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα.

Έλεγχος σύνδεσης φύλλου - ελάσματος με εξωραφή, με δρώσα δύναμη F = 20 KN						
Δεδομένα						
Χάλυβας	S 235			γ_{M0}	1,0	
f_y	235	(N/mm ²)		γ_{M2}	1,25	
f_u	360	(N/mm ²)				
Πλευρικές εξωραφές						
n	2					
Μήκος $L_{w,s}$	30	mm				
Μετωπική εξωραφή						
Μήκος $L_{w,e}$	15	mm				
Δύναμη F	20	KN				
Διατομές						
Έλασμα	30 x 3					
b	30	mm				
t	3	mm				
A	90	mm ²				



Εικόνα 10.43: Δεδομένα σύνδεσης με εξωραφές

Όπως φαίνεται και στα δεδομένα, το ενεργό μήκος των πλευρικών εξωραφών, είναι μικρότερο από το πλάτος του συνδεδεμένου ελάσματος, γι' αυτό το λόγο χρησιμοποιείται η σχέση 7.14α για την εύρεση της αντοχής της διπλής πλευρικής εξωραφής. Επειδή όμως υπάρχει και η μετωπική εξωραφή, κρίνεται απαραίτητος ο υπολογισμός της αντοχής της. Γίνεται χρήση της σχέσης 7.14γ. Ύστερα, προστίθενται τα αποτελέσματα των σχέσεων και έτσι η συνολική αντοχή της σύνδεσης είναι 34,34 KN. Γίνεται αντιληπτό ότι η σχέση 7.1 ικανοποιείται και άρα επαρκεί η σύνδεση.

Έλεγχος			
1) Αντοχή της διπλής πλευρικής εξωραφής			
$\alpha n L_{w,s} \leq b$	→	$F_{w,Rd} = t * L_{w,s} * (0,9 - 0,45 * L_{w,s}/b) * f_u / \gamma_{M_2}$	
30	≤	30	TRUE
$F_{w,Rd} =$	11,66	KN/ ραφή	
	23,33	KN	
2) Αντοχή της μετωπικής εξωραφής			
		$F_{w,Rd} = t * L_{w,e} * (1 - 0,3 * L_{w,e}/b) * f_u / \gamma_{M_2}$	
$F_{w,Rd} =$	11,02	KN	
Επομένως:	$F_{w,Rd} =$	34,34	KN
<u>Εφόσον $F_{w,Rd} > F_{w,Ed}$ (34,34 KN > 20 KN), η σύνδεση</u>			
<u>επαρκεί.</u>			

Εικόνα 10.44: Υπολογισμός αντοχών και συμπέρασμα

10.3.2.4: Συμπεράσματα

Ύστερα από τον έλεγχο διαφορετικών τρόπων σύνδεσης, με διάφορα μέλη και διατομές σε κάθε περίπτωση, προκύπτει το συμπέρασμα ότι η αστοχία μιας σύνδεσης εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, όπως η ποιότητα του χάλυβα, ο αριθμός μελών σύνδεσης, η δύναμη που ασκείται σε αυτήν, το πάχος της διατομής κ.α. Μεταβάλλοντας κάθε φορά είτε την ποιότητα των κοχλιών είτε την διάμετρο των πριτσινιών, των βιδών, των ραφών αλλά και τον αριθμό αυτών, και σύμφωνα με τους τύπους του Ευρωκώδικα 3 μέρος 1-3, καθίσταται δυνατό η σύνδεση να επαρκεί και να μπορεί να παραλάβει την δύναμη που ασκείται.

Βιβλιογραφία

1. CEN, 2006, *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Brussels
2. CEN, 2006, *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*, Brussels
3. CEN, 2006, *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated Structural Elements*, Brussels
4. Komara I., Suprobo P., Wahyuni E., 2017, *A study on Cold – Formed Steel Frame Connection: A review*, IPTEK, The Journal for Technology and Science, Vol. 28, No.3
5. Sabah Shawkat, *Light steel Structures*, Tribun EU: Czech, 2019
6. Velijkovic M., Simoes da Silva L., Simoes R., Wald F., Jaspart J-P., Weynand K., Dubina D., Landolfo R., Vila Real P., Gervasio H., *Eurocodes: Background & Applications Design of Steel Buildings*. PhD Thesis (online) Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2015
7. Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., *Light Steel Framing In Residential Construction*. PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015
8. Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. *Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης*. Αθήνα: Κλειδάριθμος
9. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι. και Ιωαννίδης Γ., 2013. *Παραδείγματα Εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών*. Αθήνα: Κλειδάριθμος
10. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., 2013, *Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής*. Αθήνα: Κλειδάριθμος
11. Μιγάλτσος Γ., 2009 (3^η έκδοση), *Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές*. Αθήνα: Συμεών
12. Μιγάλτσος Γ., 2008 (2^η έκδοση), *Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Μέθοδοι υπολογισμού*. Αθήνα: Συμεών
13. *Σιδηρές Κατασκευές 1 – Διάλεξη 2, Δομικός Χάλυβας.*, 2014, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Διαθέσιμο στο: ocw.aoc.ntua.gr. Ημερομηνία επίσκεψης: 19/10/2020

Διαδικτυακοί τόποι

- http://portal.tee.gr/portal/page/portal/MATERIAL_GUIDES/METAL_KATA_SK/me1_2t.htm (Ημερομηνία επίσκεψης: 29/09/2020)
- <http://skoutarissteel.com/technika/pleonektimata/> (Ημερομηνία επίσκεψης: 05/08/2020)
- <https://skoutarissteel.com/technika/o-chalivas-os-doimiko-stoixeio/> (Ημερομηνία επίσκεψης: 30/07/2020)
- <https://skyciv.com/el/technical/commonly-used-materials-in-structural-engineering/> (Ημερομηνία επίσκεψης: 01/10/2020)

Παράρτημα

Ευρετήριο Εικόνων

Εικόνα 1.1: Λάμες από δομικό χάλυβα (skoutarissteel.com).....	1
Εικόνα 1.2: Κοιλοδοκοί από δομικό χάλυβα (skoutarissteel.com).....	1
Εικόνα 1.3: Παραγωγή με ψυχρή έλαση (ocw.aoc.ntua.gr).....	7
Εικόνα 1.4: Στραντζόπρεσσα (ocw.aoc.ntua.gr).....	8
Εικόνα 1.5: Κανόνες σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών (Velijkovic M., Simoes da Silva L., Simoes R., Wald F., Jaspert J-P., Weynand K., Dubina D., Landolfo R., Vila Real P., Gervasio H., <i>Eurocodes: Background & Applications Design of Steel Buildings</i> . PhD Thesis (online) Λουξεμβούργο, 2015).....	12
Εικόνα 4.1: Όριο διαρροής διατομών κατηγορίας 4 (Sabah Shawkat, <i>Light steel Structures</i> , Tribun EU: Czech, 2019).....	46
Εικόνα 4.2: Αστοχία διατομής σε θλίψη (Velijkovic M., Simoes da Silva L., Simoes R., Wald F., Jaspert J-P., Weynand K., Dubina D., Landolfo R., Vila Real P., Gervasio H., <i>Eurocodes: Background & Applications Design of Steel Buildings</i> . PhD Thesis (online) Λουξεμβούργο, 2015).....	50
Εικόνα 4.3: Σκελετοί χαλύβδινων πλαισίων χρησιμοποιώντας κοίλες κυκλικές διατομές (Sabah Shawkat, <i>Light steel Structures</i> , Tribun EU: Czech, 2019).....	63
Εικόνα 5.1: Επικάλυψη στέγης με τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα (arkhonpanel.com).....	64
Εικόνα 5.2: Σύμμικτη πλάκα (metallemporiki.gr).....	64
Εικόνα 8.1: Πυροπροστασία μελών σε τοίχο (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	110
Εικόνα 8.2: Πυροπροστασία μελών σε όροφο (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	111
Εικόνα 9.1: Τεγίδες – Μηκίδες (πηγή: pagouni.gr).....	113
Εικόνα 9.2: Σύμμικτη πλάκα (pegasostech.gr).....	113
Εικόνα 9.3: Μεταλλικός σκελετός κατοικίας (altaka.gr).....	113
Εικόνα 9.4: Βιομηχανικά ράφια (intercold.gr).....	114
Εικόνα 9.5: Κύριος φορέας μεταλλικού κτιρίου (altaka.gr).....	114
Εικόνα 9.6α: Κυματοειδή μεταλλικά πάνελ (viodomiki.gr).....	114
Εικόνα 9.6β: Πλαγιοκάλυψη με πάνελ (www.hjssd-steelstructure.com).....	115
Εικόνα 9.7: Γεωργικά σιλό (rixabay.com).....	115

Εικόνα 9.8: Παράδειγμα θεμελίου γεμίματος τάφρου (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	116
Εικόνα 9.9: Οικοδομικές λεπτομέρειες (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	117
Εικόνα 9.10: Λεπτομέρεια εξαερισμού και μόνωσης για αναρτώμενα ισόγεια με χαλύβδινες δοκούς (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	118
Εικόνα 9.11: Καθορισμός λεπτομερειών για ελαφρούς χαλύβδινους τοίχους σε δοκό και ισόγειο με χαλύβδινους ιμάντες (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	118
Εικόνα 9.12: Ανάρτηση δαπέδου με δοκούς διατομής τύπου C (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	119
Εικόνα 9.13: Σύνδεση δαπέδου τοίχου με δοκούς παράλληλες με τον τοίχο (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	119
Εικόνα 9.14: Σύνδεση δαπέδου τοίχου με δοκούς κάθετες στον τοίχο (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	120
Εικόνα 9.15: Κατασκευή διαχωριστικού δαπέδου με τη χρήση χαλύβδινων φύλλων (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	121
Εικόνα 9.16: Συστήματα δαπέδου ξηρής κατασκευής (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	121
Εικόνα 9.17: Πιθανές μορφές κορυφής σε μη φέροντες τοίχους (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	122
Εικόνα 9.18: Σημείο συνάντησης ενός εξωτερικού τοιχώματος με έναν διαχωριστικό τοίχο (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	123
Εικόνα 9.19: Λεπτομέρειες διαχωριστικού τοίχου σε συνδυασμό με εξωτερικό δάπεδο (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	124
Εικόνα 9.20: Λεπτομέρεια κατασκευής εξωτερικού τοίχου συνδεδεμένο με ενδιάμεσο δάπεδο (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) M. Βρετανία, 2015).....	129

Εικόνα 9.21: Γενική λεπτομέρεια εξωτερικού τοίχου (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	129
Εικόνα 9.22: Κατασκευή ανοιχτής οροφής από διατομές τύπου C (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	131
Εικόνα 9.23: Λεπτομέρειες στέγης σοφίτας – πρόστεγο (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	131
Εικόνα 9.24: Λεπτομέρειες στέγης σοφίτας – κορφιάς (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	131
Εικόνα 9.25: Τεγίδες και κατασκευαστικές σανίδες στις στέγες για την στήριξη της μόνωσης (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) M. Βρετανία, 2015).....	132

Ευρετήριο Σχημάτων

Σχήμα 1.1: Είδη διατομών ψυχρής έλασης (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος)....	4
Σχήμα 1.2: Παραδείγματα μελών ψυχρής διαμόρφωσης (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	5
Σχήμα 1.3: Ενδιάμεσες διαμήκεις ενισχύσεις (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος)....	6
Σχήμα 1.4: Ακραίες ενισχύσεις (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	6
Σχήμα 1.5: Τυπικές μορφές ενισχύσεων (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος)..	6
Σχήμα 1.6: Παραγωγή με ψυχρή έλαση (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος)..	7
Σχήμα 1.7: Παραγωγή με συμπίεση (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος)..	8
Σχήμα 1.8: Παραγωγή με αναδίπλωση (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος)...	9
Σχήμα 2.1: Στρεπτικές παραμορφώσεις (Velijkovic M., Simoes da Silva L., Simoes R., Wald F., Jaspert J-P., Weynand K., Dubina D., Landolfo R., Vila Real P., Gervasio H., <i>Eurocodes: Background & Applications Design of Steel Buildings</i> . PhD Thesis (online) Λουξεμβούργο, 2015).....	19

Σχήμα 2.2: Διαστάσεις τυπικών διατομών (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	20
Σχήμα 2.3: Ονομαστικά πλάτη των επίπεδων στοιχείων b_p , λαμβάνοντας υπόψη και την καμπυλότητα των γωνιών (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	21
Σχήμα 2.4: Προσεγγιστικός τρόπος για να ληφθούν υπόψη οι στρογγυλεμένες γωνίες (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	21
Σχήμα 3.1: Παραμόρφωση διατομής λόγω α) τοπικού λυγισμού και β), γ) λυγισμού με στρέβλωση (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	25
Σχήμα 3.2: Παραδείγματα μορφών λυγισμού με στρέβλωση διατομής (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	25
Σχήμα 3.3: Παράδειγμα καμπτικού λυγισμού (Σμυρνάιος Σ., 2015, <i>Καμπτικός και Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός Ράβδων με Αναλυτικές και Αριθμητικές Μεθόδους</i> , Διπλωματική εργασία, Αθήνα: Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο).....	26
Σχήμα 3.4: Παράδειγμα στρεπτικού λυγισμού (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	27
Σχήμα 3.5: Παραδείγματα μορφών λυγισμού (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	30
Σχήμα 3.6: Κρίσιμες τάσεις (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	30
Σχήμα 3.7: Στρέβλωση διατομής (Savoyat T., Gilbert B., Teh L., 2012, <i>Self-Shape Optimisation of Cold – Formed steel columns</i> , Research report (online), Australia: Griffith University).....	31
Σχήμα 3.8: Μήκη ημικυμάτων για διάφορες μορφές ελαστικής αστάθειας, για θλιβόμενο υποστύλωμα διατομής U (Velijkovic M., Simoes da Silva L., Simoes R., Wald F., Jaspert J-P., Weynand K., Dubina D., Landolfo R., Vila Real P., Gervasio H., <i>Eurocodes: Background & Applications Design of Steel Buildings</i> . PhD Thesis (online) Λουξεμβούργο, 2015).....	31
Σχήμα 3.9: Καμπύλος κόμβος (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	32
Σχήμα 3.10: Μορφές ενισχύσεων και ισοδύναμες δοκοί (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	35

Σχήμα 3.11: Προσδιορισμός σταθεράς ελατηρίου ενίσχυσης (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	36
Σχήμα 3.12: Ακραίες ενισχύσεις (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	38
Σχήμα 3.13: Παράδειγμα θλιβόμενου πέλματος με ακραία ενίσχυση (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	40
Σχήμα 3.14: Είδη διατομών και σχετικές καμπύλες λυγισμού από τους συντελεστές ατέλειας α (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	42
Σχήμα 3.15: Αντιστοιχία των διατομών με τις καμπύλες λυγισμού (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	44
Σχήμα 4.1: Ενεργός διατομή υπό θλίψη (Velijkovic M., Simoes da Silva L., Simoes R., Wald F., Jaspart J-P., Weynand K., Dubina D., Landolfo R., Vila Real P., Gervasio H., <i>Eurocodes: Background & Applications Design of Steel Buildings</i> . PhD Thesis (online) Λουξεμβούργο, 2015).....	50
Σχήμα 4.2: Μερική πλαστική ροπή αντοχής (Velijkovic M., Simoes da Silva L., Simoes R., Wald F., Jaspart J-P., Weynand K., Dubina D., Landolfo R., Vila Real P., Gervasio H., <i>Eurocodes: Background & Applications Design of Steel Buildings</i> . PhD Thesis (online) Λουξεμβούργο, 2015).....	51
Σχήμα 4.3: Μερική πλαστική ροπή αντοχής (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	52
Σχήμα 4.4: Μειωτικοί συντελεστές β_i για διατμητική υστέρηση (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	54
Σχήμα 4.5: Απλουστευμένες υποθέσεις για συνεχείς δοκούς (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	55
Σχήμα 4.6: Κατανομή τάσεων λόγω κάμψης και στρέψης (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	56
Σχήμα 4.7: Τύποι διατομών που το κέντρο βάρους, το κέντρο διατμήσης και το σημείο εφαρμογής, συμπίπτουν (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	57
Σχήμα 4.8: Σχεδιαστικά μοντέλα για το ελεύθερο πέλμα της διαδοκίδας (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	58

Σχήμα 4.9: Συστήματα συνεχών διαδοκίδων (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	58
Σχήμα 4.10: Υπολογισμός τάσεων και συντελεστή Κ (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	59
Σχήμα 4.11: Μembranική δύναμη στην επικάλυψη qs (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	60
Σχήμα 4.12: Συγκέντρωση των τάσεων στις στηρίξεις των πελμάτων (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	60
Σχήμα 4.13: Παραμόρφωση πλατέων ελασμάτων (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	61
Σχήμα 5.1: Διάταξη χαλυβδόφυλλων (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	66
Σχήμα 5.2: Τυπική γεωμετρία κασετών (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	68
Σχήμα 5.3: Κατακόρυφη τοποθέτηση κασετών (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	69
Σχήμα 6.1: Μορφή κεφαλής κοχλιών (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	73
Σχήμα 6.2: Σύνδεση τεγίδας στη φέρουσα κατασκευή (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	73
Σχήμα 6.3: Μορφές αστοχίας για εφελκυσμό των κοχλιών (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	74
Σχήμα 6.4: Μορφές αστοχίας για διάτμηση των κοχλιών (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	74
Σχήμα 6.5: Σπειρώματα αυτοχαρακτικών βιδών (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	75
Σχήμα 6.6: Σπειρώματα αυτοκοπτικών βιδών (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	75

Σχήμα 6.7: Τρυπανόβιδες (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	76
Σχήμα 6.8: Παραδείγματα εφαρμογών των τρυπανόβιδων (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	76
Σχήμα 6.9: Κλίση και εξόλκευση του μέσου σύνδεσης (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	77
Σχήμα 6.10: Μορφές αστοχίας εφελκόμενων βιδών (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	77
Σχήμα 6.11: Διάφοροι τύποι ήλων (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	78
Σχήμα 6.12: Διάφοροι τύποι βλήτρων (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	79
Σχήμα 6.13: Παραδείγματα στήριξης πετασμάτων σάντουιτς με βίδες (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	80
Σχήμα 6.14: Τύποι ραφών (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	81
Σχήμα 6.15: Μέθοδοι συγκολλήσεων αντίστασης (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	82
Σχήμα 6.16: Μορφές αστοχίας των σημειακών ραφών (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	83
Σχήμα 6.17: Διάτμηση συνδέσεων με κόλλες (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	84
Σχήμα 6.18: Αποφλοίωση συνδέσεων με κόλλες (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	84
Σχήμα 6.19: Ράβδοι αξονικώς καταπονούμενες (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	85
Σχήμα 6.20: Κόμβος (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	86
Σχήμα 6.21: Συνδέσεις συνεργασίας ή συνοχής (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	86

Σχήμα 6.22: Διασταυρώσεις (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	87
Σχήμα 6.23: Απλή σύνδεση (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	87
Σχήμα 6.24: Πρώτη περίπτωση διασταύρωσης ή μερικής πάκτωσης (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	88
Σχήμα 6.25: Δεύτερη περίπτωση διασταύρωσης ή μερικής πάκτωσης (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	89
Σχήμα 6.26: Τρίτη περίπτωση διασταύρωσης ή μερικής πάκτωσης (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμεών).....	89
Σχήμα 7.1: Συμβολισμοί ακραίων αποστάσεων των μέσων σύνδεσης (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	90
Σχήμα 7.2: Μείωση της αντοχής έναντι υπερβολικής παραμόρφωσης του ελάσματος Fr,Rd , λόγω θέσης των μέσων σύνδεσης (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	93
Σχήμα 7.3: Μακριές συνδέσεις (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	94
Σχήμα 7.4: Μονότμητες συνδέσεις υπερκάλυψης με ένα κοχλία (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	95
Σχήμα 7.5: Ακραίες αποστάσεις e1 και e2 και αποστάσεις p1 και p2 (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	101
Σχήμα 7.6: Δοκίμια πειραμάτων διάτμησης σημειακών ραφών (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	102
Σχήμα 7.7: Ραφές οπής (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	104
Σχήμα 7.8: Μήκος ραφής σχισμής (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	104
Σχήμα 7.9: Σύνδεση με εξωραφές (Βάγιας, Ι. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	105
Σχήμα 8.1: Σχέσης τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	107

Σχήμα 8.2: Καμπύλες μειωτικών συντελεστών (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	108
Σχήμα 8.3: Καμπύλη συντελεστή θερμικής διαστολής (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	108
Σχήμα 8.4: Καμπύλη ειδικής θερμότητας (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting</i> , Brussels).....	109

Ευρετήριο Πινάκων

Πίνακας 2.1: Τιμές των μεταβλητών δράσεων (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	14
Πίνακας 2.2: Τιμές των ψ (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	14
Πίνακας 2.3: Ποιότητες χάλυβα και αντίστοιχες ονομαστικές τιμές του βασικού ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής f_u (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	16
Πίνακας 2.4: Ποιότητες χάλυβα και χημική σύσταση του προϊόντος χύτευσης (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	17
Πίνακας 2.5: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους χύτευσης (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	22
Πίνακας 2.6: Προσομοίωση των στοιχείων της διατομής (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	23
Πίνακας 3.1: Αστάθειες αξονικά θλιβόμενων ραβδών (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	29
Πίνακας 3.2: Συντελεστές κύρτωσης για εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated Structural Elements</i> , Brussels).....	34
Πίνακας 3.3: Συντελεστές κύρτωσης για προεξέχοντα θλιβόμενα στοιχεία (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated Structural Elements</i> , Brussels).....	34
Πίνακας 4.1: Συνδυασμοί φορτίσεων (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings</i> , Brussels).....	48

Πίνακας 4.2: Μειωτικός συντελεστής ψ (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings</i> , Brussels).....	48
Πίνακας 4.3: Ονομαστικές τιμές αντοχής f_y και οριακής αντοχής σε εφελκυσμό f_u (CEN, 2006, <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings</i> , Brussels).....	49
Πίνακας 4.4: Διατμητική κύρτωση f_{bn} (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	53
Πίνακας 6.1: Τυπικές εφαρμογές διαφόρων συνδέσεων (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	70
Πίνακας 6.2: Συνηθέστερα μηχανικά μέσα σύνδεσης (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	72
Πίνακας 7.1: Ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις των μέσων σύνδεσης (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	91
Πίνακας 7.2: Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} των κοχλιών (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	92
Πίνακας 7.3: Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή F_v, R_k αυτοεμπηγνυόμενων βιδών (N/βίδα) (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	92
Πίνακας 7.4: Χαρακτηριστική διατμητική αντοχή F_v, R_k πριτσινιών (N/πριτσίνι) (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	92
Πίνακας 7.5: Αντοχές για κοχλίες με περικόχλια (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	96
Πίνακας 7.6: Αντοχές αυτοεμπηγνυόμενων βιδών (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	97
Πίνακας 7.7: Αντοχές πριτσινιών (τυφλών ήλων) (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	98
Πίνακας 7.8: Αντοχές βλήτρων (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	99
Πίνακας 7.9: Αντοχές σημειακών ραφών (Βάγιας, I. & Dubina, D., 2004. <i>Σιδηρές Κατασκευές. Από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης</i> . Αθήνα: Κλειδάριθμος).....	101

Πίνακας 8.1: Εξισώσεις των επιμέρους τμημάτων της καμπύλης του σχήματος 8.1 (Μιχάλτσος Γ., 2009 (3 ^η έκδοση), <i>Ελαφρές μεταλλικές κατασκευές – Θεωρία και εφαρμογές</i> . Αθήνα: Συμειών).....	106
Πίνακας 8.2: Ταξινόμηση επιφάνειας φλόγας (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	111
Πίνακας 9.1: Όρια εκτροπής για τοίχους λόγω φόρτισης ανέμου (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	125
Πίνακας 9.2: Ελάχιστη ροπή ανά μονάδα μήκους (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	125
Πίνακας 9.3: Μέγιστη δυνατότητα φόρτισης για διατομές τύπου C που υπόκεινται σε αξονική φόρτιση (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	126
Πίνακας 9.4: Μέγιστη δυνατότητα φόρτισης για διατομές τύπου C που υπόκεινται σε αξονική φόρτιση (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	127
Πίνακας 9.5: Μέγιστη δυνατότητα φόρτισης για διατομές τύπου C που υπόκεινται σε αξονική φόρτιση (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	127

Ευρετήριο Διαγραμμάτων

Διάγραμμα 1.1: Διάγραμμα Τάσης-Παραμόρφωσης χάλυβα και σκυροδέματος (skoutarissteel.com).....	2
Διάγραμμα 9.1: Διάγραμμα ροπής – αξονικής δύναμης (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	127
Διάγραμμα 9.2: Διάγραμμα ροπής – αξονικής δύναμης (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	128
Διάγραμμα 9.3: Διάγραμμα ροπής – αξονικής δύναμης (Yandzio E., Lawson R M., Way A G J., <i>Light Steel Framing In Residential Construction</i> . PhD Thesis (online) United Kingdom, 2015).....	128