

Μελέτη του Σταθμού Υπεραστικών Λεωφορείων ΚΤΕΛ Κέρκυρας με τον Ευρωκώδικα 3

Νικόλαος Σ. Ρίγγας
Α.Μ. 41726
Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε.
Α.Ε.Ι. Πειραιά Τ.Τ.

nringas@outlook.com



Μάρτιος 2016



ΑΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ Τ.Τ.

Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε.

Επιβλέπουσα Καθηγήτρια : Σοφία Μεταξά, Καθηγήτρια Εφαρμογών

Πτυχιακή Εργασία

**Μελέτη του Σταθμού Υπεραστικών Λεωφορείων ΚΤΕΛ Κέρκυρας με τον
Ευρωκώδικα 3.**

Μάρτιος 2016

Περιεχόμενα

Δήλωση Συγγραφέα Πτυχιακής Εργασίας	5 -
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή	6 -
i. Πρόλογος	6 -
ii. Σκοπός.....	6 -
iii. Μεθοδολογία.....	6 -
Κεφάλαιο 2: Ιστορικό	7 -
i. Υπεραστικό ΚΤΕΛ Νομού Κέρκυρας Α.Ε.	7 -
ii. Παλαιότερες Τοποθεσίες Σταθμών	7 -
iii. Πορεία έργου. Από την εύρεση του οικοπέδου μέχρι σήμερα.	8 -
Κεφάλαιο 3: Νομοθεσία	9 -
i. Προδιαγραφές και Νομοθεσία Χώρων Κοινής Ωφέλειας	9 -
ii. Κανονισμός Παλιάς Πόλης και Πολεοδομικό Σχέδιο	10 -
iii. Όροι Δόμησης	13 -
Κεφάλαιο 4: Μελετητικά Πρότυπα και Κανονισμοί	14 -
i. Ιστορικό και πεδίο εφαρμογής των Ευρωκωδίκων.....	14 -
ii. Έγκριση των Ευρωκωδίκων από το Ελληνικό Κράτος	14 -
iii. Προσαρμογή των Ευρωκωδίκων στα Εθνικά Πλαίσια	16 -
iv. Ευρωκώδικας 1	17 -
A. Καταστάσεις σχεδιασμού.....	17 -
B. Οριακές Καταστάσεις Σχεδιασμού	17 -
α. Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας.....	18 -
β. Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας.....	19 -
Γ. Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση αστοχίας	19 -
v. Ευρωκώδικας 3 – Γενικοί κανόνες και κανόνες σχεδιασμού (ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005).....	22 -
A. Γενικά	22 -
B. Κατάταξη και Έλεγχος Διατομών.....	22 -
Γ. Έλεγχοι στις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας	28 -
α. Γενικά.....	28 -
β. Βέλη κάμψης και οριακές τιμές.....	28 -
γ. Δυναμικές επιρροές	30 -
Δ. Έλεγχοι στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας.....	30 -
α. Αντοχή σε εφελκυσμό (παρ. 6.2.3 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005).....	31 -

β. Έλεγχος σε θλίψη (παρ. 6.2.4 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 31 -
γ. Έλεγχος σε κάμψη (παρ. 6.2.5 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 32 -
δ. Έλεγχος σε τέμνουσα(διάτμηση) (παρ. 6.2.6 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 34 -
ε. Έλεγχος σε στρέψη (παρ. 6.2.7 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 35 -
ζ. Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση(τέμνουσα) (παρ. 6.2.8 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 36 -
η. Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη (παρ. 6.2.9 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 37 -
θ. Έλεγχος σε κάμψη, τέμνουσα και αξονική δύναμη (παρ. 6.2.10 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005) ..	- 40 -
E. Αντοχή των μελών σε λυγισμό (παρ. 6.3 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 40 -
α. Γενικά	- 40 -
β. Μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη (παρ. 6.3.1 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 41 -
γ. Στρεπτικός Λυγισμός (παρ. 6.3.1.4 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 49 -
δ. Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη (Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός) (παρ. 6.3.2 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 50 -
ε. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό κάμψη και θλίψη (παρ. 6.3.3 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 51 -
ζ. Γενική μέθοδος για τον πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δομικών στοιχείων (παρ. 6.3.4 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)	- 56 -
η. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών με πλαστικές αρθρώσεις (παρ. 6.3.5 ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005)	- 57 -
vi. Ευρωκώδικας 3 - Σχεδιασμός Κόμβων (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005).....	- 60 -
A. Γενικά	- 60 -
B. Συνδέσεις με κοχλίες, ήλους ή βλήτρα (παρ. 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)	- 62 -
Γ. Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων (παρ. 3.4 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005).....	- 63 -
α. Συνδέσεις Διάτμησης (παρ. 3.4.1 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005).....	- 63 -
β. Συνδέσεις Εφελκυσμού (παρ. 3.4.2 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005).....	- 67 -
γ. Διάταξη οπών για κοχλίες και ήλους (παρ. 3.5 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)	- 73 -
δ. Απομειώσεις λόγω οπών μέσων σύνδεσης (παρ. 3.10 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005).....	- 77 -
ε. Γωνιακά που συνδέονται με το ένα σκέλος και άλλα μη συμμετρικά συνδεόμενα μέλη υπό εφελκυσμό (παρ.3.10.3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)	- 78 -
Δ. Συνδέσεις με πείρους (παρ. 3.13 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)	- 79 -
E. Συγκολλητές συνδέσεις (παρ. 4 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)	- 84 -
α. Γενικά	- 84 -
β. Εξωραφές (παρ. 4.3.2 και 4.5.3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)	- 85 -
γ. Εσωραφές (παρ. 4.3.4 και 4.7 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005).....	- 90 -

δ. Ραφές με οπές ή σχισμές (παρ. 4.3.5 και 4.8 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)	- 91 -
ε. Ψευδοεσωραφές (παρ. 4.3.6 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005).....	- 92 -
Κεφάλαιο 5: Τεχνική Περιγραφή Έργου.....	- 93 -
Κεφάλαιο 6: Συμπεράσματα.....	- 94 -
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α – ΣΧΕΔΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	- 99 -
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β – ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΚΑΤΑ ΕΣ3	- 101 -
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ – ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΚΑΤΑ Ε.Α.Κ. 2003.....	- 103 -
Βιβλιογραφία	- 105 -
Πηγές	- 105 -
Εικόνες.....	- 106 -

Δήλωση Συγγραφέα Πτυχιακής Εργασίας

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος **Ρίγγας Νικόλαος**, του **Σπυρίδωνος**, φοιτητής του Τμήματος **Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε.** του **Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ.**, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Πτυχιακή Εργασία (Π.Ε) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Π.Ε, ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονεμίσει Πτυχίο, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης του Τμήματος. Η Συνέλευση του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Π.Ε. με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Π.Ε. πρέπει να ολοκληρωθεί εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού βμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δηλών

Ημερομηνία

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

i. Πρόλογος

Η σημερινή θέση του σταθμού δημιουργεί πολλά προβλήματα και επιφέρει σημαντικές επιβαρύνσεις στην λειτουργία της πόλης της Κέρκυρας. Λόγω της ιδιομορφίας του νησιού, θα μπορούσε να θεωρηθεί ως επιτακτική ανάγκη ο επαναπροσδιορισμός του τρόπου λειτουργίας των αστικών και υπεραστικών μέσων μεταφοράς με την τοποθέτηση του σταθμού σε νέο σημείο. Ο όγκος των τουριστών αλλά και των μονίμων κατοίκων του νησιού, εξυπηρετούνταν από έναν σταθμό ο οποίος δεν βρίσκεται σε σημείο που να εξυπηρετεί και δεν έχει εύκολη πρόσβαση στους κύριους οδικούς άξονες του νησιού. Επίσης, ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα που δημιουργούνται είναι η έλλειψη επαρκούς χώρου για τις ανάγκες προσέγγισης, ελιγμών και στάθμευσης όλων των οχημάτων που τον προσεγγίζουν (λεωφορεία, ταξί, επιβατικά Ι.Χ.). Γι' αυτό, ως λύση ορίστηκε η κατασκευή του νέου σταθμού Υπεραστικών ΚΤΕΛ Κέρκυρας σε νέο οικόπεδο.

ii. Σκοπός

Με την παρούσα πτυχιακή, αυτό που προσπαθεί να επιτευχθεί είναι η μελέτη στατικής επάρκειας μια μεταλλικής κατασκευής με τη χρήση των Ευρωκωδίκων και η σύγκριση των αποτελεσμάτων με τους περιορισμούς του ΕΑΚ 2003. Βέβαια, μια μελέτη τέτοιου βεληνεκού, για έναν χώρο κοινής χρήσης όπως ένας σταθμός Υπεραστικών ΚΤΕΛ, απαιτεί ιδιαίτερες προδιαγραφές που δεν συναντώνται στην μελέτη μιας απλής μελέτης κατοικίας και προϋποθέτει ορισμένες διαφοροποιήσεις και κάποιες λεπτομέρειες ως προς την μοντελοποίηση και τον σχεδιασμό του στατικού.

iii. Μεθοδολογία

Για την εκπόνηση της πτυχιακής εργασίας χρησιμοποιήθηκαν κατόψεις, όψεις και τομές, πνευματικής ιδιοκτησίας του Τεχνικού Γραφείου του **Αθανάσιου Κ. Μακρή, Πολιτικού Μηχανικού**, με Αριθμό Μητρώου Τ.Ε.Ε. 31940, οι οποίες υπέστησαν προσαρμογή με βάση τις ανάγκες για την εκπόνηση της πτυχιακής εργασίας.

Έπειτα, για την ανάλυση του κτιρίου με την χρήση των Ευρωκωδίκων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό ETABS Version 9.7.4, το οποίο έχει τη δυνατότητα να εκτελέσει από πρωτοβάθμιες ελαστικές αναλύσεις έως και δευτεροβάθμιες ανελαστικές. Οι κατασκευαστικές ατέλειες του κτιρίου, οι εναπομένουσες τάσεις των μεταλλικών μελών και τα φαινόμενα αστάθειας εντός ή εκτός επιπέδου (γεωμετρικές μη γραμμικότητες) λαμβάνονται υπόψη κανονιστικά μέσω των κατάλληλων συντελεστών που προτείνονται στον EC3 κατά τη διαδικασία μόνο τις διαστασιολόγησης των μελών.

Ακόμη, για την σύγκριση των αποτελεσμάτων, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Instant 2015 της εταιρείας C.C.S. το οποίο έχει την δυνατότητα επίλυσης στατικών μελετών και με Ευρωκώδικες και σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2003.

Για την επίλυση των συνδέσεων μεταξύ των μελών, χρησιμοποιήθηκε τόσο το Instant 2015 όσο και οι γενικές διατάξεις που ορίζονται στο ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005.

Κεφάλαιο 2: Ιστορικό

i. Υπεραστικό ΚΤΕΛ Νομού Κέρκυρας Α.Ε.

Το Υπεραστικό ΚΤΕΛ Ν. Κέρκυρας συστάθηκε με το ν.2119/1952 και είχε ως αρχικό δυναμικό 32 λεωφορεία. Έπειτα, το 1966 αύξησε τη δύναμη του σε 34 λεωφορεία και αργότερα, το 1971, σε 38. Σήμερα, αριθμεί 62 υπεραστικά λεωφορεία.

Εξυπηρετεί την τοπική συγκοινωνία μέχρι και το πιο απομακρυσμένο χωριό του νησιού και όλα τα διάσπαρτα τουριστικά αξιοθέατα. Επίσης, συνδέει την Κέρκυρα με την Αθήνα και την Θεσσαλονίκη σε καθημερινή βάση και όλες τις πρωτεύουσες των νομών που βρίσκονται στους δύο αυτούς οδικούς άξονες. Ακόμη, έχει παρουσία με πρακτορεία στην Λάρισα, τα Τρίκαλα, την Κοζάνη, την Θεσσαλονίκη και την Αθήνα και, επίσης, λειτουργεί πρακτορείο στο χωριό της Λευκίμμης, το οποίο ευρίσκεται σε απόσταση περίπου 40km (ή περίπου μιας ώρας) από το κέντρο της Κέρκυρας και τον υπάρχον κεντρικό σταθμό Υπεραστικών ΚΤΕΛ Κέρκυρας.

Πέραν αυτών, όμως, η εταιρεία εκτελεί και κοινωνικό έργο, καθώς αποτελεί το κύριο μέσο μεταφοράς για μαθητές Πρωτοβάθμιας και Δευτεροβάθμιας εκπαίδευσης, ατόμων με ειδικές ανάγκες καθώς, επίσης, κάνει και διανομή του ημερήσιου τύπου στα απομακρυσμένα τμήματα του νησιού.

Τέλος, ο οργανισμός, ανταποκρινόμενος στις απαιτήσεις των εποχών, μετατράπηκε σε Ανώνυμη Εταιρεία με τον Ν. 2963/2001, πράγμα που το καθιστά πιο ευέλικτο, πιο εξελίξιμο και πιο προσβάσιμο σε επενδυτές.

ii. Παλαιότερες Τοποθεσίες Σταθμών

Από την ίδρυση του μέχρι και σήμερα, ο οργανισμός έχει αλλάξει δυο φορές την θέση του σταθμού. Με την ίδρυση του το 1952, ο σταθμός τοποθετήθηκε στην περιοχή της Παλαιάς Πόλης, και συγκεκριμένα στην Σπηλιά, ακριβώς κάτω από το Νέο Φρούριο της Κέρκυρας. Η τοποθέτηση αυτή ήταν πολύ σωστή, διότι σε απόσταση μικρότερη των 200m βρισκόταν το Παλιό Λιμάνι της Κέρκυρας.



Εικόνα 1: Σταθμός Κ.Τ.Ε.Λ. το 1952 - Αρχείο Θαν. Μακρ)

Αργότερα, κατά την περίοδο 1990-92, μετακινήθηκε σε νέα θέση, κοντά στο Νέο Λιμάνι της Κέρκυρας, θέση στην οποία βρίσκεται ακόμα και σήμερα.

Βέβαια, καμία από τις προηγούμενες θέσεις του σταθμού δεν ήταν απόλυτα λειτουργική ως προς την πρόσβαση της στους κύριους οδικούς άξονες του νησιού. Επίσης, παρόλο που φτιάχτηκε καινούριος σταθμός κατά το 1990-92, δεν κάλυπτε αρκετές προδιαγραφές και δέχτηκε ελάχιστες

παρεμβάσεις από την δημιουργία του μέχρι και σήμερα. Αποτέλεσμα όλων αυτών των κινήσεων, είναι η ανάγκη για την δημιουργία ενός νέου σταθμού, ο οποίος θα μπορεί να εξυπηρετήσει πιο εύκολα τον όγκο των τουριστών κατά τις τουριστικές περιόδους και τους μόνιμους κατοίκους του νησιού.



Εικόνα 2: Υπάρχον Σταθμός Κ.Τ.Ε.Λ. – Αρχείο Θαν. Μακρή

iii. Πορεία έργου. Από την εύρεση του οικοπέδου μέχρι σήμερα.

Το 2008, η εταιρεία, πλέον, Υπεραστικό ΚΤΕΛ Ν. Κέρκυρας Α.Ε. αποφασίζει την κατασκευή νέου σταθμού, ανταποκρινόμενη στο πνεύμα των εποχών. Το 2009, γίνεται η αγορά οικοπέδου έκτασης 10.047,49m², το οποίο βρίσκεται εντός του σχεδίου πόλεως, στην περιοχή «Άγιος Σπυρίδων» της Δημοτικής Ενότητας Κερκυραίων, του Δήμου Κέρκυρας, στο οποίο και έγινε η χωροθέτηση του νέου αυτού έργου. Πρόκειται για ένα οικοπέδο που βρίσκεται σε απόσταση m από τον Διεθνή Αερολιμένα της Κέρκυρας, με τον οποίο έχει προβλεφθεί να συνδέεται με λεωφορειακή γραμμή του Αστικού ΚΤΕΛ Κέρκυρας, σε απόσταση m από το κέντρο της Κέρκυρας, που μπορεί κάποιος να πάει και με τα πόδια και σε απόσταση m από το Νέο Λιμάνι της Κέρκυρας με το οποίο, επίσης, θα συνδέεται με αστική λεωφορειακή γραμμή.

Αργότερα, όμως, η θέση αυτή κρίθηκε ακατάλληλη από την Υπηρεσία Πολιτικής Αεροπορίας, λόγω του ότι βρίσκεται εντός του κώνου του αεροδρομίου και είχε περιορισμούς ως προς το μέγιστο επιτρεπόμενο ύψος των κτιρίων το οποίο είναι 3.30m, συμπεριλαμβανομένων των απολήξεων.

Κεφάλαιο 3: Νομοθεσία

ι. Προδιαγραφές και Νομοθεσία Χώρων Κοινής Ωφέλειας

Με βάση το Προεδρικό Διάταγμα 79/04 σχετικά με τον «Καθορισμό των Όρων και Προϋποθέσεων Ιδρύσεως και Λειτουργίας Σταθμών Υπεραστικών Λεωφορείων και σταθμών φορτηγών αυτοκινήτων για φορτοεκφόρτωση εμπορευμάτων (εμπορευμάτων σταθμών αυτοκινήτων)», οροθετείται το πλαίσιο στο οποίο υπάγεται η δημιουργία ενός σταθμού τέτοιου μεγέθους.

Έτσι, σύμφωνα με την αρχιτεκτονική μελέτη που έχει πραγματοποιηθεί και με τις απαιτούμενες προδιαγραφές που ορίζονται στο Α4 του Π.Δ. 79/2004, ο μελετώμενος σταθμός που έχει σχεδιασθεί είναι κατηγορίας 2, έχει δυνατότητα εξυπηρέτησης έως και 1.000.000 επιβατών ετησίως και έχει από 4-9 θέσεις στάθμευσης υπεραστικών λεωφορείων.

Παράρτημα Τραπεζών	Π(1)	Π(1)	Π(1)	Π(1)	(1) Προσβάσιμο στα ΑΜΕΑ
Γραφείο αστυνόμευσης	Π	Π	Π	Π	
ΕΞΟΠΛΙΣΜΟΣ - ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ					
Α.Τ.Μ. Τραπέζης	Υ(1)	Π(1)	Π(1)	Π(1)	(1) Σε ύψος 0,80 m από το έδαφος
Τηλεφωνικοί θάλαμοι ή stands	Υ(1)	Υ(2)	Υ(3)	Υ(4)	(1):> 15 (2):>10 (3):>5 (4):>2 (5)τουλάχιστον ένα προσβάσιμο στα ΑΜΕΑ
Μεγαφωνική εγκατάσταση	Υ	Υ	Υ	Υ	
Επιτοίχια ωρολόγια	Υ	Υ	Υ	Υ	
Πίνακας δρομολογίων	Υ (1)	Υ (1)	Υ	Υ	(1) : Ηλεκτρονικός
Εγκατάσταση κλιματισμού	Υ	Υ	Π	Π	
Εγκατάσταση θέρμανσης	Υ	Υ	Υ	Υ	
Εγκατάσταση ζεστού - κρύου νερού	Υ	Υ	Υ	Π	
Ψύκτες νερού	Υ(1)	Υ(1)	Π(1)	Π(1)	(1) Τουλάχιστον ένας προσβάσιμος στα ΑΜΕΑ
Χειράμαξες	Υ	Π	Π	Π	
Γραμματοκιβώτιο	Υ(2)	Υ(2)	Υ(1)	Π(2)	(1) Μόνο για εκτός σχεδίου (2) Τουλάχιστον ένα προσβάσιμο στα ΑΜΕΑ

ΧΩΡΟΙ ΣΤΑΣΗΣ και ΣΤΑΘΜΕΥΣΗΣ					
Χώρος επιβ/σης - αποβ/σης Αστικ.Συγκ.	Υ	Υ	Υ	Π	
Χώρος επιβ/σης- αποβ/σης TAXI	Υ	Υ	Π	Π	
Χώρος επιβ/σης- αποβ/σης ΙΧ	Υ(2)	Υ(1)(2)	Π(2)	Π(2)	(1) Μόνο για Εκτός Σχεδίου, (2) Ειδικές θέσεις ΑΜΕΑ σε ποσοστό 5 %
Χώρος στάθμευσης ΙΧ	Υ(2)	Υ(1)(2)	Π(2)	Π(2)	(1) Μόνο για Εκτός Σχεδίου, (2) Ειδικές θέσεις ΑΜΕΑ σε ποσοστό 5 %
Αμαξοστάσιο Συνεργείο	Υ	Υ(1)	Π	Π	(1) Δυνατόν να βρίσκεται σε άλλο χώρο

Πίνακας Προδιαγραφών Παραρτήματος Α4 - Π.Δ. 79/2004

ii. Κανονισμός Παλιάς Πόλης και Πολεοδομικό Σχέδιο

Με την Απόφαση υπ' αριθμόν 27148/08 που δημοσιεύεται στο ΦΕΚ 283/ΑΑΠ/10-7-08 του Υφυπουργού ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. εγκρίθηκε η τροποποίηση του Γενικού Πολεοδομικού Σχεδίου της πόλης Κέρκυρας στην οποία χωροθετήθηκε και η θέση του Νέου Σταθμού Υπεραστικών Συγκοινωνιών.

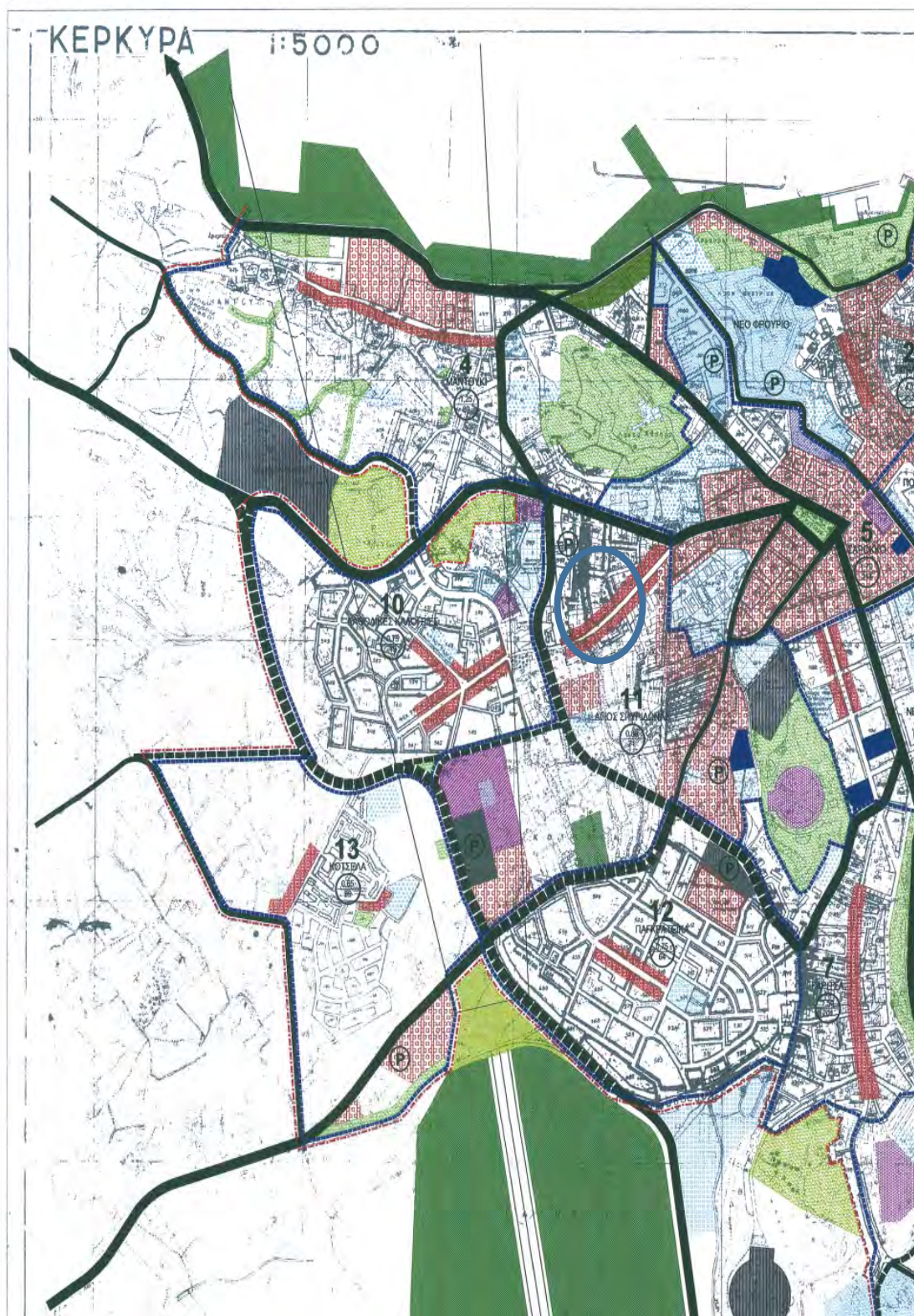
Η προβλεπόμενη από την απόφαση αυτή θέση βρίσκεται εντός του κώνου του αεροδρομίου. Μετά το υπ' αριθμόν πρωτόκολλο Δ3/Δ/32353/7202/4.8.08 έγγραφο της Υπηρεσίας Πολιτικής Αεροπορίας, Γ.Δ. Διεύθυνση Αερολιμένων, η θέση αυτή κρίθηκε ακατάλληλη λόγω του περιορισμού ως προς το μέγιστο επιτρεπόμενο ύψος 3,30m, (συμπεριλαμβανομένων όλων των απολήξεων) πάνω από το φυσικό έδαφος ως ευρισκόμενο σε αντίθεση με το απαιτούμενο ελάχιστο ελεύθερο επιτρεπόμενο ύψος των προδιαγραφών του άρθρου 5 παρ.5 του Π.Δ. 79/04 ΦΕΚ62/Α/04 για τη δημιουργία του Σταθμού.

Όμως, στον νόμο 2508/1997 για την «Βιώσιμη Οικιστική Ανάπτυξη των πόλεων και των οικισμών της χώρας και άλλες διατάξεις» και συγκεκριμένα στο άρθρο 7 παρ. γ τονίζεται ότι «Αναθεώρηση ή τροποποίηση του Γ.Π.Σ. δεν επιτρέπεται πριν παρέλθει η πενταετία από την έγκρισή του. Στο χρονικό αυτό διάστημα είναι κατ' εξαίρεση δυνατή η τροποποίηση του σχεδίου μόνο προκειμένου: γ) να αντιμετωπιστούν εξαιρετικές πολεοδομικές ανάγκες που δεν μπορούν να καλυφθούν στο πλαίσιο του ισχύοντος Γ.Π.Σ. και αφορούν τον κοινωνικό εξοπλισμό της πόλης ή την εφαρμογή του έργων και προγραμμάτων ή κυκλοφοριακών παρεμβάσεων μεγάλης κλίμακας ή τεχνικής υποδομής. Με την επιφύλαξη της παρ. 11 του άρθρου αυτού, η παρούσα παράγραφος ισχύει και για ήδη εγκεκριμένα Γ.Π.Σ. ...».

Επομένως, έχοντας ως νομικό πάτημα το παραπάνω άρθρο ζητήθηκε από την τότε υπηρεσία Χωροταξίας και Περιβάλλοντος της τότε Νομαρχιακής Αυτοδιοίκησης Κέρκυρας η σημειακή τροποποίηση της προβλεπόμενης θέσης του νέου σταθμού Υπεραστικών Συγκοινωνιών. Γι' αυτό, με το υπ' αριθμόν πρωτ. 15834/3.6.09 έγγραφο της, η Διεύθυνση ΧΩ.ΠΕ. της Ν.Α. Κέρκυρας, ζήτησε

από τον Γενικό Γραμματέα της Περιφέρειας Ιονίων Νήσων, την σημειακή τροποποίηση του Γ.Π.Σ. που αφορούσε τη νέα θέση του Σταθμού Υπεραστικών Συγκοινωνιών ΚΤΕΛ σύμφωνα με το προαναφερθέν άρθρο. Αποτέλεσμα ήταν η έγκριση της αίτησης αυτής, σύμφωνα με την υπ' αριθμόν απόφαση 21788/1-10-2009, η οποία και δημοσιεύτηκε στο Φ.Ε.Κ. Α.Α.Π. 517/02.10.2009 και ανέφερε πως «Αποφασίζουμε: 1. Την τροποποίηση του Γ.Π.Σ. Κέρκυρας στην Π.Ε. «Αγίου Σπυρίδωνα» για την χωροθέτηση του σταθμού υπεραστικών συγκοινωνιών (ΚΤΕΛ) και μετατροπή της καταργούμενης θέσης σε χώρο στάθμευσης, όπως αποτυπώνεται στο συνημμένο Απόσπασμα Χάρτη κλίμακας 1:5000 (Π1-11). 2. Η ισχύς της απόφασης αυτής αρχίζει από τη δημοσίευσή της στην Εφημερίδα της Κυβερνήσεως. Η απόφαση αυτή να δημοσιευθεί στην Εφημερίδα της Κυβερνήσεως.»

ΕΘΝΙΚΟ ΤΥΠΟΓΡΑΦΕΙΟ
 Για τεχνικούς λόγους στο σχεδιάγραμμα,
 έγινε σμίκρυνση, κατά ποσοστό **37%**



Εικόνα 3 : Απόσπασμα του χάρτη Π.1-11 του Γ.Π.Σ. Κέρκυρας . Η προβλεπόμενη θέση του σταθμού απεικονίζεται με πράσινο χρώμα(εντός κύκλου) εντός του τμήματος 11 με ονομασία «Άγιος Σπυρίδων» - Φ.Ε.Κ. Α.Α.Π. 517/02.10.2009

iii. Όροι Δόμησης

Σήμερα, το οικόπεδο έκτασης 10.047,49 m² είναι άρτιο και οικοδομείται ως ευρισκόμενο στην ζώνη Δ του Π.Δ. 01-04-1976 που δημοσιεύεται στο Φ.Ε.Κ. 104/Δ/1976 «Περί καθορισμού των όρων και περιορισμών δομήσεως εις τας περιοχάς εκτός της πόλεως Κέρκυρας και συμπληρώσεως των ισχυόντων τοιούτων του εγκεκριμένου σχεδίου αυτής». Με βάση αυτό το Π.Δ. ορίζεται πως εντός της ζώνης αυτής απαιτούνται τα παρακάτω για την ίδρυση και λειτουργία ενός τέτοιου σταθμού:

- Συντελεστή Δόμησης 0,15
- Ποσοστό Επιτρεπόμενης Κάλυψης: 10%
- Μέγιστο Επιτρεπόμενο Ύψος: 7m
- Μέγιστος Αριθμός Ορόφων: 2
- Αποστάσεις από τα πλάγια όρια: 15m
- Αποστάσεις από τον άξονα της οδού: 15m
- Απόσταση από άξονα εθνικής οδού: 30m
- Απόσταση από άξονα επαρχιακής οδού: 20m

Με βάση τα παραπάνω προκύπτει ότι στο παραπάνω οικόπεδο έχουμε:

- Μέγιστη επιτρεπόμενη κάλυψη: $10.0047,49\text{m}^2 * 10\% = \mathbf{1.004,749\text{m}^2}$
- Μέγιστη επιτρεπόμενη δόμηση: $10.047,49\text{m}^2 * 0,15 = \mathbf{1.507,124\text{m}^2}$

Στα πλαίσια αυτής της πτυχιακής εργασίας, εξετάζεται ένα ισόγειο κτίριο με μεταλλικά στέγαστρα, ανοίγματος 14.75μ, και βατό δώμα.

Κεφάλαιο 4: Μελετητικά Πρότυπα και Κανονισμοί

i. Ιστορικό και πεδίο εφαρμογής των Ευρωκωδίκων

Το 1975, η Ευρωπαϊκή Επιτροπή αποφάσισε να υλοποιήσει ένα πρόγραμμα δράσης στον τομέα των κατασκευών. Σκοπός του προγράμματος ήταν η άρση των τεχνικών εμποδίων στο εμπόριο και η εναρμόνιση των τεχνικών προδιαγραφών μεταξύ των κρατών μελών της Ευρωπαϊκής Ένωσης.

Στα πλαίσια αυτού του προγράμματος, η Επιτροπή πήρε την πρωτοβουλία να θεσπίσει μία σειρά εναρμονισμένων τεχνικών κανόνων σχεδιασμού κτιρίων, οι οποίοι αρχικά θα χρησίμευαν ως εναλλακτικοί των ισχυόντων Εθνικών κανονισμών των κρατών – μελών, με απώτερο σκοπό την αντικατάστασή τους.

Για 15 χρόνια, η Επιτροπή, με τη βοήθεια μιας επιμέρους Επιτροπής με αντιπροσώπους από τα Κράτη Μέλη, ανέπτυξε το πρόγραμμα των Ευρωκωδίκων, το οποίο είχε ως αποτέλεσμα την πρώτη γενιά Ευρωκωδίκων της δεκαετίας του 1980.

Έπειτα, το 1989, η Επιτροπή και τα Κράτη - Μέλη αποφάσισαν να αναθέσουν στην Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN) την περαιτέρω προετοιμασία και δημοσίευση των Ευρωκωδίκων, ώστε να αποτελέσουν μελλοντικά ένα Ευρωπαϊκό Πρότυπο.

Έτσι, δημιουργήθηκε ένα πρότυπο για τον μελετητή μηχανικό που παρέχει ενιαίους κανόνες σχεδιασμού των κατασκευών για καθημερινή χρήση στον συνολικό σχεδιασμό μιας κατασκευής ή και επιμέρους τμημάτων τόσο απλών όσο και σύνθετων κατασκευών. Βέβαια, κατασκευές οι οποίες έχουν ασυνήθη μορφή ή οι συνθήκες σχεδιασμού τους δεν καλύπτονται εξ'ολοκλήρου εντός του πλαισίου των Ευρωκωδίκων, απαιτούν από τον μελετητή μηχανικό εξειδικευμένη γνώση.

ii. Έγκριση των Ευρωκωδίκων από το Ελληνικό Κράτος

Σύμφωνα με την **«Έγκριση εφαρμογής και χρήσης των Ευρωκωδίκων σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα»** που δημοσιεύεται στο **ΦΕΚ Β 1457/5-6-2014**, ένας μελετητής μηχανικός **«...οφείλει να επιλέγει το πλαίσιο των κανονιστικών κειμένων του σχεδιασμού και της μελέτης της φέρουσας κατασκευής του έργου, μεταξύ των ακόλουθων δυο περιπτώσεων: α) Των προϋπαρχόντων κανονιστικών κειμένων δόμησης του Παραρτήματος 3, β) Των Ευρωκωδίκων σε συνδυασμό με τα Εθνικά τους Προσαρτήματα, που περιλαμβάνονται στα Παραρτήματα 1 και 2 της παρούσας.» (Άρθρο 4 ΦΕΚ Β 1457/5-6-2014)**.

Έτσι, με βάση και την έλλειψη ενός καθαρά Ελληνικού προτύπου για την εκπόνηση στατικών μελετών μεταλλικών κατασκευών καθώς μέχρι πρότινος χρησιμοποιούνταν τα DIN (Deutsche Industrie Norm), αποφασίστηκε η χρήση των Ευρωκωδίκων, αφήνοντας βέβαια την δυνατότητα στον μελετητή να χρησιμοποιήσει τα DIN. Βέβαια, σύμφωνα με το προαναφερθέν ΦΕΚ, ο μελετητής μηχανικός δεν έχει την δυνατότητα συνδυασμού των κανονιστικών πλαισίων, γεγονός που σημαίνει ότι από τη στιγμή της επιλογής του κανονισμού σχεδιασμού όλοι οι άλλοι κανονισμοί δεν συμμετέχουν σε καμία φάση ή έλεγχο της κατασκευής (**Άρθρο 6 ΦΕΚ Β 1457/5-6-2014**).

Λαμβάνοντας υπόψη, πάντως, ότι η χρήση των Ευρωκωδίκων, στον σχεδιασμό και στην εκπόνηση των μελετών για την κατασκευή των Τεχνικών Έργων Πολιτικού Μηχανικού, αποτελεί τεκμήριο συμμόρφωσης προς τις απαιτήσεις της Κατευθυντήριας **Ευρωπαϊκής Οδηγίας**

89/106/EEC, εκτιμάται ότι η δυνατότητα επιλεκτικής εφαρμογής τους που δίδει η εν λόγω Κ.Υ.Α. συνιστά μία μεταβατική κατάσταση, απαιτούμενη για την απόκτηση πλήρους γνώσης και εξοικείωσης των μελετητών και των μηχανικών του δημοσίου τομέα.

Όπως, άλλωστε, αναφέρεται και στην Κ.Υ.Α., τελική επιδίωξη είναι η εναρμόνιση της Ελληνικής Νομοθεσίας με τα Ευρωπαϊκά Πρότυπα των Ευρωκωδίκων για την επίτευξη του στόχου της Ενιαίας Ευρωπαϊκής Αγοράς και των γενικότερων κοινών στόχων της Ευρωπαϊκής Τυποποίησης.

Όμως, στα πλαίσια της παρούσας πτυχιακής εργασίας, αποφασίστηκε η χρήση των Ευρωκωδίκων, όσον αφορά το υπολογιστικό κομμάτι της. Έτσι, χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω πρότυπα:

1. Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού
2. Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές
3. Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα
4. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
5. Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμεικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
6. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών .

Κάθε ένα από τα παραπάνω πρότυπα αποτελείται από διάφορα μέρη, μέσω των οποίων καλύπτονται σχεδόν όλα τα αντικείμενα και οι κανονισμοί, που αποτελούν εργαλείο για έναν μελετητή μηχανικό. Όμως, για να γίνει σωστή χρήση των παραπάνω προτύπων, πρέπει να ικανοποιηθούν ορισμένες παραδοχές:

1. Η επιλογή του δομικού συστήματος, η προσομοίωση του φορέα και η εκτέλεση της ανέγερσης του έργου πρέπει να γίνεται από έμπειρο και καταρτισμένο προσωπικό.
2. Πρέπει να γίνονται ποιοτικοί έλεγχοι σε όλες τις φάσεις του έργου(εργοτάξιο, μελετητικό γραφείο, εργοστάσιο κατεργασίας των χαλύβδινων μελών κλπ.).
3. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή πρέπει να ακολουθούν τις προδιαγραφές που ορίζονται στους κανονισμούς ή στις σχετικές προδιαγραφές εκτέλεσης του έργου.
4. Η κατασκευή, μετά την αποπεράτωσή της, πρέπει να συντηρείται επαρκώς.
5. Ο φορέας θα χρησιμοποιηθεί σύμφωνα με τις παραδοχές που έχουν ορισθεί στον σχεδιασμό του.

Έτσι, όταν ικανοποιηθούν και εξασφαλισθούν οι παραπάνω παραδοχές που αφορούν την ποιότητα της κατασκευής, ο μελετητής είναι υποχρεωμένος να ακολουθήσει ορισμένες βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού:

1. Ένας φορέας πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να είναι ασφαλής και αξιόπιστος ως προς την συμπεριφορά του έναντι των επιβαλλόμενων φορτίων, αλλά και κατά τρόπο οικονομικό.
2. Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να είναι επαρκής ως προς την :
 - i. Αντοχή
 - ii. Λειτουργικότητα
 - iii. Ανθεκτικότητα

Σημειώνεται ότι, σε περίπτωση πυρκαγιάς, η αντοχή του φορέα πρέπει να είναι επαρκής για δεδομένο χρονικό διάστημα.

Όταν, λοιπόν ικανοποιηθούν όλα τα παραπάνω, ορίζεται και ο χρόνος ζωής της κατασκευής σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1.

Ενδεικτική Διάρκεια Ζωής Σχεδιασμού κατά το Εθνικό Προσάρτημα του EC1		
Κατηγορία Ζωής Σχεδιασμού	Ενδεικτική Διάρκεια Ζωής Σχεδιασμού	Παραδείγματα
1	10	Προσωρινές κατασκευές*
2	25	Δομικά στοιχεία τα οποία μπορούν να αντικατασταθούν
3	25	Αγροτικές και παρεμφερείς κατασκευές
4	50	Κτίρια και παρεμφερή
5	100	Μνημειακά κτίρια, γέφυρες και άλλα τεχνικά έργα

*Οι φορείς και τα δομικά στοιχεία τα οποία μπορούν να αποσυναρμολογηθούν εν όψει επαναχρησιμοποίησής τους, δεν πρέπει να θεωρούνται προσωρινά.

Πηγή: Ευρωκώδικας 1 – Ι. Ερμόπουλος – Εκδ. Κλειδάριθμος

iii. Προσαρμογή των Ευρωκωδίκων στα Εθνικά Πλαίσια

Μπορεί οι Ευρωκώδικες να αποτελούν ένα νέο μελετητικό πρότυπο, όμως, υπάρχουν παράμετροι που έχουν μείνει ανοιχτές ώστε να προσαρμοστούν στις εγχώριες απαιτήσεις. Έτσι, έγινε η σύνταξη των Εθνικών Προσαρτημάτων. Τα Εθνικά Προσαρτήματα μπορεί να περιέχουν πληροφορίες, όπως, για παράδειγμα:

- i. Τιμές για επιμέρους συντελεστές και/ή τάξεις όπου εναλλακτικές δίνονται στον Ευρωκώδικα,
- ii. Τιμές για χρήση όπου μόνο ένα σύμβολο δίνεται στον Ευρωκώδικα,
- iii. Γεωγραφικά και κλιματολογικά δεδομένα, ειδικά για το εκάστοτε Κράτος – Μέλος(π.χ. χάρτης χιονιού),
- iv. Η διαδικασία που μπορεί να χρησιμοποιηθεί, εναλλακτικά της αναφερόμενης στον Ευρωκώδικα,
- v. Αναφορές σε μη αντιφατικές συμπληρωματικές πληροφορίες οι οποίες θα βοηθήσουν τον χρήστη να εφαρμόσει τον Ευρωκώδικα.

iv. Ευρωκώδικας 1

Ο Ευρωκώδικας 1 αποτελεί το πλαίσιο στο οποίο αναγράφονται οι βασικές αρχές σχεδιασμού και οι δράσεις επί των κατασκευών. Σύμφωνα με αυτό το πλαίσιο, ορίζονται οι φορτίσεις οι οποίες επιβάλλονται επί των κατασκευών καθώς και ο τρόπος με τον οποίο επιβάλλονται κατά περίπτωση. Τέτοιες φορτίσεις είναι:

1. Τα ίδια βάρη
2. Τα φορτία χιονιού
3. Οι δράσεις ανέμου
4. Τα φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες.

Η προσομοίωση αυτών των φορτίσεων στο μοντέλο μιας στατικής μελέτης αποτελεί προϋπόθεση για την σωστή μοντελοποίηση της μελέτης μιας κατασκευής. Όμως, ο συνδυασμός τους απαιτεί από τον μελετητή του εκάστοτε έργου να έχει την κατάλληλη εξειδίκευση στην χρήση των προτύπων και την κριτική ικανότητα να κρίνει αν αυτό που έχει προσομοιωθεί και υπολογιστεί ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις των κανονισμών.

Οι κατασκευές που σχεδιάζονται και εκτελούνται σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, πρέπει καθ' όλη την θεωρητική διάρκεια ζωής τους (50 χρόνια για κτιριακά έργα και άλλες κοινές κατασκευές, 100 χρόνια για γέφυρες και μνημειακά έργα) να ικανοποιούν τις ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Πρέπει να παραμένουν κατάλληλες για τη χρήση για την οποία προορίζονται
- Πρέπει να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις και τις διάφορες επιδράσεις που πιθανόν να λάβουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης τους.

A. Καταστάσεις σχεδιασμού

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας σχεδιασμού επιτυγχάνεται με τη χρήση των «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή τόσο κατά τη διάρκεια της ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της. Για αυτόν τον λόγο, ταξινομούμε τις καταστάσεις σχεδιασμού με τον εξής τρόπο:

1. Καταστάσεις διάρκειας (persistent), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης
2. Παροδικές καταστάσεις (transient), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες κατά τη φάση της κατασκευής ή επισκευών
3. Τυχηματικές καταστάσεις (accidental), που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, όπως, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχία
4. Καταστάσεις σεισμού (seismic), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

B. Οριακές Καταστάσεις Σχεδιασμού

Οι Οριακές Καταστάσεις Σχεδιασμού αποτελούν το σύνολο των κριτηρίων συμπεριφοράς που πρέπει να ικανοποιούνται από μια κατασκευή, ώστε αυτή να είναι κατάλληλη προς χρήση σε όλες τις φάσεις κατασκευής και χρήσης, τόσο υπό κανονικές όσο και υπό ασυνήθεις συνθήκες. Διακρίνονται σε :

1. **Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS: Ultimate Limit States)**
2. **Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (SLS: Serviceability Limit States)**

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας μπορούν να προκύψουν ως κατάρρευση ή μέσω άλλου είδους αστοχίας μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής, λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή λόγω κόπωσης, καταστάσεις που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές. Αντίστοιχα, οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής, όπως, π.χ. ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους.

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με την μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

1. Άμεσες (direct), π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανομημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία
2. Έμμεσες (indirect), π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Αντίστοιχα, ως προς τον χρόνο δράσης τους ταξινομούνται ως εξής:

1. Μόνιμες (G) (permanent), π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής, προσαρτήματα κλπ.
2. Μεταβλητές (Q) (variable), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου.
3. Τυχηματικές (A) (accidental), π.χ. εκρήξεις ή προσκρούσεις οχημάτων.

Ορισμένες δράσεις, όπως τα φορτία χιονιού ή οι σεισμικές δράσεις μπορούν να θεωρηθούν είτε ως τυχηματικές ή και ως μεταβλητές δράσεις. Βέβαια αυτό εξαρτάται και από την περιοχή στην οποία γίνεται η κατασκευή, γεγονός που προσδιορίζεται αναλυτικότερα στους υπόλοιπους Ευρωκώδικες.

Ακόμη, οι δράσεις μπορούν να ταξινομηθούν και ως προς τη θέση τους σε:

1. Καθορισμένες (fixed), π.χ. ίδιον βάρος
2. Ελεύθερες (free), π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών.

Ως προς την φύση τους ταξινομούνται σε στατικές και δυναμικές, ανάλογα με την απόκριση της κατασκευής.

α. Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας

Στις **Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας**, η κατασκευή, παρόλο που αντέχει και δεν καταρρέει, συμπεριφέρεται με μη ανεκτό τρόπο λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή ταλαντώσεων με αποτέλεσμα να :

1. Δημιουργεί αίσθημα ανασφάλειας στους χρήστες,
2. Δημιουργεί βλάβες μη φερόντων στοιχείων,
3. Δημιουργεί ανεπιθύμητες ρηγματώσεις(υπό κανονικές συνθήκες χρήσης).

Βέβαια, οι μετακινήσεις και ταλαντώσεις εξαρτώνται περισσότερο από την δυσκαμψία του φορέα παρά με την αντοχή των δομικών στοιχείων της κατασκευής.

β. Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας

Οι **Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας** συνδέονται κυρίως με κατάρρευση της κατασκευής ή άλλους τρόπους αστοχίας που επηρεάζουν την ασφάλεια της ίδιας της κατασκευής αλλά και των προσώπων που κάνουν χρήση της.

Γ. Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση αστοχίας

Για να ελεγχθεί η επάρκεια μιας κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS) και λειτουργικότητα (SLS), χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των παραπάνω δράσεων, οι οποίες καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού και περιέχουν δράσεις οι οποίες μπορούν να εκδηλώνονται μονάχα ταυτόχρονα. Οι συνδυασμοί αυτοί, εκφράζονται μαθηματικά από τους παρακάτω τύπους:

1. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συμπεριλαμβάνονται δράσεις, οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανισθούν ταυτόχρονα.

Διευκρινίζεται ότι η μορφή των συνδυασμών είναι καθαρά συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει σε καμία περίπτωση αλγεβρικό ή γεωμετρικό άθροισμα, αλλά επαλληλία δράσεων.

Τα σύμβολα επεξηγούνται ως εξής:

1. “+” που σημαίνει “επαλληλία με”
2. $G_{k,j}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
3. P είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
4. $Q_{k,1}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
5. $Q_{k,i}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων i
6. A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
7. A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
8. $\gamma_{G,j}$ είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
9. γ_P είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την δύναμη προέντασης
10. $\gamma_{Q,i}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την μεταβλητή δράση i
11. $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ είναι οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων.

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους του είναι :

1. Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές
 - Για μόνιμες δράσεις
 - α. $\gamma_{G,\text{sup}} = 1.35$ (δυσμενής επιρροή)
 - β. $\gamma_{G,\text{inf}} = 1.00$ (ευμενής επιρροή)
 - Για μεταβλητές δράσεις
 - α. $\gamma_{Q,i} = 1.50$ (δυσμενής επιρροή)
 - β. $\gamma_{Q,i} = 0$ (ευμενής επιρροή)
2. Καταστάσεις τυχηματικές
 - $\gamma_A = 1$

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων προσαιξάνουν τα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.

Ακόμη, υπάρχει ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής (γ_1) ο οποίος κατατάσσει τις κατασκευές ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο μια ενδεχόμενη καταστροφή τους, αλλά και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που ενδεχομένως θα ακολουθήσουν από την παύση της λειτουργίας τους.

Επίσης, υπάρχουν οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (ψ_i), οι οποίοι λαμβάνουν υπόψιν τους την μειωμένη πιθανότητα να συνυπάρξουν ταυτόχρονα οι δυσμενέστερες τιμές των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

Παρακάτω, παρατίθενται οι τιμές των συντελεστών (ψ_i) κατά τους Ευρωκώδικες και όπως αυτή υιοθετήθηκαν από τα εθνικά προσαρτήματα του ΕΛ.Ο.Τ. και εγκρίθηκε η χρήση τους (Φ.Ε.Κ. 1457/Β/5-6-2014) και οι τιμές τους συντελεστή ψ_2 κατά τον Ε.Α.Κ. 2000.

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον Ευρωκώδικα 0 (EN1990)			
Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια	-	-	-
Κατηγορία A: Κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: Γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: Επιφάνειες Συνάθροισης(σχολεία, εκκλησίες, μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ.)	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: Καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: Αποθηκευτικοί χώροι	1,0	0,9	0,8
Φορτία Κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια	-	-	-
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{KN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: $30\text{KN} < \text{βάρος οχήματος} \leq 160\text{KN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: Οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια (βλ. ΕΛΟΤ EN1991-1-3)	-	-	-
Υψόμετρο $1000\text{m} < H < 1500\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλ. ΕΛΟΤ EN1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς) (βλ. ΕΛΟΤ EN1991-1- 5)	0,6	0,5	0
Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_2 κατά τον Ε.Α.Κ. 2000			
Δράσεις	ψ_2		
Φορτία χρήσης	-		
Κατοικίες, Γραφεία, Καταστήματα, Ξενοδοχεία, Νοσοκομεία	0,3		
Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων(σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0,5		
Χώροι στάθμευσης	0,6		
Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι, κλπ.)	0,8		
Μη βατές στέγες	0		
Άνεμος	0		
Χιόνι	-		
Μη βατές στέγες	0,3		
Βατές στέγες	0		

Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη

ν. Ευρωκώδικας 3 – Γενικοί κανόνες και κανόνες σχεδιασμού (ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005)

A. Γενικά

Ο Ευρωκώδικας 3 αποτελεί το κανονιστικό πλαίσιο το οποίο εμπεριέχει όλες τις τεχνικές προδιαγραφές για την κατασκευή έργων από δομικό χάλυβα. Ασχολείται με τις αρχές και τις απαιτήσεις για ασφάλεια και λειτουργικότητα των κατασκευών, τις βασικές αρχές σχεδιασμού και των ελέγχων επάρκειας τους. Άλλες απαιτήσεις, όπως, θερμικές ή ηχητικές μονώσεις δεν καλύπτονται σε αυτό το πλαίσιο.

Το πρότυπο αυτό προορίζεται για χρήση σε συνδυασμό με τους υπόλοιπους Ευρωκώδικες, ώστε ο μελετητής μηχανικός να παρουσιάσει μια ολοκληρωμένη, λεπτομερή και σωστή επίλυση μιας μεταλλικής κατασκευής.

Για να καλυφθεί όλο το εύρος των απαιτήσεων των μεταλλικών κατασκευών, ο Ευρωκώδικας 3 χωρίζεται σε 6 μέρη:

1. Μέρος 1

- i. 1-1: Γενικοί Κανόνες και Κανόνες για Κτίρια
- ii. 1-2: Γενικοί Κανόνες – Σχεδιασμός Φορέων σε Πυρκαγιά
- iii. 1-3: Γενικοί Κανόνες – Συμπληρωματικοί κανόνες για μέλη και ψυχρά φύλλα έλασης
- iv. 1-4: Γενικοί Κανόνες – Συμπληρωματικοί κανόνες για ανοξείδωτους χάλυβες
- v. 1-5: Δομικά στοιχεία από επίπεδα ελάσματα
- vi. 1-6: Αντοχή και ευστάθεια κελυφωτών κατασκευών
- vii. 1-7: Κατασκευές από επίπεδα ελάσματα υπό εγκάρσια φόρτιση
- viii. 1-8: Σχεδιασμός Κόμβων
- ix. 1-9: Κόπωση
- x. 1-10: Αντοχή σε ψαθυρή θραύση και ιδιότητες κατά την έννοια του πάχους
- xi. 1-11: Σχεδιασμός κατασκευών με εφελκυόμενα στοιχεία

2. Μέρος 2: Γέφυρες από χάλυβα

3. Μέρος 3

- i. 3-1: Πύργοι, ιστοί και καπνοδόχοι – Πύργοι και ιστοί
- ii. 3-2: Πύργοι, ιστοί και καπνοδόχοι – Καπνοδόχοι

4. Μέρος 4

- i. 4-1: Σιλό
- ii. 4-2: Δεξαμενές
- iii. 4-3: Αγωγοί

5. Μέρος 5: Πάσσαλοι

6. Μέρος 6: Κατασκευές στήριξης γερανογεφυρών.

Στα πλαίσια της μελετώμενης κατασκευής, εφαρμόζονται οι διατάξεις των μερών 1-1 και 1-8.





B. Κατάταξη και Έλεγχος Διατομών

Ο σκοπός της κατάταξης των διατομών είναι ο προσδιορισμός του βαθμού περιορισμού της αντοχής και της ικανότητας στροφής από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Αυτός ο έλεγχος είναι απαραίτητος κατά την διαδικασία διαστασιολόγησης μιας διατομής προκειμένου να προσδιορισθεί η ικανότητα ή μη σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης σε κάποιο σημείο του φορέα, δηλαδή η

ικανότητα στροφής της διατομής όταν δεν περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό επιμέρους μέλους της.

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από την σχέση πλάτους προς το πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη, δηλαδή από την τοπική τους λυγηρότητα. Τα θλιβόμενα τμήματα περιλαμβάνουν κάθε τμήμα μιας διατομής το οποίο θλίβεται εξ ολοκλήρου ή εν μέρει για τον υπό θεώρηση συνδυασμό φορτίων. Τα διάφορα θλιβόμενα τμήματα σε μια διατομή (κορμός, πέλμα) μπορούν να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες. Όμως, μια διατομή κατατάσσεται συνολικά με την υψηλότερη κατηγορία (δυσμενέστερη) των θλιβόμενων τμημάτων της.

Έτσι, οι διατομές χωρίζονται σε 4 κατηγορίες:

Κατηγορία	Μορφή	Περιγραφή
Κατηγορία 1		Διατομές που έχουν την ικανότητα σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης και στρέψης χωρίς να μειωθεί η αντοχή τους.
Κατηγορία 2		Διατομές που έχουν την ικανότητα να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση αλλά η αντοχή τους είναι μειωμένη λόγω τοπικού λυγισμού των επιμέρους μελών τους.
Κατηγορία 3		Διατομές στις οποίες η τάση στη θλιβόμενη ίνα φτάνει στο όριο διαρροής, αλλά δεν αναπτύσσεται πλαστική άρθρωση διότι παρεμποδίζεται από τον τοπικό λυγισμό των επιμέρους μελών τους.
Κατηγορία 4		Διατομές στις οποίες ο τοπικός λυγισμός σε κάποιο επιμέρους μέλος θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής της διατομής.

Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη

*** Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες με τους τύπους με τους οποίους γίνεται η κατάταξη μιας διατομής από δομικό χάλυβα σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 (ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005).**

Πίνακας 5.2 (φύλλο 1 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα – Πηγή: ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

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

*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$

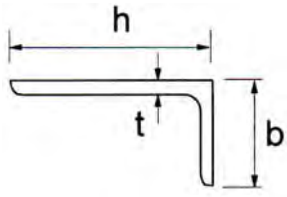
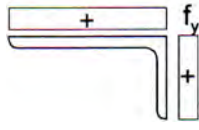
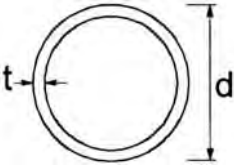
Πίνακας 5.2(φύλλο 2 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Πηγή: ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

Προεξέχοντα πέλματα						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 5.2(φύλλο 3 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Πηγή: ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

<p style="text-align: center;">Γωνιακά</p>  <p>Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλματα” (βλέπε φύλλο 2 από 3)</p> <p style="text-align: right;">Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>																			
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη																		
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)																			
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$																		
<p>Σωληνωτές διατομές</p> 																			
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη																		
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$																		
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$																		
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε ΕΛΟΤ EN 1993-1-6.																		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>f_y</td> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> <td>420</td> <td>460</td> </tr> <tr> <td>ε</td> <td>1,00</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> <td>0,75</td> <td>0,71</td> </tr> <tr> <td>ε^2</td> <td>1,00</td> <td>0,85</td> <td>0,66</td> <td>0,56</td> <td>0,51</td> </tr> </table>	f_y	235	275	355	420	460	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51
	f_y	235	275	355	420	460													
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71													
ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51														

Γ. Έλεγχοι στις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας

α. Γενικά

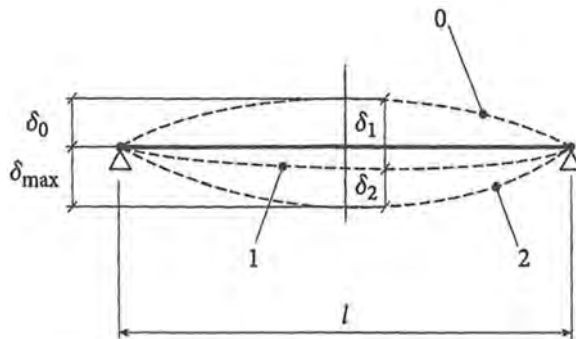
Πέραν των ελέγχων που γίνονται στα μέλη και τις διατομές μιας κατασκευής αποτελούμενη από φορέα δομικού χάλυβα στην οριακή κατάσταση αστοχίας, γίνονται έλεγχοι και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Γενικά, οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας για τις χαλύβδινες κατασκευές είναι εκείνες οι παραμορφώσεις που επηρεάζουν την εμφάνιση της κατασκευής αρνητικά ή την καθιστούν μη λειτουργική, συμπεριλαμβανομένων και των μηχανημάτων που μπορεί να βρίσκονται εντός αυτής.

Αυτοί οι έλεγχοι γίνονται για να επιβεβαιωθεί ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές σε κανονικές συνθήκες χρήσης. Ακόμη, σε εξαιρετικές περιπτώσεις, κρίνεται αναγκαίος ο έλεγχος μιας κατασκευής σε ταλαντώσεις όταν ασκούνται σε αυτήν δυναμικά φορτία ή περιέχουν ευαίσθητο εξοπλισμό.

β. Βέλη κάμψης και οριακές τιμές

Μέρος της διαστασιολόγησης των μελών μια κατασκευής αποτελεί και ο έλεγχος τους ώστε τα βέλη κάμψης να συμφωνούν με τα μέγιστα όρια που δίνονται από τους κανονισμούς. Τα συνιστώμενα όρια των βελών κάμψης και γενικά των μετατοπίσεων μιας κατασκευής δομικού χάλυβα παρατίθενται στο εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα 3. Σημειώνεται, όμως, ότι τα όρια αυτά αποτελούν εμπειρικές τιμές και χρησιμοποιούνται ώστε να υπάρχει ένα μέτρο σύγκρισης των αποτελεσμάτων των υπολογισμών, στο πλαίσιο των Ευρωκωδίκων. Σε καμία περίπτωση, όμως, δεν μπορούν να αποτελέσουν κριτήριο συμπεριφοράς ενός μέλους.

Οι οριακές τιμές που δίνονται στον παρακάτω πίνακα, αναφέρονται σε αμφιέριστη δοκό.



Εικόνα 4: Αμφιέριστη δοκός – Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη

Πίνακας 4.ν.Γ.β.1 – Συνιστώμενα όρια για τα κατακόρυφα βέλη κάμψης αμφιέριστης δοκού - Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη

Είδος χαλύβδινου φορέα	δ_{\max}	δ_2
Στέγες (Γενικά)	$\frac{L}{200}$	$\frac{L}{250}$
Στέγες (Βατές)	$\frac{L}{250}$	$\frac{L}{300}$
Πατώματα (Γενικά)	$\frac{L}{250}$	$\frac{L}{300}$
Πατώματα και στέγες οι οποίες υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή δύσκαμπτα χωρίσματα.	$\frac{L}{250}$	$\frac{L}{350}$
Πατώματα τα οποία υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπόψιν στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της οριακής κατάστασης αντοχής)	$\frac{L}{400}$	$\frac{L}{500}$
Σε όλες τις περιπτώσεις όπου το δ_{\max} μπορεί να επηρεάσει αρνητικά την εμφάνιση του κτιρίου	$\frac{L}{250}$	-

*Σημειώνεται ότι ως L λαμβάνεται το μήκος του μέλους.

* δ_{\max} η βύθιση στο τελικό στάδιο, δ_0 η θέση της προανυψωμένης αφόρτιστης δοκού, δ_1 το βέλος της δοκού αμέσως μετά τα μόνιμα φορτία, δ_2 το βέλος λόγω κινητών φορτίων και παραμορφώσεων οι οποίες είναι συναρτήσεις του χρόνου.

Πίνακας 4.ν.Γ.β.2 – Συνιστώμενες οριακές τιμές για τις οριζόντιες μετατοπίσεις στην κορυφή υποστυλωμάτων ή στην κορυφή του κτιρίου - Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη

Είδος χαλύβδινου φορέα	δ_{\max}
Ορθογωνικά μονώροφα πλαίσια χωρίς γερανογέφυρες	$\frac{h}{150}$
Άλλα μονώροφα κτίρια	$\frac{h}{300}$
Σε κάθε όροφο πολυώροφου κτιρίου	$\frac{h}{300}$
Στην κατασκευή ύψους h_0 ως σύνολο	$\frac{h}{500}$

*Σημειώνεται ότι ως h λαμβάνεται το ύψος του κτιρίου.

Ακόμη, στον σχεδιασμό ενός φορέα δομικού χάλυβα, πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν στον σχεδιασμό η φόρτιση από την συγκέντρωση βρόχινου νερού. Εφόσον η κλίση της στέγης είναι μικρότερη ή και ίση του 3%, απαιτούνται πρόσθετοι έλεγχοι για τα φορτία νερού ή αυτά τα οποία θα προκύψουν πιθανόν κατά την τήξη του χιονιού.

γ. Δυναμικές επιρροές

Επίσης, στην ΟΚΛ πρέπει να ληφθούν υπόψιν ταλαντώσεις οι οποίες μπορεί να προκληθούν από μηχανήματα τοποθετημένα στην κατασκευή. Το φαινόμενο του συντονισμού μπορεί να αποφευχθεί εάν οι ιδιοσυχνότητες του φορέα ή κάποιου τμήματος του, διαφέρουν από αυτές της πηγής διέγερσης. Οι δονήσεις και οι ταλαντώσεις αυτές πρέπει να αποφεύγονται έτσι ώστε να μην επηρεάζονται οι χρήστες. Γι' αυτό, σε περίπτωση που ασκούνται τέτοιες επιρροές σε μια κατασκευή, είναι απαραίτητος ο έλεγχος του φορέα εκτελώντας δυναμική ανάλυση.

Δ. Έλεγχοι στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας

Υπάρχουν πολλά στάδια και πολλοί έλεγχοι ακόμα οι οποία πρέπει να ολοκληρωθούν ώστε να οριστικοποιηθεί ο σχεδιασμός μιας ολοκληρωμένης, λειτουργικής και ασφαλούς κατασκευής με φορέα από δομικό χάλυβα. Για αυτόν τον λόγο ελέγχονται όλες οι περιπτώσεις φόρτισης τόσο σε επίπεδο διατομής όσο και σε επίπεδο μέλους.

Η πλειονότητα των κριτηρίων αντοχής των μεταλλικών μελών μιας κατασκευής δομικού χάλυβα, εξαρτάται από την ποιότητα του χάλυβα που θα χρησιμοποιηθεί. Έτσι, η αντοχή, ανάλογα με τη χρησιμοποιούμενη ποιότητα χάλυβα, εκφράζεται μέσα από το όριο διαρροής f_y και το όριο εφελκυστικής αντοχής f_u . Ακόμη, για τις ελατές εν θερμώ διατομές αλλά και για τις κοιλοδοκούς δίνονται άλλες τιμές ορίων αντοχής, όπως αυτές έχουν καθορισθεί μέσω συγκεκριμένων προτύπων στον Ευρωκώδικα 3.

Πίνακας 4.ν.Γ.1 : Ονομαστικές τιμές ορίου διαρροής f_y και οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για τις συνήθεις ποιότητες χάλυβα θερμής κατεργασίας σύμφωνα με το πρότυπο **ΕΛΟΤ EN 10025-2**.

Ποιότητα Χάλυβα	$t \leq 40mm$		$40 < t < 80mm$	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

- Όπου t το ονομαστικό πάχος του χαλύβδινου στοιχείου.

Πίνακας 4.ν.Γ.2 : Ονομαστικές τιμές ορίου διαρροής f_y και οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για τις συνήθως χρησιμοποιούμενες ποιότητες κοιλοδοκών σύμφωνα με το πρότυπο **ΕΛΟΤ EN 10210-1**.

Ποιότητα Χάλυβα	$t \leq 40mm$		$40 < t < 80mm$	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490

- Όπου t το ονομαστικό πάχος του χαλύβδινου στοιχείου.

Έτσι, σε επίπεδο διατομής γίνεται έλεγχος σε:

1. Εφελκυσμό
2. Διάτμηση

3. Κάμψη πλευρικά εξασφαλισμένων μελών
4. Συνδυασμοί των παραπάνω.

Σε επίπεδο μέλους γίνεται έλεγχος σε:

1. Θλίψη
2. Κάμψη πλευρικά μη εξασφαλισμένων μελών
3. Συνδυασμοί των παραπάνω.

Παρακάτω παρουσιάζονται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν σε επίπεδο διατομής.

α. Αντοχή σε εφελκυσμό (παρ. 6.2.3 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} μιας διατομής πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{εξ. 6.5, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

Για διατομές με οπές, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

- i. Την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής σε εφελκυσμό

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{εξ. 6.6, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

* όπου $\gamma_{M0} = 1,00$

Την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών σε εφελκυσμό

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{εξ. 6.7, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

* όπου $\gamma_{M2} = 1.25$

β. Έλεγχος σε θλίψη (παρ. 6.2.4 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Με τον όρο θλιβόμενο μέλος αναφερόμαστε γενικά σε μέλη κατασκευών, τα οποία υποβάλλονται μόνο σε θλιπτικά φορτία. Τέτοια μπορεί να είναι τα υποστυλώματα (υπό ορισμένες συνθήκες φόρτισης και στηρίξεων), όσο και τα αμφιαρθρωτά θλιβόμενα μέλη δικτυωμάτων ή στύλων πολυμελούς διατομής ή σε εγκάρσια μέλη στήριξης. Η διαφορά των θλιβόμενων με τα εφελκυσόμενα μέλη φαίνεται στο γεγονός ότι τα εφελκυσόμενα μέλη ισορροπούν ευσταθώς υπό τα φορτία που τα καταπονούν. Σε αντίθεση με τα εφελκυσόμενα, στα θλιβόμενα μέλη υπάρχει η γενική στάθμη του θλιπτικού φορτίου, στην οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του και λυγίζει πριν η διατομή περάσει το όριο διαρροής.

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad \text{εξ. 6.9, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005,}$$

όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη.

$$N_{c,Rd} = \frac{A^* f_y}{\gamma_{M0}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3} \quad \text{εξ. 6.10, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005,}'$$

* A : η πλήρης διατομή

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff}^* f_y}{\gamma_{M0}} \text{ για διατομές κατηγορίας 4} \quad \text{εξ. 6.11, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005.}$$

* A_{eff} : η ενεργός διατομή

γ. Έλεγχος σε κάμψη (παρ. 6.2.5 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Η εντατική αυτή κατάσταση αποτελεί το βασικό κριτήριο για το σχεδιασμό δοκών από χάλυβα. Εμφανίζεται σε δοκούς, στις οποίες το επίπεδο φόρτισης διέρχεται του κέντρου διάτμησης, είναι παράλληλο προς έναν κύριο άξονα αδρανείας της διατομής και συνήθως συνοδεύεται και με την αντίστοιχη διάτμηση. Αποτελεί

Οι δοκοί ανήκουν στα πλέον βασικά μέλη μιας κατασκευής, από την άποψη ότι παραλαμβάνουν όλα τα εγκάρσια φορτία και στη συνέχεια τα μεταφέρουν στα υποστυλώματα. Αυτές έχουν δυνατότητα τοποθέτησης σε μια κατασκευή με οριζόντιο προσανατολισμό ή κεκλιμένες σε διάφορες θέσεις, είτε ως κύριες ή δευτερεύουσες δοκοί πατωμάτων και στεγών ή ως δοκοί πλαισίων. Βέβαια, η επιλογή τους εξαρτάται από το μέγεθος των εντατικών μεγεθών που θα παραλαμβάνουν αλλά και από το άνοιγμα το οποίο θα έχουν .

Πίνακας 4.ν.Γ.γ.1 : Τυπικά είδη δοκών για διάφορες εφαρμογές (Σχεδιασμός δομικών έργων από Χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Βάγιας – Ερμόπουλος – Ιωαννίδης, Εκδ. Κλειδάριθμος)

Είδος Δοκού	Ενδεικτικό Άνοιγμα(m)	Παρατηρήσεις
Γωνιακά	3-6	Χρησιμοποιούνται ως επιτεγίδες σε στέγες ή ως μηκίδες, για μικρά μόνο φορτία.
Διατομές Ψυχρής Έλασης	4-12	Ως τεγίδες και μηκίδες.
Διατομές θερμής έλασης, μορφής διπλού ταυ	1-30	Είναι οι πλέον συνήθεις διατομές δοκών, με γεωμετρικά χαρακτηριστικά τέτοια ώστε να αποφεύγονται πολλά πιθανά είδη αστοχίας.
Δικτυωτές δοκοί	4-60	Συντίθενται συνήθως από γωνιακά ή κοιλοδοκούς ή και άλλες διατομές.
Δοκοί με ανοίγματα στον κορμό	6-40	Χρησιμοποιούνται για μεγάλα ανοίγματα και/ή μικρά φορτία. Προέρχονται συνήθως από συμπαγείς δοκούς μετά από κατάλληλη κοπή και διαμόρφωση. Τα ανοίγματα στον

		κορμό μπορούν αν αξιοποιηθούν λειτουργικά.
Σύνθετες διατομές I ή πι, από επίπεδα ελάσματα	5-100	Χρησιμοποιούνται όταν μια πρότυπη διατομή δεν επαρκεί σε κάμψη. Κατασκευάζονται συγκολλώντας μεταξύ τους τουλάχιστον 3 ελάσματα. Συχνά διατάσσονται έτσι ώστε να παρέχουν συγχρόνως και επαρκή αντοχή για οριζόντια καταπόνηση. Για μεγάλα ύψη κορμού μπορεί να απαιτηθεί τοποθέτηση ενισχύσεων. Συνήθεις και στη γεφυροποιία.
Κιβωτοειδείς διατομές	15-200	Κατασκευάζονται από ελάσματα, συνήθως ενισχυμένα με νευρώσεις. Χρησιμοποιούνται για γερανοδοκούς και γέφυρες λόγω της καλής συμπεριφοράς σε στρεπτικής και εγκάρσια καταπόνηση.

Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη M_{Ed} περί τον ασθενέστερο άξονα της διατομής πρέπει να ικανοποιεί την σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$$

εξ. 6.12, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

*Το $M_{c,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις σπές κοχλιών.

- Για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

εξ. 6.13, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

- Για διατομές κατηγορίας 3

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,mm} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

εξ. 6.14, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

- Για διατομές κατηγορίας 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

εξ. 6.15, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

* Τα $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

δ. Έλεγχος σε τέμνουσα(διάτμηση) (παρ. 6.2.6 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Μπορεί η καμπτική ροπή να αποτελεί το βασικό κριτήριο σχεδιασμού δοκών από δομικό χάλυβα, αλλά όταν η τέμνουσα γίνεται αρκετά σημαντική, η αντοχή σε τέμνουσα μπορεί να αποτελέσει σημαντικό κριτήριο για δοκούς μικρού μήκους υπό σημαντικά συγκεντρωμένα φορτία, ή σε λεπτόκορμες σύνθετες διατομές.

Για τον έλεγχο σχεδιασμού σε τέμνουσα, η τιμή σχεδιασμού της δύναμης V_{Ed} θα πρέπει να ικανοποιεί την συνθήκη:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

εξ. 6.17,ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

- Για πλαστικό σχεδιασμό και απουσία στρέψης, η $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$.

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v * (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

εξ. 6.18,ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

* A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης και λαμβάνεται ως εξής:

- Για ελατές διατομές τύπου I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f, \text{ αλλά όχι μικρότερη από } n * h_w * t_w$$

- Για ελατές διατομές τύπου U, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + r) * t_f$$

- Για ελατές διατομές τύπου T, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$A_v = 0.9 * (A - b * t_f)$$

- Για συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$A_v = n \sum (h_w * t_w)$$

- Για συγκολλητές διατομές I, H, U και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα

$$A_v = A - \sum (h_w * t_w)$$

- Για κοίλες ορθογωνικές διατομές ομοιόμορφου πάχους

- Φορτίο παράλληλο προς το ύψος: $A_v = \frac{A * h}{(b + h)}$

- Φορτίο παράλληλο προς το πλάτος: $A_v = \frac{A * b}{(b + h)}$

- Για κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους $A_v = \frac{2A}{\pi}$

*Τα σύμβολα επεξηγούνται ως εξής:

- i. A: η επιφάνεια της διατομής
- ii. b: το συνολικό πλάτος
- iii. h: το συνολικό ύψος
- iv. h_w : το ύψος του κορμού
- v. r: η ακτίνα συναρμογής κορμού – πέλματος
- vi. t_f : το πάχος του πέλματος
- vii. t_w : το πάχος του κορμού
- viii. n: βλέπε ΕΛΟΤ EN1993-1-5:2005(συντηρητικά λαμβάνεται n=1)

1. Για ελαστικό σχεδιασμό, η ελαστική διατμητική αντοχή είναι ίση με την $V_{c,Rd}$. Έτσι, εφαρμόζεται το παρακάτω κριτήριο, εκτός εάν γίνεται έλεγχος σε λυγισμό, σύμφωνα με το κεφάλαιο 5 του ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005.

$$\frac{\tau_{Ed}}{\left(f_y / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})\right)} \leq 1.0 \quad \text{εξ. 6.19, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

Το τ_{Ed} λαμβάνεται ίσο με : $\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} * S}{I * t}$ εξ. 6.20, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

όπου:

- i. V_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης,
 - ii. S η στατική ροπή αδρανείας του τμήματος της διατομής πάνω από το εξεταζόμενο σημείο,
 - iii. I η ροπή αδρανείας ολόκληρης της διατομής,
 - iv. t το πάχος της διατομής στο υπό εξέταση σημείο.
2. Για διατομές τύπου I ή H, η ελαστική διατμητική τάση στον κορμό μπορεί να λαμβάνεται ως:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{εάν} \quad \frac{A_f}{A_w} \geq 0.6 \quad \text{εξ. 6.21, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

όπου:

- i. A_f η επιφάνεια ενός πέλματος
- ii. A_w η επιφάνεια του κορμού

*Ακόμη, πρέπει να γίνεται έλεγχος αντοχής έναντι διατμητικής κύρτωσης σύμφωνα με το ΕΛΟΤ EN1993-1-5:2005, για κορμούς χωρίς ενδιάμεσες ενισχύσεις, όταν ισχύει η παρακάτω σχέση:

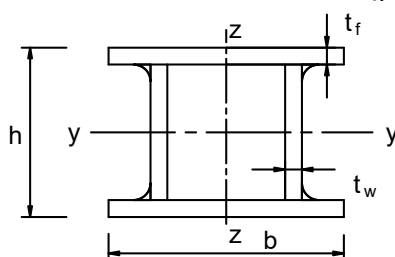
$$\frac{h_w}{t_w} > 72 * \frac{\varepsilon}{\eta} \quad \text{εξ. 6.22, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

ε. Έλεγχος σε στρέψη (παρ. 6.2.7 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Όταν ένα μέλος υποβάλλεται σε στρέψη απ' την εφαρμογή άμεσων (έκκεντρες δυνάμεις ή ροπές) ή έμμεσων δράσεων (επιβαλλόμενες στρεπτικές στροφές), οι διατομές του περιστρέφονται

περί τον διαμήκη άξονα, ο οποίος διέρχεται από τα κέντρα διάτμησης των διατομών. Εάν οι εξωτερικές δυνάμεις διέρχονται του κέντρου διάτμησης και ταυτόχρονα δεν επιβάλλονται στρεπτικές στροφές, δεν προκύπτει στρεπτική καταπόνηση σύμφωνα με τα προαναφερθέντα.

Γενικά, στις μεταλλικές κατασκευές συνίσταται η αποφυγή παραλαβής και μεταφοράς φορτίων μέσω στρέψης, καθώς δεν νοείται ως ο καταλληλότερος τρόπος ανάληψης φορτίων (μικρή στρεπτική φέρουσα ικανότητα των ανοικτών διατομών, οι οποίες κατά κανόνα χρησιμοποιούνται κλπ.) . Βέβαια, όταν αυτό είναι αδύνατο, θα πρέπει να λαμβάνονται μέτρα με σκοπό την ελαχιστοποίηση του ενδεχομένου εμφάνισης στρεπτικής καταπόνησης (π.χ. η συνισταμένη των φορτίων να διέρχεται του κέντρου διάτμησης. Όταν, ακόμη, είναι αδύνατη η αποφυγή της στρεπτικής εκκεντρότητας, θα πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο χρήσης κιβωτοειδών διατομών, οι οποίες έχουν μεγαλύτερη αντοχή σε στρέψη έναντι των συμβατικών διατομών. Τα τοιχώματα των κιβωτοειδών διατομών μπορεί να είναι είτε δικτυωτά είτε πλήρη ελάσματα.



Εικόνα 5: Κιβωτοειδείς διατομές – Πηγή: ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

- Για μέλη που υπόκεινται σε στρέψη στα οποία η επιρροή των παραμορφώσεων είναι αμελητέα, η στρεπτική ροπή σχεδιασμού T_{Ed} πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1.0$$

εξ. 6.23, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

όπου T_{Rd} η αντοχή της διατομής σε στρέψη.

- Η επιβαλλόμενη στρεπτική ροπή T_{Ed} λαμβάνεται ως το άθροισμα των δυο εσωτερικών ροπών:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

όπου $T_{t,Ed}$ είναι η εσωτερική ροπή στρέψης κατά Saint Venant

$T_{w,Ed}$ είναι η εσωτερική ροπή στρέψης λόγω στρέβλωσης.

- Οι τιμές των $T_{t,Ed}$ και $T_{w,Ed}$ σε κάθε διατομή μπορούν να καθορίζονται με ελαστική ανάλυση, έχοντας υπόψη τις ιδιότητες της διατομής του μέλους, τις συνθήκες στήριξης και τις κατανομές των ροπών στρέψης κατά μήκος του μέλους (διάγραμμα στρεπτικών ροπών).

ζ. Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση(τέμνουσα) (παρ. 6.2.8 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Κατά κανόνα, η κάμψη συνοδεύεται από διάτμηση στις δοκούς. Παρόλο που στις περισσότερες των περιπτώσεων δεν αποτελεί κρίσιμο κριτήριο διαστασιολόγησης, σε ειδικές συνθήκες (π.χ. μεγάλα συγκεντρωμένα φορτία, δοκοί μικρού ανοίγματος, περιοχές στηρίξεων

δοκών κ.λπ.), ενδέχεται να επηρεάσει την ροπή αντοχής. Για τον λόγο αυτό, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη επί του φαινομένου.

Στις περιπτώσεις όπου σε μια διατομή ασκείται ταυτόχρονα καμπτική ροπή με σημαντικού μεγέθους τέμνουσα δύναμη, πρέπει να δίνεται σημασία στην επιρροή που έχει έναντι της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλώνεται στην παραλαβή της τέμνουσας. Βέβαια, όταν η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη του 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, η προαναφερθείσα επιρροή μπορεί να αγνοηθεί εκτός από εκεί όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής.

- Όμως, όταν η τέμνουσα δύναμη V_{Ed} είναι μεγαλύτερη του 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται μειωμένη τιμή αντοχής σχεδιασμού της ροπής αντοχής, η οποία υπολογίζεται για επιφάνεια διάτμησης A_v και μειωμένη τιμή της τάσης διαρροής σύμφωνα με τον τύπο:

$$f_y' = (1 - \rho) * f_y \quad \text{εξ. 6.29, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

$$\text{όπου } \rho = \left(\frac{2 * V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (\text{η } V_{pl,Rd} \text{ λαμβάνεται σύμφωνα με τον τύπο 6.18, ΕΛΟΤ EN1993-1-}$$

1:2005)

- Εναλλακτική επιλογή αντί της μείωσης της τάσης διαρροής είναι η μείωση του πάχους του ελάσματος στο σχετικό τμήμα της διατομής που παραλαμβάνει την τέμνουσα. Έτσι, όταν υπάρχει και ταυτόχρονα στρέψη, το ρ υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\rho = \left(\frac{2 * V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$$

Όμως, αν $V_{Ed} \leq 0.5V_{pl,T,Rd}$, τότε το $\rho = 1$.

- Για διατομές τύπου I κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και κάμψη στον ισχυρό άξονα αδρανείας, η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{y,c,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho * A_w^2}{4 * t_w} \right] * f_y}{\gamma_{M0}}, \quad \text{όταν } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad \text{εξ. 6.30, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

όπου $M_{y,c,Rd}$ λαμβάνεται από τις **εξισώσεις 6.13 ή 6.14 ή 6.15 ΕΛΟΤ EN1993-1-1: 2005** και

$$A_w = h_w * t_w .$$

η. Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη (παρ. 6.2.9 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Ο συνδυασμός των μεγεθών αυτών παρατηρείται κυρίως στα μέλη πλαισίων στα οποία ασκούνται αξονικές δυνάμεις μεγάλου μεγέθους, κυρίως τα υποστυλώματα. Λόγω της ανάληψης της αξονικής δύναμης από την διατομή, μειώνεται η καμπτική της αντοχή. Η μειωμένη αυτή καμπτική αντοχή υπολογίζεται από τους παρακάτω τύπους:

- Για **διατομές κατηγορίας 1 & 2** πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad \text{εξ. 6.31, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005,}$$

όπου $M_{N,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω αξονικής δύναμης N_{Ed} .

- α. Για τετραγωνικές συμπαγείς διατομές, χωρίς οπές λόγω κοχλιών ισχύει:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right] \quad \text{εξ. 6.32, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

όπου $N_{pl,Rd} = (A * f_y) / \gamma_{M0}$

- β. Για διατομές τύπου I και H ή άλλες διατομές που έχουν πέλματα, δεν απαιτείται από τον κανονισμό η μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα γ-γ όταν ικανοποιούνται και οι δυο σχέσεις που δίνονται:

$$N_{Ed} \leq 0.25 * N_{pl,Rd} \quad \text{εξ. 6.33, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

και

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{εξ. 6.34, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

- γ. Για διατομές τύπου I και H, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα z-z λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{εξ. 6.35, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

- δ. Για ελατές διατομές τύπου I και H και για συγκολλητές διατομές τύπου I και H με ίσα πέλματα, στις οποίες αμελούνται οι οπές κοχλιών, χρησιμοποιούνται προσεγγιστικά οι παρακάτω τύπου:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} * \frac{1-n}{1-0.5*a} \quad \text{με } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad \text{εξ. 6.36, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

$$\text{για } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad \text{εξ. 6.37, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

$$\text{για } n > a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} * \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{εξ. 6.38, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ και $a = \left[(A - 2 * b * t_f) / A \right] \leq 0.5$

- ε. Για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψιν οι οπές κοχλιών μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι παρακάτω σχέσεις κατά προσέγγιση:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} * \frac{1-n}{1-0.5*a_w} \quad \text{με } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad \text{εξ. 6.39, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} * \frac{1-n}{1-0.5*a_f} \quad \text{με } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad \text{εξ. 6.40, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

-όπου $a_w = \frac{A-2*b*t}{A}$ με $a_w \leq 0.5$ και $a_f = \frac{A-2*h*t}{A}$ με $a_f \leq 0.5$ για κοίλες διατομές

-όπου $a_w = \frac{A-2*b*t_f}{A}$ με $a_w \leq 0.5$ και $a_f = \frac{A-2*h*t_w}{A}$ με $a_f \leq 0.5$ για κιβωτιοειδείς διατομές.

Σε περίπτωση διαξονικής κάμψης, οι διατομές εμφανίζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής υπό γωνία. Αυτή εξαρτάται από το λόγο των ροπών $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ που δρουν ως προς τους δυο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Έτσι, σύμφωνα με τα παραπάνω, μπορεί να χρησιμοποιηθεί το παρακάτω κριτήριο για τον έλεγχο επάρκειας:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{εξ. 6.41, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

Στην παραπάνω ανίσωση, οι εκθέτες α και β είναι σταθερές οι οποίες μπορούν να ληφθούν με τιμή 1(επί το δυσμενέστερο) ή μπορούν να υπολογισθούν από τους παρακάτω τύπους:

- Διατομές τύπου I και H
 $\alpha=2$ και $\beta=5n$ και $\beta \geq 1$
- Κοίλες κυκλικές διατομές τύπου CHS
 $\alpha=2$ και $\beta=2$
- Κοίλες ορθογωνικές διατομές τύπου SHS και RHS

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13*n^2} \text{ και } \alpha = \beta \leq 6$$

- Για **διατομές κατηγορίας 3**, σε περίπτωση απουσίας τέμνουσας δύναμης μεγάλης έντασης, η διαμήκης ορθή τάση $\sigma_{x,Ed}$ πρέπει να ικανοποιεί το παρακάτω κριτήριο:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{εξ. 6.42, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

όπου $\sigma_{x,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διαμήκου τάσης λόγω αξονικής δύναμης και ροπής, λαμβάνοντας υπόψη τις σπές κοχλιών όπου απαιτείται.

Για **διατομές κατηγορίας 4** και σε περίπτωση απουσίας τέμνουσας διατμητικής δύναμης σημαντικού μεγέθους, η διαμήκης ορθή τάση $\sigma_{x,Ed}$, η οποία υπολογίζεται χρησιμοποιώντας ενεργές διατομές(παρ. 5.5.2(2) του ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005 στην οποία αναφέρει «σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν οι μειώσεις στην αντοχή λόγω των επιδράσεων τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη, βλ. ΕΛΟΤ EN 1993-1-5: 2005, παρ. 5.2.2), πρέπει να ικανοποιεί την εξ. 6.42,ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005 και την παρακάτω ανίσωση:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad \text{εξ. 6.44, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

όπου:

- A_{eff} το εμβαδόν της διατομής υπό ομοιόμορφη θλίψη
- $W_{eff,min}$ η ενεργός ροπή αντίστασης της διατομής(κατά αντιστοιχία με την ίνα με την μεγαλύτερη ελαστική τάση), όταν υπόκειται μόνο σε ροπή περί τον αντίστοιχο άξονα.
- e_N η μετατόπιση του αντίστοιχου κεντροβαρικού άξονα μεταξύ πλήρους και ενεργού διατομής, όταν αυτή υπόκειται μονάχα σε θλίψη.
- **ΠΡΟΣΟΧΗ:** Τα πρόσημα των N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ και $\Delta M_i = N_{Ed} * e_{Ni}$ εξαρτώνται από το συνδυασμό των αντίστοιχων ορθών τάσεων.

θ. Έλεγχος σε κάμψη, τέμνουσα και αξονική δύναμη (παρ. 6.2.10 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Όταν ταυτόχρονα με τη καμπτική ροπή ασκούνται και τέμνουσες και αξονικές δυνάμεις, πρέπει να γίνεται μείωση της ροπής αντοχής λόγω της επίδρασης της τέμνουσας και της αξονικής δύναμης. Όταν η τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed} δεν ξεπερνάει το 50% της πλαστικής αντοχής σε διάτμηση $V_{pl,Rd}$, δε χρειάζεται να γίνει απομείωση της ροπής αντοχής. Όμως, όταν ξεπεραστεί το 50%, η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, χρησιμοποιούνται οι **εξ. 6.18 και 6.29, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005**.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Εναλλακτικά, προς αποφυγή της μείωσης της αντοχής διαρροής, μπορεί να μειωθεί το πάχος του ελάσματος του σχετικού τμήματος της διατομής.

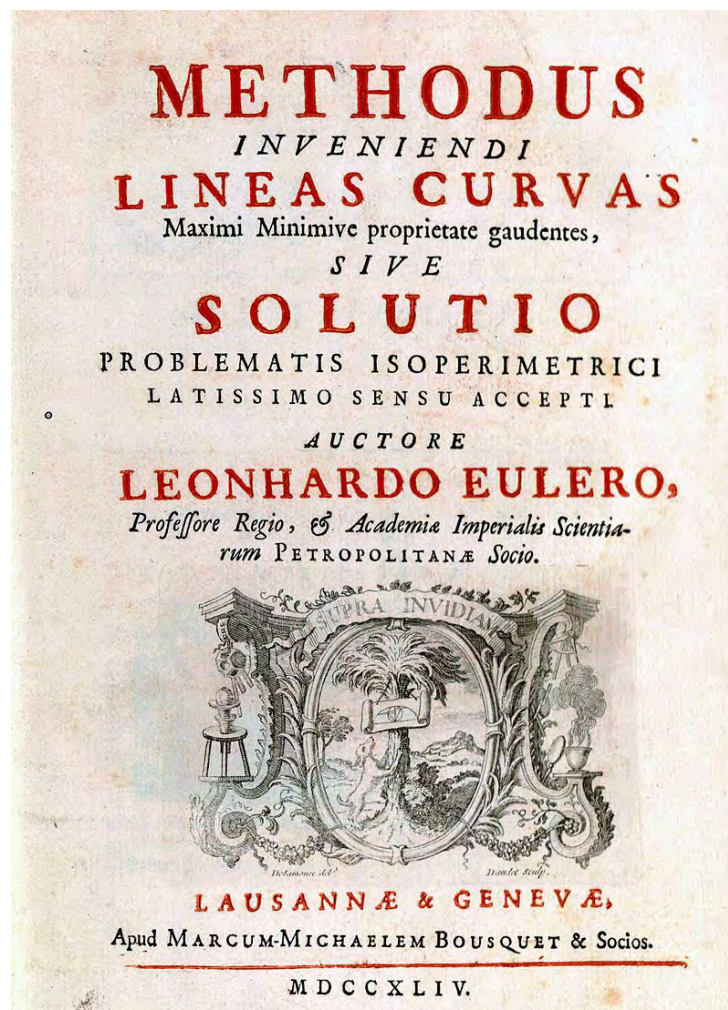
Ε. Αντοχή των μελών σε λυγισμό (παρ. 6.3 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

α. Γενικά

Στις προηγούμενες παραγράφους του Ευρωκώδικα παρουσιάζεται, λεπτομερώς, η διαδικασία προσδιορισμού της αντοχής των διατομών σε διαφορετικά είδη καταπονήσεων αλλά και σε συνδυασμούς τους. Σε αρκετές περιπτώσεις, η αντοχή μια διατομής προσδιορίζει και την αντοχή ενός ολόκληρου μέλους μιας κατασκευής από δομικό χάλυβα. Όμως, υπάρχουν και περιπτώσεις φορτίσεων στις οποίες ένα μέλος χάνει την ευστάθειά του και δύναται να ισορροπήσει σε μια θέση διαφορετική της αρχικής. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται λυγισμός. Η φόρτιση που προκαλεί τον λυγισμό εκφράζει, πρακτικά, την εξάντληση της αντοχής του μέλους και παρατηρείται σε χαμηλότερες στάθμες από αυτές που εξαντλούν την αντοχή της διατομής.

Από τον 1^ο αιώνα π.Χ. ο Ήρων ο Αλεξανδρινός ερεύνησε το πρόβλημα της αντοχής των θλιβόμενων στοιχείων και της ευστάθειας τους βγάζοντας ορισμένα ποιοτικά συμπεράσματα. Αργότερα, κατά τα τέλη του 15^{ου} αιώνα μ.Χ., ο Leonardo da Vinci μελέτησε το ίδιο φαινόμενο γραφικά. Έπειτα, ο P. van Musschenbroek, ο οποίος γεννήθηκε το 1693 μ.Χ. και πέθανε περί τα μέσα του 18^{ου} αιώνα, κατάφερε να προσδιορίσει, μέσω ορισμένων συστηματικών πειραματικών δοκιμών σε θλιβόμενα στοιχεία, κάποιες εμπειρικές σχέσεις για τον προσδιορισμό της κρίσιμης φόρτισης θλιβόμενων στοιχείων. Όμως, ο Leonard Euler (1707 – 1783) ήταν αυτός που προσδιόρισε και μαθηματικά τη λύση του προβλήματος του ελαστικού λυγισμού σε θλιβόμενες ράβδους με τον υπολογισμό του κρίσιμου φορτίου λυγισμού, στο βιβλίο του «**Methodus inveniendi lineas curvas maximi minimive proprietate gaudentes**» που δημοσιεύτηκε το 1744.

Το φαινόμενο του λυγισμού, λόγω και της σπουδαιότητας του συνεχίζει να μελετάται ακόμα και σήμερα. Πιο απλός τύπος λυγισμού θεωρείται αυτός του ιδεατού υποστυλώματος υπό αξονική θλίψη. Το μέλος αυτό θεωρείται αρχικά απολύτως ευθύγραμμο, ιδανικά ελαστικό και οι τάσεις που αναπτύσσονται δεν υπερβαίνουν την τάση διαρροής του υλικού. Κατά την διάρκεια στην οποία η φόρτιση είναι μικρότερη του κρίσιμου φορτίου λυγισμού, το υποστύλωμα παραμένει κατακόρυφο και ευθύγραμμο. Σε περίπτωση που του ασκηθεί πλευρική φόρτιση η οποία προκαλεί μικρές μετατοπίσεις και στη συνέχεια αυτή αφαιρεθεί, το υποστύλωμα επανέρχεται στην αρχική του απαραμόρφωτη κατάσταση. Όμως, όταν αυξηθεί σταδιακά αυτή η αξονική θλίψη και ασκηθεί έστω και μικρού μεγέθους πλευρική καταπόνηση η οποία προκαλεί πλαστικές παραμορφώσεις, έχει προσδιοριστεί το κρίσιμο φορτίο λυγισμού.



Εικόνα 6: *Methodus Inveniendi Lineas Curvas Maximi Minimive proprietate gaudentes* – L.Euler – Πηγή: en.wikipedia.org

β. Μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη (παρ. 6.3.1 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Πρόκειται για την πιο συνηθισμένη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας εκδηλώνεται με την εμφάνιση καμπυλότητας ενός μέλους που αρχικά ήταν ευθύγραμμο, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μελετώμενου μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση στροφής. Το φαινόμενο αυτό παρουσιάζεται σε ένα μέλος πριν την ανάπτυξη της πλαστικής αντοχής της διατομής του.

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού από την παρακάτω σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

εξ. 6.46, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

όπου N_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και $N_{b,Rd}$ η αντοχή σε λυγισμό του μέλους υπό θλίψη. Για μέλη με μη συμμετρικές διατομές, κατηγορίας 4, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η πρόσθετη ροπή ΔM_{Ed} που προκύπτει λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα της ενεργού διατομής.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό προκύπτει από τις παρακάτω σχέσεις:

$$- N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{εξ. 6.47, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

για διατομές κατηγορίας 1,2,3

$$- N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{εξ. 6.48, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

για διατομές κατηγορίας 4

* χ είναι μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Για τον προσδιορισμό των A_{eff} και A , δεν χρειάζεται να υπολογιστούν οι οπές κοχλιών στα άκρα του θλιβόμενου μέλους.

Παρόλα αυτά, έχει παρατηρηθεί και πειραματικά πως μέλη της ίδιας λυγηρότητας αλλά διαφορετικής διατομής, έχουν μεγάλες διαφορές στις αντοχές τους. Όμως, μετά από περισσότερη έρευνα έχει προσδιοριστεί πως οι διαφορές αυτές οφείλονται στις ατέλειες των μελών και κυρίως στις παραμένουσες (αρχικές) τάσεις, λόγω του τρόπου κατασκευής τους. Για αυτό τον λόγο, η αντοχή ενός μέλους προσδιορίζεται μέσω πέντε διαφορετικών καμπυλών, οι οποίες επιλέγονται ανάλογα με την περίπτωση.

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ υπολογίζεται σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{με } \chi \leq 1,0$$

εξ. 6.49, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

όπου:

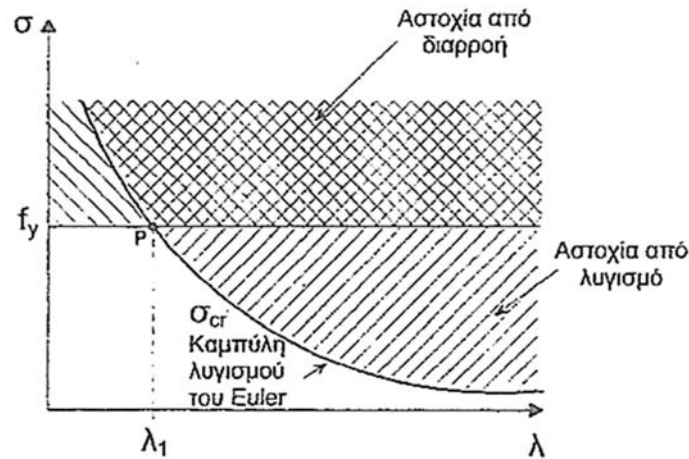
$$- \Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$- \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A^* f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγοριών 1, 2, 3}$$

$$- \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff}^* f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

- $N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L_{cr}^2}$ το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.
- L_{cr} το ισοδύναμο μήκος λυγισμού ενός θλιβόμενου μέλους μήκους L , συνδεδεμένο «αρθρωτά» (δηλ. με ελευθερία στροφής στο επίπεδο λυγισμού αλλά με άκρα παρεμποδιζόμενα σε πλευρικές μετακινήσεις).
- $i = \sqrt{I/A}$ η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής.
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ για f_y σε N/mm^2
- $\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$ λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού.
- $\lambda_i = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 * \varepsilon$ όπου αντιστοιχεί στην οριακή χαρακτηριστική λυγηρότητα, ως το σημείο τομής P της οριζόντιας ευθείας για $\sigma = f_y$, με την καμπύλη του Euler. Το σημείο τομής P αντιστοιχεί στη λυγηρότητα για την οποία το όριο διαρροής ισούται με την κρίσιμη τάση λυγισμού κατά Euler.
- α είναι ένας συντελεστής ατελειών ο οποίος δίνεται από τον **πίνακα 6.1** του **ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005**. Για την επιλογή του κατάλληλου συντελεστή ατελειών για δεδομένη διατομή, χρησιμοποιείται ο **πίνακας 6.2** του **ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005**.
- τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα μπορούν να λαμβάνονται από το **σχήμα 6.4 – ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005**.
- Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$, επιδράσεις του τοπικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται τελείως και να πραγματοποιούνται μονάχα έλεγχοι διατομών.

Θεωρητικά, η αντοχή σε λυγισμό σε περίπτωση ελαστικού λυγισμού, περίπτωση στην οποία δεν γίνεται σε καμία περίπτωση υπέρβαση της τάσης διαρροής, προσδιορίζεται από την καμπύλη λυγισμού του Euler, η οποία δίνεται στην Εικόνα 6. Όμως, για την περίπτωση του ανελαστικού λυγισμού προσδιορίζεται μέσω αρκετών προσεγγίσεων και παραδοχών, όπως, π.χ. διπλό μέτρο ελαστικότητας, τύπος του Engesser κ.λπ. . Σημειώνεται ότι ο Engesser ήταν ο πρώτος που εξέτασε την επίδραση των διατμητικών τάσεων στα φορτία λυγισμού των ευθύγραμμων ράβδων και καθιέρωσε την αντίστοιχη διόρθωση στην διαφορική εξίσωση της καμπύλης παραμόρφωσης του Euler.



Εικόνα 7: Καμπύλη λυγισμού Euler και μορφές αστοχίας - Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη

Σε γενικές περιπτώσεις, όμως, σε μεγαλύτερες λυγηρότητες έχουμε ελαστικό λυγισμό, ενώ σε μικρότερες αντιστοιχεί ανελαστικός λυγισμός. Σε ενιαίες καμπύλες λυγισμού (τάσεων ή φορτίων λυγισμού – λυγηρότητας) και στην ένωση των δυο τμημάτων τους, διαμορφώνεται σημείο καμπής. Στην πραγματικότητα, σε υποστυλώματα τα οποία έχουν κατασκευαστικές ατέλειες (π.χ. αρχική καμπυλότητα μέλους, εκκεντρότητα φορτίου) παρατηρούνται σημαντικές μειώσεις στην αντοχή τους. Παρόλα αυτά, οι παραμένουσες τάσεις, το μέγεθός τους και ο τρόπος με τον οποίο κατανομούνται, γεγονός το οποίο συνδέεται τόσο με τον τρόπο κατασκευής της διατομής αλλά και της γεωμετρίας της, επηρεάζουν κυρίως τα υποστυλώματα. Μάλιστα, έχει προκύψει πως οι αρχικές τάσεις μειώνουν πολύ περισσότερο την αντοχή μιας διατομής σε λυγισμό περί τον ασθενή της άξονα παρά περί τον ισχυρό. Σημαντικός παράγοντας επιρροής για την αντοχή σε λυγισμό μιας διατομής, είναι η μεταβολή της τάσης διαρροής των ελασμάτων συναρτήσει του πάχους τους.

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$, η οποία αντιστοιχεί σε μικρή λυγηρότητα, η αντοχή της

διατομής εξαντλείται πριν καν εκδηλωθεί λυγισμός. Άρα, ο έλεγχος του μέλους συνδέεται με τον έλεγχο της διατομής. Βέβαια, οι μεγαλύτερες διαφορές μεταξύ των πειραματικών και των θεωρητικών αντοχών μιας διατομής σε λυγισμό, παρατηρούνται σε περιπτώσεις μέσων λυγηροτήτων.

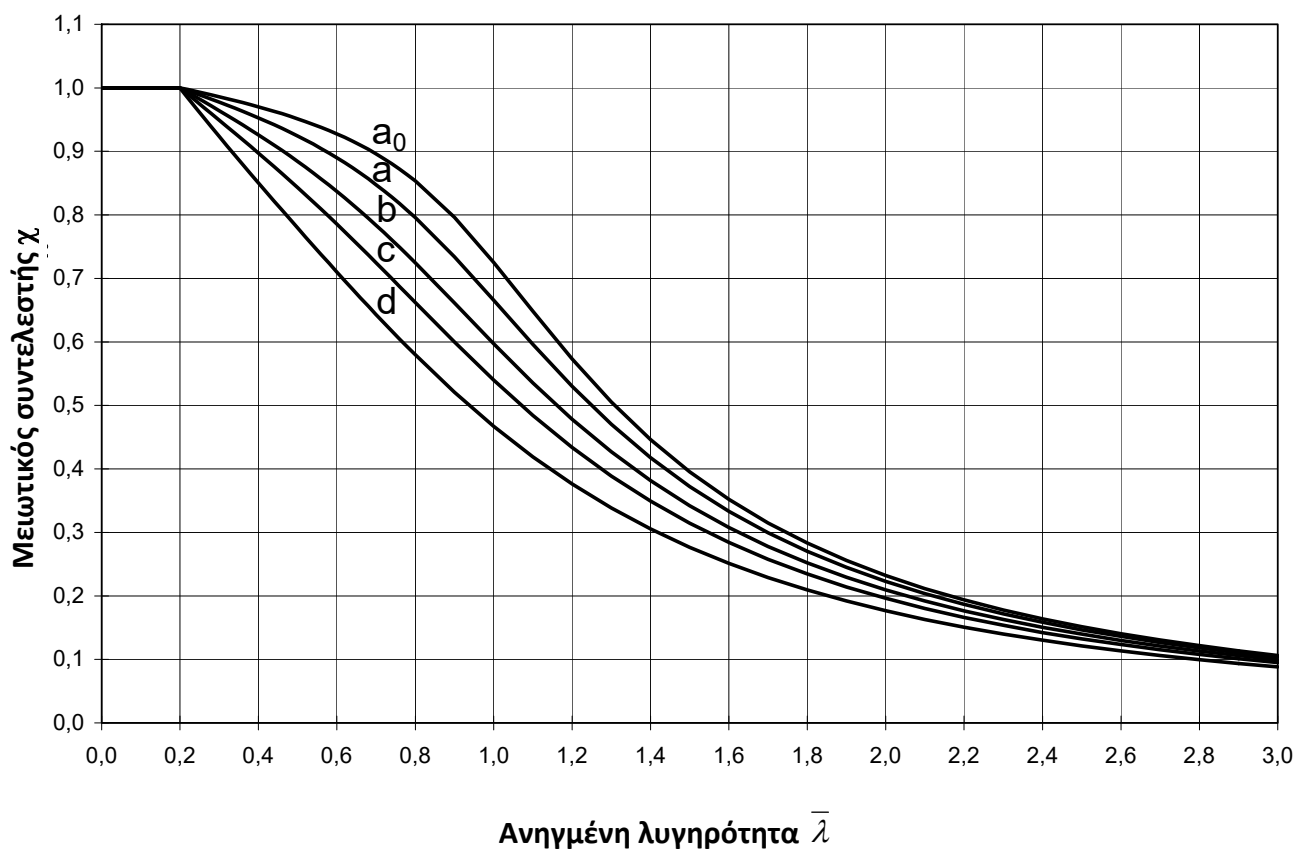
*** Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες 6.1 – 6.2 και το σχήμα 6.4 του Ευρωκώδικα 3 (ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005) με τα οποία γίνεται η επιλογή της καμπύλης λυγισμού, ο προσδιορισμός του συντελεστή ατελειών και ο γραφικός προσδιορισμός της ανηγμένης λυγηρότητας συναρτήσει των καμπυλών λυγισμού και του μειωτικού συντελεστή.**

πίνακας 6.1 – ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

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

- Η **καμπύλη a** αντιστοιχεί στις πιο ευνοϊκές μορφές διατομών, δηλαδή σε διατομές τύπου I θερμής ελάσεως για τα οποία ισχύουν $h/b > 1.2$ και $t_f < 40mm$, με λυγισμό κάμψης περί τον ισχυρό άξονα μιας διατομής. Ακόμη, αντιστοιχεί και σε κοίλες διατομές θερμής ελάσεως.
- Η **καμπύλη b** αντιστοιχεί σε διατομές με ορισμένες ατέλειες καθώς και στην συμπεριφορά των περισσοτέρων κιβωτιοειδών διατομών, των διατομών τύπου I θερμής ελάσεως με λυγισμό στον ασθενή άξονα της διατομής, σε συγκολλητές διατομές τύπου I για τα οποία ισχύει $t_f \leq 40mm$ και σε πρότυπες διατομές τύπου I για τις οποίες ισχύει η σχέση $40 < t_f \leq 100mm$ και με λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα της διατομής. Ισχύει, επίσης, για κοίλες διατομές ψυχρής ελάσεως, όπου χρησιμοποιείται η μέση αντοχή του μέλους μετά τη διαμόρφωση.
- Η **καμπύλη c** αντιστοιχεί σε περιπτώσεις διατομών με μεγάλες ατέλειες, όπως οι διατομές τύπου U, L, T και σε λεπτές κιβωτιοειδείς διατομές, κοίλες διατομές ψυχρής ελάσεως που σχεδιάζονται με το όριο διαρροής του αρχικού ελάσματος, διατομές τύπου H για τις οποίες ισχύει $h/b \leq 1.2$ και $t_f \leq 100mm$ με λυγισμό στον ασθενή άξονα και για ορισμένες συγκολλητές διατομές τύπου I για τις οποίες ισχύει $t_f \leq 40mm$ για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα και $t_f > 40mm$ για λυγισμό περί τον ισχυρό.
- Η **καμπύλη d** ισχύει για τις διατομές με τις μεγαλύτερες ατέλειες όπως διατομές τύπου I με $t_f > 100mm$ και συγκολλητές διατομές τύπου I με $t_f > 40mm$ και με λυγισμό στον ασθενή άξονα.
- Η **καμπύλη a₀** ως το ανώτερο όριο και για χάλυβες υψηλής αντοχής.

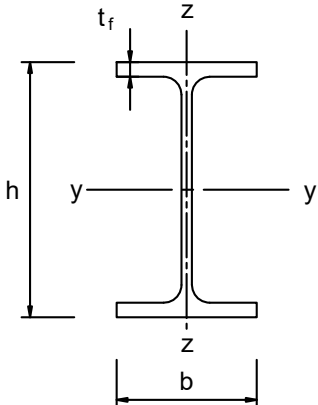
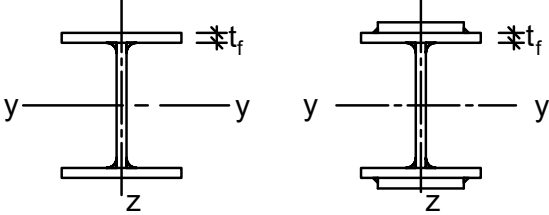
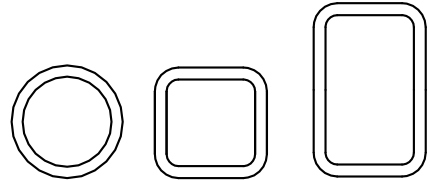
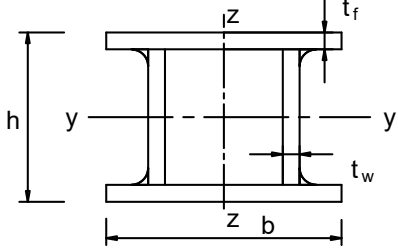
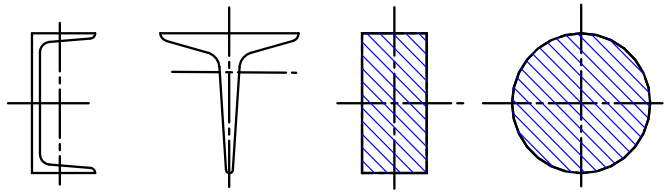
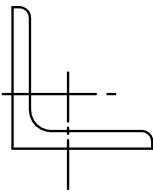
σχήμα 6.4 – ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005



* ο πίνακας παρακάτω είναι ο πίνακας 7.9.2 του βιβλίου «Κατασκευές από χάλυβα – Αρχές σχεδιασμού στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3» του Χ.Κ.Μπανιωτόπουλου και δίνει τις τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για διάφορες τιμές του $\bar{\lambda}$.

$\bar{\lambda}$	Καμπύλη Λυγισμού			
	a	b	c	d
0.2	1.000	1.000	1.000	1.000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

πίνακας 6.2 – Πηγή: ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί των άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
<p>Ελαστές διατομές</p> 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	$y-y$ $z-z$	a_0 a_0
			$y-y$ $z-z$	b a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b a
			$y-y$ $z-z$	d c
<p>Συγκολλητές I-διατομές</p> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c	
		$y-y$ $z-z$	c d	
<p>Κοίλες Διατομές</p> 	<p>Εν θερμώ έλαση</p>	Κάθε	a a_0	
	<p>Ψυχρή έλαση</p>	Κάθε	c c	
<p>Συγκολλητές κιβωτιοειδείς</p> 	<p>Γενικά (εκτός των κατωτέρω)</p>	Κάθε	b b	
	<p>Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$</p>	Κάθε	c c	
<p>U-, T- και συμπαγείς</p> 		Κάθε	c c	
<p>L-διατομές</p> 		Κάθε	b b	

γ. Στρεπτικός Λυγισμός (παρ. 6.3.1.4 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Είναι η μορφή αστοχίας που συναντάται σε ανοικτές διατομές και όχι σε κλειστές, λόγω της μεγάλης δυστρεψιάς τους προς όλους τους άξονες. Στον στρεπτικό λυγισμό, ένα θλιβόμενο μέλος σταθερής διατομής με ευθύγραμμο διαμήκη άξονα στρέφεται περί τον άξονα του, ο οποίος παραμένει ευθύγραμμος και μετά την παραμόρφωση. Βέβαια, η εν λόγω αστάθεια συναντάται μονάχα σε ειδικές περιπτώσεις.

Σε αντίθεση με τον καμπτικό λυγισμό, στον οποίο έχουμε πολλές πληροφορίες σχετικά με τον προσδιορισμό της αντοχής μιας διατομής, δεν έχουμε αυτή τη δυνατότητα με τον στρεπτικό λυγισμό καθώς δεν έχουν γίνει πολλοί πειραματικοί έλεγχοι για την ακρίβεια των μεθόδων υπολογισμού. Για τον λόγο αυτό, έχει γίνει αποδεκτή η χρήση της μεθόδου που χρησιμοποιείται στον καμπτικό λυγισμό και στον στρεπτικό λυγισμό, με την υπόθεση ότι η μείωση της αντοχής λόγω των ατελειών και της πλαστικοποίησης, είναι παρόμοια και στις δυο περιπτώσεις.

Το ελαστικό κρίσιμο φορτίο στρεπτικού λυγισμού για μια θλιβόμενη ράβδο με διχαλωτές (απλές στρεπτικές) στηρίξεις στα άκρα της, δίνεται η σχέση:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_M^2} * \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{L_T^2} \right)$$

όπου:

- $i_M^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_M^2$ η πολική ακτίνα αδρανείας της διατομής ως προς το κέντρο διάτμησης
- y_M η απόσταση του κέντρου βάρους και κέντρου διάτμησης της διατομής επί του άξονα y
- I_t, I_w οι σταθερές στρέψης και στρέβλωσης της διατομής
- L_T το μήκος λυγισμού έναντι στρέψης με $L_T = L$ για διχαλωτές στηρίξεις και $L_T = 0,5L$ για πακτώσεις στα άκρα.

Ακόμη, για να ολοκληρωθούν οι έλεγχοι του στρεπτικού λυγισμού αντικαθίστανται στους τύπους του καμπτικού λυγισμού:

- Ο μειωτικός συντελεστής χ με χ_T
- Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ με $\bar{\lambda}_T$ όπου:
 1. $\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,T}}}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3 **εξ. 6.52, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005**
 2. $\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr,T}}}$ για διατομές κατηγορίας 4 **εξ. 6.53, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005**

Για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού μπορεί να καθορίζεται από τον **πίνακα 6.2 – ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005**, θεωρώντας αυτήν που σχετίζεται με τον άξονα z-z.

δ. Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη (Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός) (παρ. 6.3.2 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Όταν μια μη προστατευμένη πλευρικά δοκός υπόκειται σε κάμψη στον ισχυρό της άξονα λόγω ακραίων ροπών ή πιο συνηθισμένα λόγω εγκάρσιων φορτίων, ένα από τα πέλματα της υπόκειται σε θλίψη, δηλαδή ευάλωτο σε λυγισμό. Στο επίπεδο του κορμού, ο λυγισμός του θλιβόμενου πέλματος εμποδίζεται εξαιτίας της δυσκαμψίας του στο επίπεδό του. Παράλληλα, το υπόλοιπο μισό της διατομής λειτουργεί εφελκυστικά και είναι ευσταθές. Εξαιτίας των παραπάνω, ο λυγισμός του θλιβόμενου πέλματος εμφανίζεται περί τον ισχυρό του άξονα και παράλληλα εμφανίζεται στροφή των αξόνων του σε σχέση με την αρχική τους θέση. Επομένως, η παραμόρφωση που προκύπτει είναι συνδυασμός στρέψης και πλευρικής κάμψης, για αυτό και ονομάστηκε στρεπτοκαμπτικός λυγισμός.

Ο έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για μια μη προστατευμένη πλευρικά δοκό πρέπει να γίνεται ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

εξ. 6.54, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

όπου:

- M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού στον ισχυρό άξονα
- $M_{b,Rd}$ η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού

Δοκοί με πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα, δεν είναι ευαίσθητες σε πλευρικό λυγισμό. Ακόμη, δοκοί ορισμένων τύπων διατομών, όπως CHS, RHS, SHS καθώς και κιβωτιοειδείς διατομές, δεν είναι ευαίσθητες σε πλευρικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού $M_{b,Rd}$ δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

εξ. 6.55, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

- $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 – 2
- $W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3
- $W_y = W_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT} - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0$$

εξ. 6.56, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

ο μειωτικός συντελεστής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

- α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών που δίνεται από τον πίνακα 6.3 – ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005.

- $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$ η ανηγμένη λυγηρότητα λόγω πλευρικού λυγισμού
- M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού, υπολογιζόμενη με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, την πραγματική κατανομή ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις

Για ελατές διατομές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές υπό κάμψη, όμως, οι τιμές του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} , μπορούν, εναλλακτικά, να υπολογίζονται συναρτήσει της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}_{LT}$.

Οι σχέσεις δίνονται παρακάτω:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά} \quad \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad \text{εξ. 6.57, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι παράμετροι $\bar{\lambda}_{LT,0}$ και β και κάθε περιορισμός ισχύος σχετικός με το ύψος της δοκού ή το λόγο h/b μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Για ελατές διατομές προτείνονται οι παρακάτω τιμές:

- $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ (μέγιστη τιμή)
- $\beta = 0,75$ (ελάχιστη τιμή)

Οι συστάσεις για την επιλογή της κατάλληλης καμπύλης λυγισμού δίνεται στον **Πίνακα 6.5 – ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005**.

Για να ληφθεί υπόψη η κατανομή της ροπής μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων των μελών, ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} μπορεί να τροποποιηθεί ως εξής:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{αλλά} \quad \chi_{LT,mod} \leq 1 \quad \text{εξ. 6.58, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

*Οι τιμές του f μπορούν να ορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστώνται οι παρακάτω ελάχιστες τιμές:

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) [1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \quad \text{αλλά} \quad f \leq 1,0$$

k_c είναι διορθωτικός συντελεστής σύμφωνα με τον **Πίνακα 6.6**.

ε. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό κάμψη και θλίψη (παρ. 6.3.3 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Η ευστάθεια σε μέλη σταθερής διατομής με συμμετρία προς όλους τους άξονες, τα οποία δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, ελέγχονται σύμφωνα με τις παρακάτω εξισώσεις. Σημειώνεται ότι πρέπει να γίνει διάκριση μεταξύ των μελών που δεν είναι ευαίσθητα σε

στρεπτικές παραμορφώσεις (π.χ. κοίλες κυκλικές διατομές ή διατομές με παρεμποδιζόμενη στρέψη) και μελών από τα οποία είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις (π.χ. μέλη από ανοιχτές διατομές χωρίς παρεμπόδιση στη στρέψη).

Οι παρακάτω σχέσεις βασίζονται στο προσομοίωμα απλά εδραζόμενων μελών ενός ανοίγματος με συνθήκες διχάλας στα άκρα τους, με ή χωρίς συνεχείς πλευρικές στηρίξεις το οποίο υπόκειται σε θλιπτικές δυνάμεις, σε ροπές στα άκρα ή ακόμα και σε εγκάρσια φορτία.

Στα μέλη φορέων, ο έλεγχος της αντοχής γίνεται για μεμονωμένα μέλη ενός ανοίγματος τα οποία θεωρούνται αποκομμένα από το δομικό σύστημα. Όμως, οι επιρροές 2ας τάξης του μεταθετού συστήματος (P-Δ επιδράσεις) λαμβάνονται υπόψιν είτε μέσω των ακραίων ροπών του μέλους, είτε μέσω των κατάλληλων αντίστοιχων μηκών λυγισμού.

Επομένως, μέλη που υπόκεινται σε κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν τις παρακάτω σχέσεις:

$$- \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{εξ. 6.61, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

$$- \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{εξ. 6.62, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

- N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς του άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους
- $\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4, σύμφωνα με τον πίνακα 6.7
- χ_y και χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού
- χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.
- k_{yy} , k_{zz} , k_{zy} , k_{yz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης.

ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ:

- Για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτική παραμόρφωση, όπως κοίλες διατομές ή διατομές με παρεμποδιζόμενη στρέψη, το $\chi_{LT} = 1,0$
- Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} και k_{zz} έχουν προκύψει από δύο εναλλακτικές προσεγγίσεις. Τιμές για αυτούς τους συντελεστές μπορεί να λαμβάνονται από το Παράρτημα Α (εναλλακτική μέθοδος 1) ή από το Παράρτημα Β (εναλλακτική μέθοδος 2).
- Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίνει επιλογή για την εναλλακτική μέθοδο 1 ή 2.
- Για ευκολία, έλεγχοι μπορούν να εκτελούνται μόνο στην ελαστική περιοχή.

*** Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες 6.3 – 6.4 – 6.5 – 6.6 – 6.7 του Ευρωκώδικα 3 (ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005) με τους οποίους γίνεται η επιλογή της καμπύλης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, ο προσδιορισμός του συντελεστή ατελειών, ο διορθωτικός συντελεστής k_c και οι τιμές για τον έλεγχο μελών σταθερή διατομής υπό κάμψη και αξονική θλίψη.**

Πίνακας 6.3: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού – ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

Καμπύλη λυγισμού	A	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 6.4: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές χρησιμοποιώντας την εξίσωση – ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d


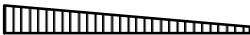






*Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$ μπορούν να λαμβάνονται από το Σχήμα 6.4.

* Για λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$, οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Πίνακας 6.5: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές χρησιμοποιώντας την εξίσωση – ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

Πίνακας 6.6: Διορθωτικοί συντελεστές k_c χρησιμοποιώντας την εξίσωση 6.58 – ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

Κατανομή ροπής	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Πίνακας 6.7: Τιμές για $NRk = f_y A_i$, $M_i, Rk = f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$ – ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

ζ. Γενική μέθοδος για τον πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δομικών στοιχείων (παρ. 6.3.4 ΕΛΟΤ EN1993-1-1:2005)

Η γενική αυτή μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιείται όταν οι μέθοδοι που δίνονται στις προηγούμενες παραγράφους δεν μπορούν να εφαρμοστούν. Η μέθοδος αυτή επιτρέπει στον μελετητή να κάνει έλεγχο της αντοχής του μέλους σε πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό για δομικά στοιχεία όπως:

1. Σε μεμονωμένα μέλη, σύνθετης ή μη διατομής, σταθερής ή μη, με σύνθετες συνθήκες στήριξης ή μη
2. Επίπεδα πλαίσια ή τμήματα πλαισίων που αποτελούνται από τέτοια μέλη.

τα οποία υπόκεινται σε θλίψη ή/και μονοαξονική κάμψη στο επίπεδο, χωρίς την εμφάνιση, όμως, στρεφόμενων πλαστικών αρθρώσεων. Σημειώνεται, όμως, πως το εθνικό προσάρτημα μπορεί να ορίζει το πεδίο και τα όρια εφαρμογής αυτής της μεθόδου. Βέβαια, το ελληνικό εθνικό προσάρτημα δεν δίνει κάποια οδηγία σχετικά με την μέθοδο αυτή.

Για την περίπτωση αυτή, η συνολική αντοχή σε λυγισμό εκτός επιπέδου για κάθε δομικό στοιχείο που είναι σύμφωνο με τα παραπάνω, μπορεί να ελεγχθεί μέσω της σχέσης:

$$\frac{\chi_{op} a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0$$

εξ. 6.63, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

όπου:

- $a_{ult,k}$ είναι ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής των φορτίων σχεδιασμού, ώστε να η χαρακτηριστική αντοχή της πλέον κρίσιμης διατομής του δομικού στοιχείου, θεωρώντας την εντός επιπέδου συμπεριφορά, του χωρίς να λαμβάνεται υπόψιν ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, λαμβάνοντας, όμως, υπόψιν, όλες τις επιδράσεις λόγω της εντός επιπέδου γεωμετρικής παραμόρφωσης και των ατελειών, συνολικών και τοπικών, όπου αυτές απαιτούνται.
- χ_{op} είναι ο μειωτικός συντελεστής για την ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{op}$, που λαμβάνει υπόψιν τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η καθολική ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{op}$ για το δομικό στοιχείο θα πρέπει να καθορίζεται από:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{cr,op}}}$$

εξ. 6.64, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

όπου:

- $a_{cr,op}$ είναι ο ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής για τα εντός επιπέδου φορτία σχεδιασμού, ώστε να επιτευχθεί η ελαστική κρίσιμη αντοχή του δομικού στοιχείου σε σχέση με το στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ο εντός επιπέδου καμπτικός λυγισμός.

Σημειώνεται ότι ο μειωτικός συντελεστής χ_{op} μπορεί να υπολογισθεί από τις ακόλουθες δυο

μεθόδους:

1. Υπολογίζεται η ελάχιστη τιμή του:

- χ για πλευρικό λυγισμό σύμφωνα με την παράγραφο 6.3.1 του ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005
- χ_{LT} για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό σύμφωνα με την παράγραφο 6.3.2 του ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

το καθένα υπολογισμένο για την καθολική ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{op}$.

Τότε, το $\alpha_{ult,k}$ καθορίζεται από τον έλεγχο διατομής $\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$. Η εφαρμογή αυτής της μεθόδου οδηγεί στην παρακάτω ανισότητα.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq \chi_{op} \quad \text{εξ. 6.65, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

2. Υπολογίζεται η τιμή του χ_{op} με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών των χ και χ_{LT} , όπως καθορίζονται στην προηγούμενη μέθοδο, εφαρμόζοντας τον τύπο

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}, \text{ όπου το } \alpha_{ult,k} \text{ αντιστοιχεί στην κρίσιμη διατομή. Συνεπώς, η}$$

παραπάνω σχέση οδηγεί στην ανίσωση:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad \text{εξ. 6.66, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005}$$

η. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών με πλαστικές αρθρώσεις (παρ. 6.3.5 ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005)

Ο κανονισμός, πλέον, δίνει την δυνατότητα στον μελετητή μηχανικό να σχεδιάζει φορείς με πλαστική ανάλυση, υπό την προϋπόθεση ότι ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός των μελών μιας κατασκευής δομικού χάλυβα παρεμποδίζεται με :

1. Εξασφαλίσεις σε θέσεις «στρεφόμενων» πλαστικών αρθρώσεων
2. Με έλεγχο του ευσταθούς τμήματος μεταξύ τέτοιων διαδοχικών αντιστηρίξεων και άλλων πλευρικών στηρίξεων.

Σημειώνεται πως, όταν για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, η πλαστική άρθρωση δεν περιστρέφεται, δεν απαιτείται η πλευρική εξασφάλιση των πλαστικών αρθρώσεων. Γενικά, στη θέση κάθε στρεφόμενης πλαστικής άρθρωσης, πρέπει να διασφαλίζεται η διατομή μέσω πλευρικών και στρεπτικών στηρίξεων ώστε να αντέχει σε πλευρικές δυνάμεις και σε στρέψη.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, κρίνεται απαραίτητη η διασφάλιση μιας διατομής μέσω

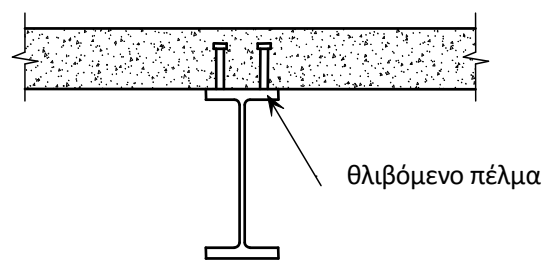
πλευρικής και στρεπτικής στήριξης για τις εξής περιπτώσεις:

1. για μέλη υπό ροπή ή ροπή και αξονική δύναμη, με πλευρική εξασφάλιση και στα δύο πέλματα. Αυτό μπορεί να παρέχεται με πλευρική εξασφάλιση του ενός πέλματος και άκαμπτη στρεπτική αντιστήριξη της διατομής που παρεμποδίζει την πλευρική μετατόπιση του θλιβόμενου πέλματος ως προς το εφελκόμενο πέλμα.



Εικόνα 8: Τυπική δύσκαμπτη στρεπτική εξασφάλιση – Πηγή: ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

2. για μέλη υπό ροπή ή ροπή και αξονικό εφελκυσμό, όπου το θλιβόμενο πέλμα είναι σε επαφή με πλάκα δαπέδου, με πλευρική και στρεπτική εξασφάλιση του θλιβόμενου πέλματος (π.χ. συνδέοντάς το με πλάκα σκυροδέματος. Για διατομές που είναι λεπτότερες από ελατές διατομές I και H, η παραμόρφωση της διατομής θα πρέπει να παρεμποδίζεται στη θέση της πλαστικής άρθρωσης (π.χ. μέσω μιας ενισχυτικής λάμας κορμού συνδεδεμένης επίσης στο θλιβόμενο πέλμα με μία άκαμπτη σύνδεση από το θλιβόμενο πέλμα μέσα στην πλάκα του δαπέδου).



Εικόνα 9: Τυπική πλευρική και στρεπτική εξασφάλιση του θλιβόμενου πέλματος με πλάκα σκυροδέματος – Πηγή: ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005

Πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στη θέση των κοχλιώσεων του θλιβόμενου πέλματος με το δομικό στοιχείο στο οποίο αντιστηρίζεται στο σημείο αυτό (π.χ. τεγίδες), όπως και σε κάθε ενδιάμεσο στοιχείο (π.χ. διαγώνιο στοιχείο). Τα στοιχεία σύνδεσης (κοχλιώσεις) θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιον τρόπο ώστε να μπορούν να αναλάβουν τοπική δύναμη ίση με το 2,5% μιας αξονικής δύναμης $N_{f,Ed}$, η οποία μεταφέρεται από το πέλμα στο επίπεδο του και κάθετα στο επίπεδο του κορμού, χωρίς να γίνεται συνδυασμός με άλλα φορτία.

Για το σχεδιασμό των συνδέσεων δυσκαμψίας που κατασκευάζονται προκειμένου να παράσχουν ευστάθεια έναντι πλευρικής εκτροπής, πρέπει να γίνεται έλεγχος ότι το σύστημα δυσκαμψίας είναι ικανό να αναλάβει τοπικές δυνάμεις οι οποίες εφαρμόζονται σε κάθε σταθεροποιούμενο μέλος στις θέσεις πλαστικής άρθρωσης και είναι ίση με:

$$Q_m = 1,5\alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100}$$

εξ. 6.67, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

Όπου:

- $\alpha_m = \sqrt{\frac{0,5}{m}}$, όπου m ο αριθμός των μελών τα οποία αντιστηρίζονται έναντι πλευρικής εκτροπής.

Σημειώνεται ότι, σε περίπτωση όπου πρακτικά δεν είναι εφαρμόσιμη η κατασκευή τέτοιων συνδέσμων δυσκαμψίας ακριβώς στη θέση της πλαστικής άρθρωσης, θα πρέπει να διατάσσεται σε απόσταση $\leq h/2$ κατά μήκος του μέλους, όπου h το συνολικό ύψος του μέλους στη θέση της πλαστικής άρθρωσης.

Ακόμη, ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό των τμημάτων μεταξύ των διαδοχικών πλευρικών στηρίξεων γίνεται αποδεικνύοντας ότι το μήκος μεταξύ των στηρίξεων γίνεται αποδεικνύοντας ότι το μήκος μεταξύ των στηρίξεων αυτών δεν είναι μεγαλύτερο από το μήκος του ευσταθούς τμήματος. Για τμήματα, δε, δοκών διατομής τύπου I ή H με $\frac{h}{t_f} \leq 40\varepsilon$, με γραμμικό

διάγραμμα ροπών και με ύπαρξης θλιπτικού αξονικού φορτίου μικρού μεγέθους, υπολογίζεται το μήκος ευσταθούς τμήματος ως εξής:

$$L_{stable} = 35 \varepsilon i_z \quad \text{για } 0,625 \leq \psi \leq 1$$

$$L_{stable} = (60 - 40\psi) \varepsilon i_z \quad \text{για } -1 \leq \psi \leq 0,625$$

εξ. 6.68, ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005

Όπου:

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

- $\psi = \frac{M_{Ed, \min}}{M_{pl, Rd}}$ = λόγος ακραίων ροπών στο εξεταζόμενο τμήμα.

Σημειώνεται πως το μήκος ευσταθούς τμήματος προσδιορίζεται αναλυτικά στο παράρτημα BB3 του Ευρωκώδικα 3.

vi. Ευρωκώδικας 3 - Σχεδιασμός Κόμβων (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Α. Γενικά

Τα μέλη μιας κατασκευής από δομικό χάλυβα παράγονται βιομηχανικά και σε συγκεκριμένα μήκη. Οι μεν χαλύβδινες δοκοί σε μήκος που κυμαίνεται από 12-16m και οι δε χαλύβδινες πλάκες σε διαστάσεις από 4x1,5m έως 8x2,5m. Είναι προφανές ότι δεν μπορούν να παραχθούν σε μεγαλύτερες διαστάσεις καθώς δεν θα ήταν εύκολη η μεταφορά τους, είναι πιο δύσκολη η κατασκευή τους και, εν τέλει, μεγαλύτερο το κόστος τους.

Οι περιορισμοί αυτοί ξεπερνιούνται με τον σχεδιασμό συνδέσεων. Έτσι, ένα σύνολο ασυνεχών στοιχείων μπορούν να συνδεθούν μεταξύ τους και να δημιουργήσουν έναν χαλύβδινο φορέα. Για να επιτευχθεί η σύνδεση μεταξύ των μελών πρέπει να ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια:

1. Ασφαλής μεταφορά των εντατικών μεγεθών από μέλος σε μέλος
2. Η κατασκευασιμότητά τους
3. Συνέπεια σε ένα υπολογιστικό προσομοίωμα

Σημειώνεται, δε, ότι η αντοχή μιας κατασκευής είναι ίση με αυτή του ασθενέστερου σημείου της και οι συνδέσεις αποτελούν, συνήθως, τα ασθενέστερα σημεία μιας μεταλλικής κατασκευής.

Σήμερα, οι συνηθέστεροι τύποι συνδέσεων μελών δομικού χάλυβα είναι:

1. Κοχλιωτές, με τις διάφορες υποκατηγορίες τους
2. Συγκολλητές

Οι κοχλιωτές συνδέσεις υλοποιούνται κατά κύριο λόγο στο εργοτάξιο ενώ οι συγκολλητές στο εργοστάσιο παραγωγής.



Εικόνα 10: Εργοταξιακή κοχλιωτή σύνδεση – Προσωπικό Φωτογραφικό Αρχείο

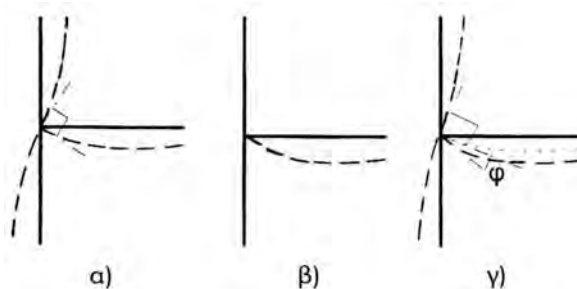
Βέβαια, περαιτέρω διάκριση των συνδέσεων γίνεται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη τα οποία παραλαμβάνουν. Έτσι, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

1. Απλές συνδέσεις – παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις, αξονικές και τέμνουσες, επιτρέποντας τις στροφές που προκύπτουν από τις δράσεις σχεδιασμού, χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές.
2. Συνδέσεις ροπής – παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές (π.χ. αποκαταστάσεις συνέχειας μελών, πλαισιακές συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων, πακτώσεις υποστυλωμάτων στην βάση τους).
3. Συνδέσεις πλήρους αντοχής – είναι οι συνδέσεις στις οποίες η ροπή αντοχής είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών.
4. Συνδέσεις μερικής αντοχής – στην περίπτωση αυτή η ροπή αντοχής είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών.

Οι θέσεις στις οποίες γίνονται αυτές οι αποκαταστάσεις της συνέχειας μεταξύ των μελών αποκαλούνται και κόμβοι. Ο όρος κόμβος χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών.

Ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, οι κόμβοι διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

1. Άκαμπτοι κόμβοι – σε αυτούς δεν μεταβάλλεται η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως πάκτωση.
2. Αρθρωτοί κόμβοι – σε αυτούς υπάρχει μια σχετική δυνατότητα ελευθερίας σε στροφή μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως άρθρωση.
3. Ημιάκαμπτοι κόμβοι – στους κόμβους αυτούς η γωνία ϕ μεταξύ των συνδεόμενων μελών μεταβάλλεται ανάλογα με την επιβαλλόμενη ροπή στο μέλος. Η σύνδεση αυτή λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιώνεται με την βοήθεια στροφικών ελατηρίων.



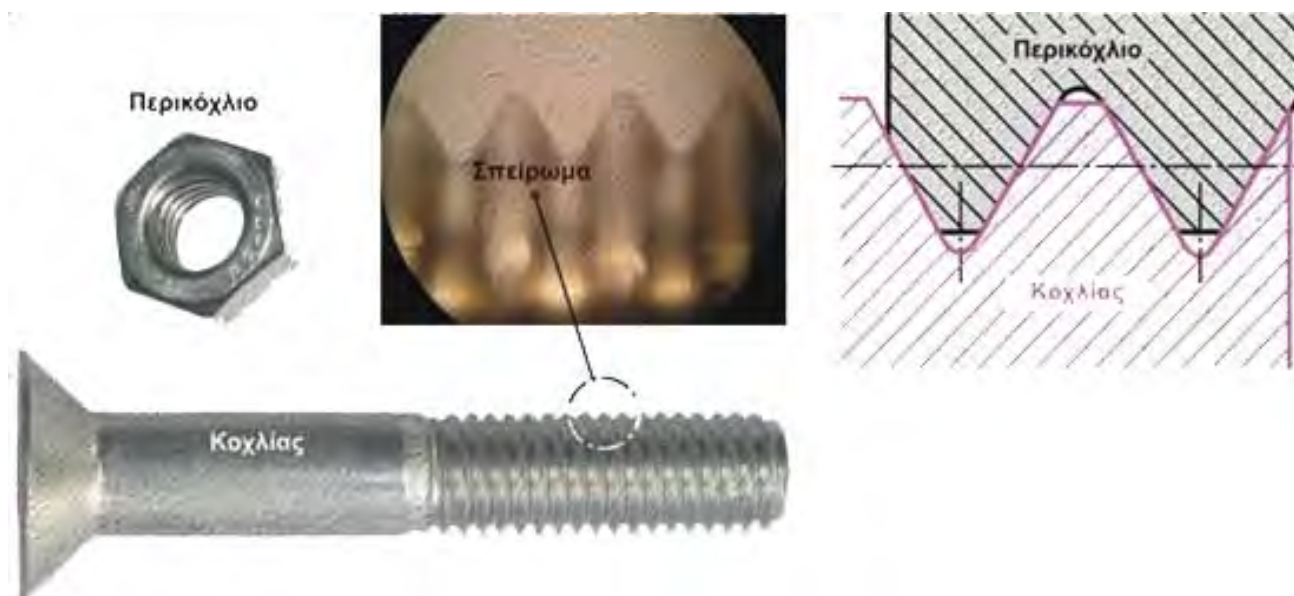
Εικόνα 11: Κατάταξη κόμβων ως προς τη δυσκαμψία – (α) άκαμπτος, (β) αρθρωτός, (γ) ημιάκαμπτος – Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη

πιν. 5.1 Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής – Βάγιας, Ερμόπουλος, Ιωαννίδης – Εκδόσεις Κλειδάριθμος)

Κριτήριο Κατάταξης	Τύπος σύνδεσης ή κόμβου
Τρόπος Σύνδεσης	Συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους, κλέμες, κ.λπ.)
	Συγκολλήσεις
Κόμβοι	Αποκαταστάσεις συνέχειας μελών
	Κόμβοι δικτυωμάτων
	Κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων
	Συνδέσεις δοκών με δοκούς
	Βάσεις υποστυλωμάτων
Ένταση	Απλές συνδέσεις (τέμνουσας ή αξονικής δύναμης)
	Συνδέσεις ροπής
Αντοχή κόμβων	Πλήρους αντοχής
	Μερικής Αντοχής
Δυσκαμψία κόμβων	Αρθρωτοί
	Ημιάκαμπτοι
	Άκαμπτοι

Β. Συνδέσεις με κοχλίες, ήλους ή βλήτρα (παρ. 3 ΕΛΟΤ ΕΝ 1993-1-8:2005)

Ένας κοχλίας αποτελείται από τον κορμό (κυλινδρικής μορφής), με διαμόρφωση κεφαλής στην μια άκρη του και σε ένα τμήμα του κορμού είναι το σπείρωμα στο οποίο κοχλιώνεται το περικόχλιο ή, αλλιώς, μπουλόني.



Εικόνα 12: Τυπικός κοχλίας – Πηγή: <http://www.cam.tuc.gr/>

Οι κοχλίες οι οποίοι χρησιμοποιούνται στην κατασκευή φορέων κατατάσσονται στις παρακάτω κατηγορίες σύμφωνα με την αντοχή τους:

Πίνακας 3.1 – Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} για κοχλίες (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Κατηγορία κοχλία	Κοινοί			Υψηλής αντοχής	
	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

Ακόμη, οι κοχλίες κατατάσσονται και σύμφωνα με τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά, όπως αυτά δίνονται στο DIN ISO 898-1:2013.

Κοχλίες	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30	M36
d σπειρώματος(mm)	12	16	20	22	24	27	30	36
d κορμού – κοινοί κοχλίες (mm)	12	16	20	22	24	27	30	36
d κορμού – κοινοί κοχλίες (mm)	13	17	21	23	25	28	31	37
Εμβαδόν σπειρώματος A_s (cm ²)	0,843	1,57	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,17

Πιν. 5.2 - Διαστάσεις κοχλιών - Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής – Βάγιας, Ερμόπουλος, Ιωαννίδης – Εκδόσεις Κλειδάριθμος

Γ. Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων (παρ. 3.4 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Οι κοχλιωτές συνδέσεις κατατάσσονται σε κατηγορίες, ανάλογα με την διεύθυνση της δύναμης της οποίας μεταφέρουν στο άλλο μέλος. Για τον λόγο αυτό, οι κοχλιωτές συνδέσεις διακρίνονται σε συνδέσεις διάτμησης (δύναμη κάθετη ως προς τον άξονα του κοχλία) και σε συνδέσεις εφελκυσμού (δύναμη παράλληλη στον άξονα του κοχλία).

α. Συνδέσεις Διάτμησης (παρ. 3.4.1 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Οι συνδέσεις οι οποίες υπόκεινται σε διάτμηση κατατάσσονται σε 3 κατηγορίες. Αυτές είναι:

1. **Κατηγορία Α – Συνδέσεις Άντυγας:** Στην περίπτωση αυτή, οι διατμητικές δυνάμεις, οι οποίες είναι κάθετες ως προς τον άξονα των κοχλιών, μεταφέρονται με τελείως διαφορετικό μηχανισμό στις απλές συνδέσεις απ' ότι στις συνδέσεις με προένταση. Στις κοινές συνδέσεις, οι δυνάμεις αυτές μεταφέρονται μέσω της διεπαφής της αντύγας του ελάσματος με τον κορμό του κοχλία. Επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν κοχλίες όλων των ποιοτήτων (4.6 – 10.9).

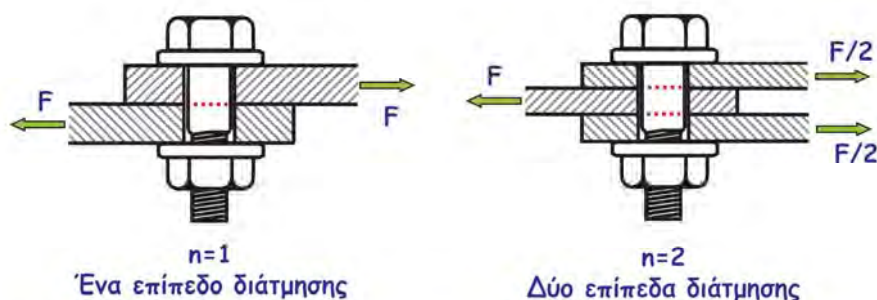
Πίνακας 9.3.7: Φέρουσα Ικανότητα Κοχλία σε σύνθλιψη άντυγας για t=10mm «Κατασκευές από χάλυβα – Αρχές σχεδιασμού στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3, Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος, Εκδόσεις Ζήτη»

		$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$ $a = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0 \right\}$						
Διάμετρος κοχλία d (mm)	12	16	20	22	24	27	30	36
Διάμετρος οπής d₀ (mm)	13	18	22	24	26	30	33	39
e₁	30	40	50	55	60	70	75	90
p₁, p₂	40	55	70	75	80	90	100	120
e₂	25	30	40	45	50	55	60	70
S235	83.1	106.7	136.4	151.3	166.2	182.3	204.5	249.2
S275	99.2	127.4	162.9	180.7	198.5	217.7	244.3	297.7
S450	117.7	151.1	193.2	214.3	235.4	258.2	289.8	353.1
<ul style="list-style-type: none"> • Για πάχη ελάσματος t(mm), οι προηγούμενες τιμές πρέπει να πολλαπλασιασθούν με τον συντελεστή $\frac{t_p}{10}$. • Οι προηγούμενες τιμές αποτελούν προτεινόμενες τιμές. 								



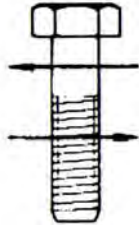
Εικόνα 13: Σύνθλιψη Άντυγας Οπής – Πηγή: Σημειώσεις «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II» Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου - Διάλεξη III

2. **Κατηγορία Β – Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:** Στην κατηγορία αυτή επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται μονάχα προεντεταμένοι κοχλίες ποιότητας 8.8 ή 10.9 . Με τις κοχλιώσεις αυτές, η μεταφορά των δυνάμεων διάτμησης γίνεται μέσω της τριβής που δημιουργείται από τα συνδεόμενα ελάσματα, η οποία, επίσης, οφείλεται στην προένταση. Από ένα σημείο και μετά η τριβή υπερνικάται και παρουσιάζεται ολίσθηση μεταξύ των ελασμάτων. Οι κοχλιώσεις κατηγορίας Β λειτουργούν ως κοχλιώσεις τριβής για τις δυνάμεις των συνδυασμών της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας και ως συνδέσεις αντύγας (Κατηγορία Α) για τις δυνάμεις που δημιουργούνται από τους συνδυασμούς στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην Ο.Κ.Λ. δεν πρέπει να ξεπερνά την αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση, την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση και δεν μπορεί να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη αντύγας.
3. **Κατηγορία C – Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας:** Οι κοχλίες της κατηγορίας αυτής λειτουργούν ως συνδέσεις τριβής και δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Επίσης, όπως και στην προηγούμενη κατηγορία, χρησιμοποιούνται μονάχα προεντεταμένοι κοχλίες ποιότητας 8.8 ή 10.9 . Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση και την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη αντύγας.



Εικόνα 14: Σχεδιάγραμμα Διατεμνόμενων κοχλιών – (αρ.) με ένα επίπεδο διάτμησης, (δεξ.) με δυο επίπεδα διάτμησης - Πηγή: Σημειώσεις «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II» Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου - Διάλεξη III

Πίνακας 9.3.8: Διατμητική Φέρουσα Ικανότητα ανά Επίπεδο Διάτμησης και ανά Κοχλία
«Κατασκευές από χάλυβα – Αρχές σχεδιασμού στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3, Χ.Κ.
Μπανιωτόπουλος, Εκδόσεις Ζήτη»

	$F_{V,Rd} = \frac{c_1 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{Mb}}$							
	$c_1 = 0.6$ για κοχλία ποιότητας 4.6, 5.6, 8.8							
	$c_2 = 0.5$ για κοχλία ποιότητας 4.8, 5.8, 6.8, 10.9							
Διάμετρος κοχλία d (mm)	12	16	20	22	24	27	30	36
Διάμετρος οπής κοχλία d _o (mm)	13	18	22	24	26	30	33	39
Εφελκυσόμενη Επιφάνεια κοχλία A _s (mm ²)	84.3	157	245	303	353	459	561	817
Ποιότητα Χάλυβα Κοχλία	Διατμητική αντίσταση ανά κοχλία και ανά επίπεδο διάτμησης (kN)							
4.6	16.16	30.16	47.04	58.16	67.76	88.16	107.68	156.88
5.6	20.24	37.68	58.80	72.72	84.72	110.16	134.64	196.08
8.8	32.40	60.32	94.08	116.32	135.52	176.24	215.44	313.76
10.9	33.73	62.80	98.00	121.2	141.2	183.60	224.40	326.80

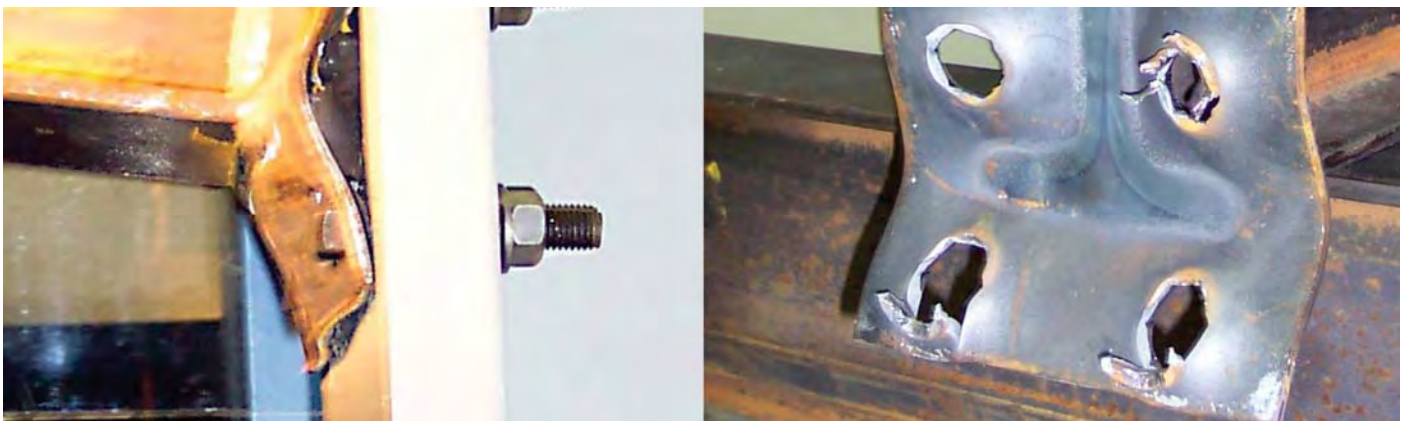
β. Συνδέσεις Εφελκυσμού (παρ. 3.4.2 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Στην περίπτωση αυτή, η δύναμη αυτή μεταφέρεται μέσο του κορμού της κοχλίωσης και η αστοχία εμφανίζεται στο σπείρωμα. Ακόμη, σε περίπτωση που το έλασμα είναι πολύ λεπτό και δεν έχουν τοποθετηθεί δακτύλιοι, υπάρχει κίνδυνος διάτρησης λόγω της άσκησης των εφελκυστικών δυνάμεων. Στην περίπτωση αυτή, οι συνδέσεις κατατάσσονται σε 2 κατηγορίες:



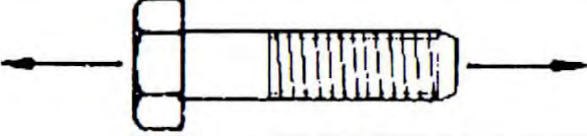
Εικόνα 15: Αστοχία κοχλία σε εφελκυσμό - Πηγή: Σημειώσεις «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II» Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου - Διάλεξη III

1. **Κατηγορία D – χωρίς προένταση:** Χρησιμοποιείται συνήθως σε συνδέσεις στις οποίες επιβάλλονται συνήθως φορτία ανέμου. Δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε συνδέσεις στις οποίες μεταβάλλεται συχνά το εφελκυστικό φορτίο. Δύναται να χρησιμοποιούνται κοχλίες όλων των ποιτήτων.
2. **Κατηγορία E – με προένταση:** Χρησιμοποιούνται μονάχα προεντεταμένοι κοχλίες ποιότητας 8.8 ή 10.9 .



Εικόνα 16: Διάτρηση Ελάσματος - Πηγή: Σημειώσεις «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II» Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου - Διάλεξη III

Πίνακας 9.3.9: Εφελκυστική Φέρουσα Ικανότητα ανά Κοχλία «Κατασκευές από χάλυβα – Αρχές σχεδιασμού στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3, Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος, Εκδόσεις Ζήτη»

	$F_{t,Rd} = \frac{0.9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{Mb}}$							
Διάμετρος κοχλία d (mm)	12	16	20	22	24	27	30	36
Ποιότητα Χάλυβα Κοχλία	Εφελκυστική φέρουσα ικανότητα ανά κοχλία (kN)							
4.6	24.24	45.2	70.56	87.28	101.68	132.16	161.6	235.28
5.6	30.32	56.56	88.24	109.12	127.12	165.28	202.00	294.16
8.8	48.56	90.40	141.12	174.56	203.36	264.40	323.10	470.56
10.9	60.72	113.04	176.40	218.16	254.16	330.48	403.92	588.24

* Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες 3.2, 3.6 και 3.7 του Ευρωκώδικα 3 (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005) και οι πίνακες 5.7 και 5.10 από το βιβλίο «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής – Βάγιας, Ερμόπουλος, Ιωαννίδης – Εκδόσεις Κλειδάριθμος».

Πίνακας 3.2 : Κατηγορίες Κοχλιωτών Συνδέσεων (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
Συνδέσεις διάτμησης		
A άντυγας	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9.
B ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	$F_{v,Ed.ser} \leq F_{s,Rd.ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας βλέπε Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε..

<p style="text-align: center;">C</p> <p>ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας</p>	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	<p>Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.</p> <p>Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας βλέπε Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε..</p> <p>$N_{net,Rd}$ βλέπε EN 1993-1-1</p>
Συνδέσεις εφελκυσμού		
<p style="text-align: center;">D</p> <p>χωρίς προένταση</p>	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	<p>Δεν απαιτείται προένταση.</p> <p>Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9.</p> <p>$B_{p,Rd}$, βλέπε Πίνακα 3.4.</p>
<p style="text-align: center;">E</p> <p>με προένταση</p>	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	<p>Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.</p> <p>$B_{p,Rd}$, βλέπε Πίνακα 3.4.</p>
<p>Η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού $F_{t,Ed}$ πρέπει να περιλαμβάνει κάθε δύναμη οφειλόμενη σε δράσεις επαφής, βλέπε 3.11Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.. Οι κοχλίες που υπόκεινται σε ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμό πρέπει να ικανοποιούν και τα κριτήρια που δίνονται στον Πίνακα 3.4.</p>		

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Όταν η προένταση δεν χρησιμοποιείται άμεσα στους υπολογισμούς κατά το σχεδιασμό αλλά απαιτείται να εφαρμοστεί για κατασκευαστικούς λόγους ή ως ποιοτικό μέτρο (π.χ. για ανθεκτικότητα) τότε το επίπεδο προέντασης μπορεί να καθοριστεί στο Εθνικό Προσάρτημα.

Πίνακας 3.6: Τιμές του συντελεστή k_s (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Περιγραφή	k_s
Κοχλίες σε κανονικές οπές	1,0
Κοχλίες σε υπερμεγέθεις οπές ή σε βραχείες επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,85
Κοχλίες σε μακρές επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,7
Κοχλίες σε βραχείες επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,76
Κοχλίες σε μακρές επιμήκεις οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,63

Πίνακας 3.7: Αντοχή σχεδιασμού κοχλιώσεων τριβής (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Μηχανισμός Αστοχίας	Κοχλίες
Αντοχή σε ολίσθηση	$F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu}{\gamma_{M3}}$ n: αριθμός επιφανειών τριβής
Αντοχή σε εφελκυσμό	Πίνακας 3.2 : Κατηγορίες Κοχλιωτών Συνδέσεων (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	Συνδέσεις κατηγορίας B: $F_{s,Rd, serv} = \frac{k_s * n * \mu * (F_{p,c} - 0,8 * F_{t,Ed, serv})}{\gamma_{M3}}$
	Συνδέσεις κατηγορίας C: $F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu * (F_{p,C} - 0,8 * F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}}$
Δύναμη προέντασης	$F_{p,C} = 0,7 * f_{ub} * A_s$
$\gamma_{M3} = 1,10$ γενικώς	
$\gamma_{M3} = 1,25$ για υβριδικές συνδέσεις ή συνδέσεις καταπονούμενες σε κόπωση	

Πίνακας 5.7: Αντοχή σχεδιασμού μεμονωμένων κοχλιών σε συνδέσεις άντυγας έναντι διατμητικών ή/και εφελκυστικών δυνάμεων «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής – Βάγιας, Ερμόπουλος, Ιωαννίδης – Εκδόσεις Κλειδάριθμος»

Μηχανισμός Αστοχίας	Κοχλίες
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης	$F_{v,Rd} = \frac{a_v * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}}$
	όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται του σπειρώματος του κοχλία $A = A_s$
	για κατηγορίες 4.6, 5.6, 8.8 : $a_v = 0,6$
	για κατηγορία 10.9 : $a_v = 0,5$
	όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία (A είναι η καθαρή επιφάνεια) : $a_v = 0,6$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} \text{ με } a_b = \min \left\{ a_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0 \right\}$
	κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου:
	Για τελευταία σειρά κοχλιών: $a_d = \frac{e_1}{3d_0}$
	Για εσωτερικούς κοχλίες: $a_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$
	Για πλευρικά ακραίους κοχλίες:
	$k_1 = \min \left\{ 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 \text{ ή } 2.5 \right\}$
Για εσωτερικούς κοχλίες:	
$k_1 = \min \left\{ 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7 \text{ ή } 2.5 \right\}$	
Αντοχή σε εφελκυσμό	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} \text{ όπου } k_2 = 0,63 \text{ για κοχλία βυθισμένης κεφαλής, αλλιώς } k_2 = 0,90$
Αντοχή σε διάτρηση	$B_{p,Rd} = 0,6 * \pi * d_m * t_p * \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$
Ταυτόχρονη διάτρηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$

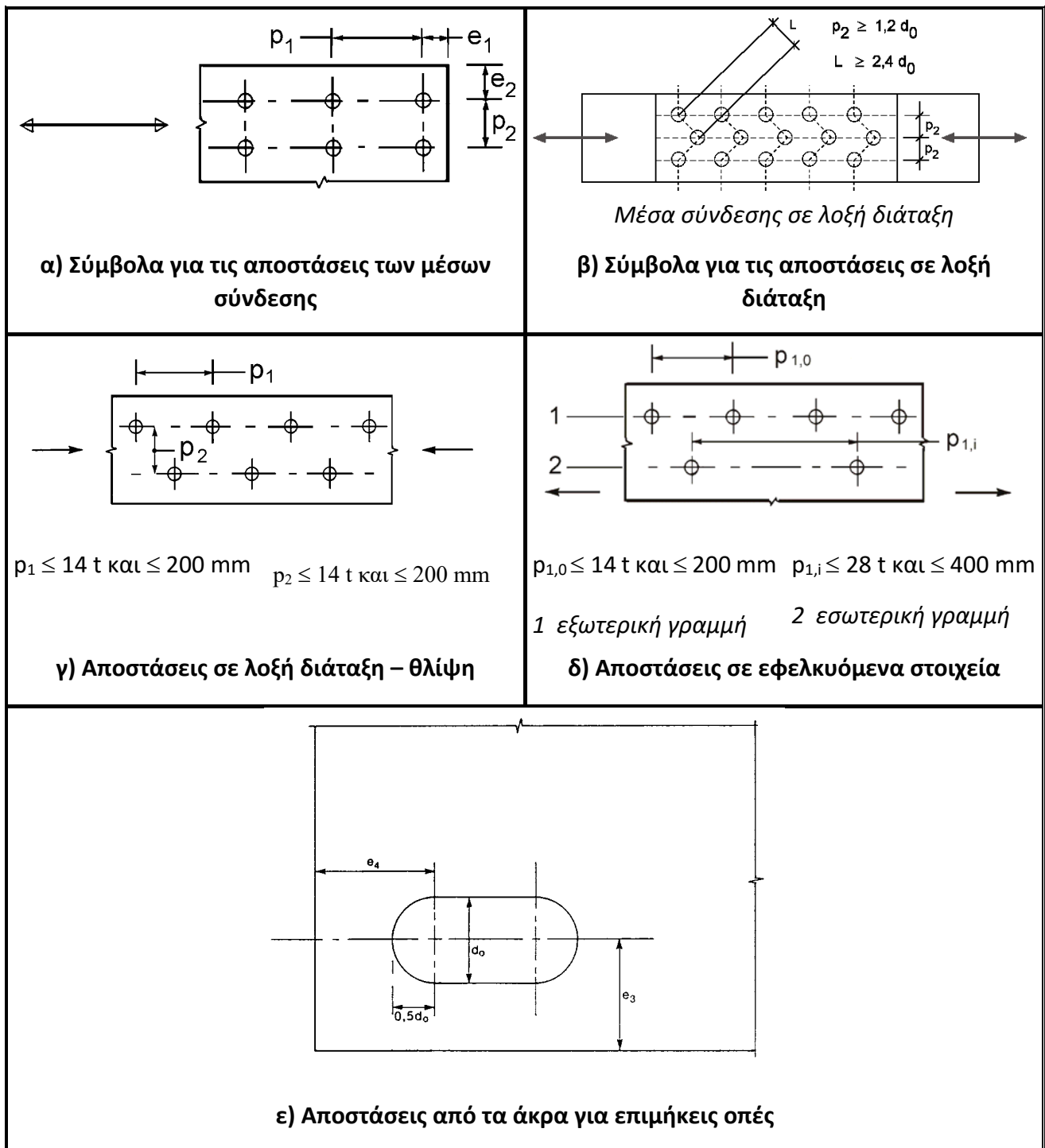
Πίνακας 5.10: Συντελεστής ολίσθησης μ για προεντεταμένους κοχλίες «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής – Βάγιας, Ερμόπουλος, Ιωαννίδης – Εκδόσεις Κλειδάριθμος»

Κατηγορία επιφανειών τριβής	Συντελεστής ολίσθησης μ
A (αμμοβολισμένες μεταλλικές επιφάνειες)	0,5
B (γαλβανισμένες επιφάνειες σε πάχος 50-80 μ m)	0,4
C (καθαρισμένες επιφάνειες με συρματοβουρτσα ή φλογοβολή)	0,3
D (μη επεξεργασμένες επιφάνειες)	0,2

γ. Διάταξη οπών για κοχλίες και ήλους (παρ. 3.5 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Κατά το σχεδιασμό μιας σύνδεσης σε έναν χαλύβδινο φορέα, λαμβάνονται υπόψιν κάποιοι περιορισμοί ως προς την διάταξη των κοχλιών για να μη μειωθεί πάρα πολύ η αντοχή του συνδεόμενου ελάσματος σε σύνθλιψη άντυνας. Για τον λόγο αυτό, στον κανονισμό ορίζονται κάποιες μέγιστες και κάποιες ελάχιστες αποστάσεις.

Σχήμα 3.1 :Σύμβολα για τις αποστάσεις από τα άκρα και τις αποστάσεις μεταξύ των μέσων σύνδεσης (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)



*** Παρακάτω δίνεται ο πίνακας 3.3 του Ευρωκώδικα 3 (ΕΛΟΤ ΕΝ 1993-1-8:2005) στον οποίο ορίζονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων από τα άκρα, σύμφωνα με τα σύμβολα που ορίζονται στο σχήμα 3.1 και ο πίνακας 9.3.10 του βιβλίου «Κατασκευές από χάλυβα – Αρχές σχεδιασμού στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3, Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος, Εκδόσεις Ζήτη»**

Πίνακας 3.3: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων από τα άκρα (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Αποστάσεις, βλέπε Σχήμα 3.1	Ελάχιστη	Μέγιστη ^{1) 2) 3)}		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση από άκρο e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση e_3 σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Απόσταση e_4 σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Βήμα p_1	$2,2d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm
Βήμα $p_{1,0}$		Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm		
Βήμα $p_{1,i}$		Η μικρότερη από $28t$ ή 400 mm		
Βήμα p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm

1) Η μέγιστη τιμή για τις αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων και τις αποστάσεις από τα άκρα δεν έχει περιορισμό, εκτός από τις ακόλουθες περιπτώσεις:

- σε θλιβόμενα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός και η διάβρωση των εκτεθειμένων μελών και
- σε εφελκύζομενα εκτεθειμένα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί η διάβρωση.

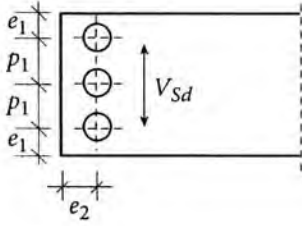
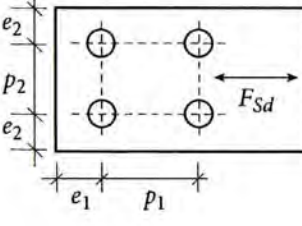
2) Η αντοχή σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος μεταξύ των μέσων σύνδεσης πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1993-1-1 χρησιμοποιώντας $0,6 p_1$ ως μήκος λυγισμού. Ο τοπικός λυγισμός μεταξύ των μέσων σύνδεσης δεν χρειάζεται να ελεγχθεί αν ο λόγος p_1/t είναι μικρότερος από 9ε . Η απόσταση από τα πλευρικά άκρα δεν πρέπει να υπερβαίνει τα όρια που τίθενται από τις απαιτήσεις τοπικού λυγισμού σε ένα προεξέχον στοιχείο των θλιβόμενων μελών, βλέπε EN 1993-1-1. Η απόσταση από τα άλλα άκρα δεν περιορίζεται από την τελευταία απαίτηση.

3) t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους.

4) Περιορισμοί στις διαστάσεις των επιμηκών οπών δίνονται στην 2.8 Πρότυπα Αναφοράς: Ομάδα 7.

5) Σε μέσα σύνδεσης τοποθετημένα σε λοξή διάταξη η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των γραμμών κοχλίωσης που πρέπει να χρησιμοποιείται είναι $p_2 = 1,2d_0$ με την προϋπόθεση ότι η απόσταση L μεταξύ δύο οποιωνδήποτε μέσων σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από $2,4d_0$ (βλέπε Σχήμα 3.1β).

Πίνακας 9.3.10: Όρια αποστάσεων κοχλιών (α) για διατμητικές συνδέσεις (β) για εφελκυστικές ή θλιπτικές συνδέσεις - Κατασκευές από χάλυβα – Αρχές σχεδιασμού στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 3, Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος, Εκδόσεις Ζήτη

	$1.2 * d_0 \leq e_1 \leq \max \{12 * t, 150mm\}$		
	$1.5 * d_0 \leq e_2 \leq \max \{12 * t, 150mm\}$		
	$2.2 * d_0 \leq p_1 \leq \max \{14 * t, 200mm\}$		
	$3.0 * d_0 \leq p_2 \leq \max \{14 * t, 200mm\}$		
Αποστάσεις κοχλιών (προτεινόμενες)			
Κοχλίες	Προτεινόμενες αποστάσεις (mm)		
	p_1, p_2	e_1	e_2
M12	40	30	25
M16	55	40	30
M20	70	50	40
M24	80	60	50
M27	90	70	55
M30	100	75	60
M36	120	90	70
<p>*Οι τιμές χρησιμοποιούνται για κατασκευές από χάλυβα οι οποίες δεν έχουν προβλήματα διάβρωσης</p>			

δ. Απομειώσεις λόγω οπών μέσων σύνδεσης (παρ. 3.10 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Οι επιρροές των οπών στον σχεδιασμό των μεταλλικών συνδέσεων αγνοούνται όταν τα εξεταζόμενα μέλη είναι θλιβόμενα, εκτός εάν οι οπές σε αυτά είναι μεγάλου μεγέθους ή εκτείνονται σε μεγάλο μήκος. Όμως, για εφελκυσμένα μέλη ακολουθείται η διαδικασία που περιγράφεται στην παράγραφο των συνδέσεων εφελκυσμού (παρ. 3.4.2 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005).

Κυρίως, ο σχεδιασμός έναντι των απομειώσεων λόγω των οπών γίνεται εφόσον ασκούνται διατμητικές καταπονήσεις στις κοχλιώσεις εφόσον πληρούται η σχέση:

$$A_{V,net} < \left(\frac{f_y}{f_u} \right) A_V, \text{ όπου } A_{V,net} \text{ η καθαρή επιφάνεια της διατομής μετά την αφαίρεση των οπών.}$$

Σε περίπτωση που δεν πληρούται η παραπάνω σχέση, τότε η ενεργός επιφάνεια διάτμησης λαμβάνεται από τον τύπο:

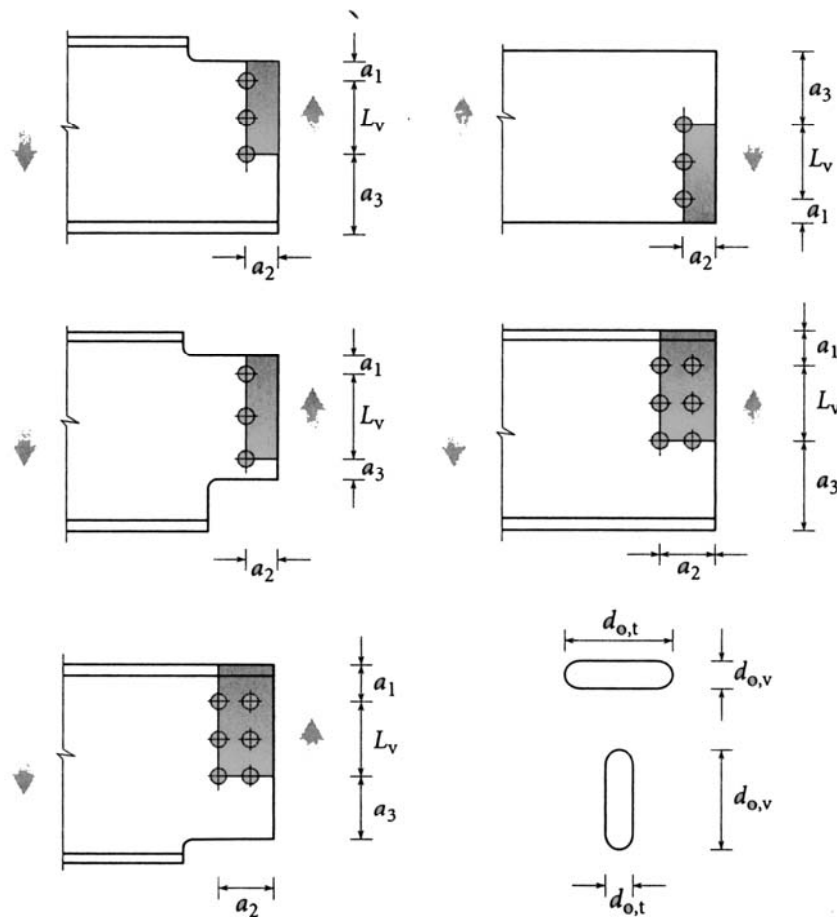
$$A_V = A_{V,net} \left(\frac{f_u}{f_y} \right)$$

Ακόμη, πρέπει να υπάρχει πρόληψη έναντι του φαινομένου της καθολικής διατμητικής απόσχισης. Αυτό επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση κοχλιών σε κατάλληλες αποστάσεις. Η δε αντίσταση σχεδιασμού έναντι καθολικής διατμητικής απόσχισης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{eff} = \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \left(\frac{A_{V,eff}}{\gamma_{M0}} \right)$$

Όπου:

- $A_{V,eff} = t * L_{V,eff}$, η ενεργός επιφάνεια διάτμησης
- $L_{V,eff} = L_V + L_1 + L_2$ με $L_{V,eff} \leq L_3$
- $L_1 = a_1$ και $L_1 \leq 5 * d$
- $L_2 = (a_2 - k * d_{0,t}) \frac{f_u}{f_y}$
- $L_3 = (L_V + a_1 + a_3 - n * d_{0,t}) \frac{f_u}{f_y}$ και $L_3 = (L_V + a_1 + a_3)$



Εικόνα 17: Περιοχές εμφάνισης καθολικής διατμητικής απόσχισης και οι σχετικοί συμβολισμοί - Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη

ε. Γωνιακά που συνδέονται με το ένα σκέλος και άλλα μη συμμετρικά συνδεόμενα μέλη υπό εφελκυσμό (παρ.3.10.3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

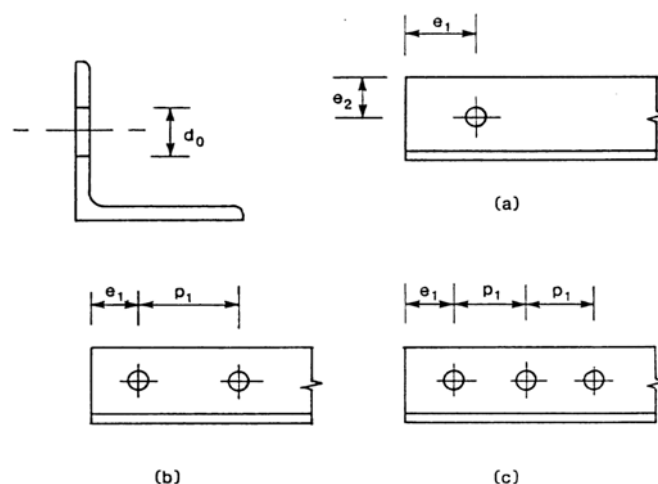
Ένα μεμονωμένο γωνιακό σε εφελκυσμό, το οποίο συνδέεται μέσω μίας σειράς κοχλιών στο ένα σκέλος όπως αυτά φαίνονται στην εικόνα 17, αντιμετωπίζεται ως κεντρικά φορτιζόμενο μέλος με μία ισοδύναμη καθαρή διατομή της οποίας η αντοχή σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας προσδιορίζεται ανάλογα με τον αριθμό των κοχλιών σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

- $N_{u,Rd} = \frac{2.0(e_2 - 0.5d_0)t * f_u}{\gamma_{M2}}$, για έναν κοχλία **εξ. 3.11, ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005**
- $N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 * A_{net} * f_u}{\gamma_{M2}}$, για 2 κοχλίες **εξ. 3.12, ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005**
- $N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 * A_{net} * f_u}{\gamma_{M2}}$, για 3 ή περισσότερους **εξ. 3.13, ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005**
- A_{net} το καθαρό εμβαδόν της διατομής του γωνιακού. Για ανισοσκελή γωνιακά, λαμβάνεται ίση με τη καθαρή επιφάνεια ενός ισοδύναμου ισοσκελούς γωνιακού με διάσταση σκέλους ίση με εκείνη του μικρότερου από τα δυο.

- β_2, β_3 είναι μειωτικοί συντελεστές που εξαρτώνται από το ρ_1 και δίνονται από τον πίνακα 3.8 (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005). Για ενδιάμεσες τιμές, προσδιορίζεται με γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 3.8: Μειωτικοί συντελεστές β_2, β_3 (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Βήμα	ρ_1	$\leq 2,5 d_o$	$\geq 5,0 d_o$
2 κοχλίες	β_2	0,4	0,7
3 κοχλίες ή περισσότεροι	β_3	0,5	0,7



Εικόνα 18: Γωνιακά συνδεόμενα με το ένα σκέλος – (α) 1 κοχλίας, (β) 2 κοχλίες, (γ) 3 κοχλίες
- Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη

Δ. Συνδέσεις με πείρους (παρ. 3.13 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Οι μεταλλικές συνδέσεις με πείρους αποτελούν την πιο σαφή διαμόρφωση άρθρωσης σε μια κατασκευή. Οι πείροι διέρχονται μέσα από ελάσματα τα οποία ονομάζονται στεφάνια (eye-bars). Τα μέλη τα οποία συνδέονται με πείρους πρέπει να διατάσσονται με τρόπο τέτοιο ώστε να αποφεύγεται η εκκεντρότητα και οι διαστάσεις τους πρέπει να είναι τέτοιες έτσι ώστε να γίνεται ομαλά η μεταφορά της έντασης από την περιοχή της οπής και μακριά από τον πείρο προς το εσωτερικό του μέλους.

Συνδέσεις με πείρους στις οποίες δεν απαιτείται στροφή του μέλους, μπορούν να σχεδιαστούν ως συνδέσεις με έναν κοχλία, υπό την προϋπόθεση ότι το μήκος του πείρου είναι μικρότερο από το τριπλάσιο της διαμέτρου του.

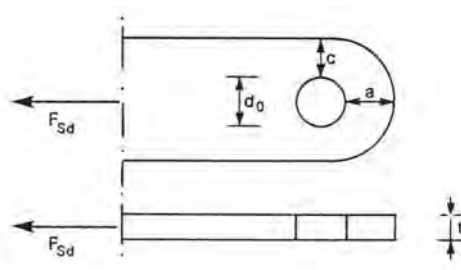
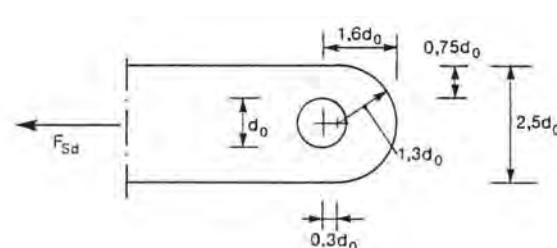
Στον πίνακα 3.9 του ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005 δίνεται ο υπολογισμός του μεγέθους των πείρων με δυο τρόπους:

1. Τύπος Α – θεωρείται δεδομένο το πάχος t του στεφανιού της σύνδεσης
2. Τύπος Β – θεωρείται δεδομένη η γεωμετρία του στεφανιού της σύνδεσης, με $d_0 \leq 2.5t$

Επίσης, όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, πρέπει να γίνεται διαστασιολόγηση του πείρου σε σύνθλιψη άντυγας, κάμψη, διάτμηση και συνδυασμό των προαναφερθέντων καταπονήσεων.

*** Παρακάτω δίνονται οι πίνακες 3.9 και ο 3.10 του Ευρωκώδικα 3 (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005).**

Πίνακας 3.9: Γεωμετρικοί περιορισμοί στοιχείων που συνδέονται με πείρους – ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005

<p>Τύπος Α: Δεδομένο πάχος t</p>  $a \geq \frac{F_{Sd} \gamma_{M0}}{2t f_y} + \frac{2d_0}{3} \quad : \quad c \geq \frac{F_{Sd} \gamma_{M0}}{2t f_y} + \frac{d_0}{3}$
<p>Τύπος Β: Δεδομένη γεωμετρία</p>  $t \geq 0,7 \left[\frac{F_{Sd} \gamma_{M0}}{f_y} \right]^{1/2} \quad : \quad d_0 \leq 2,5t$

* $\gamma_{M0} = 1.0$.

Πίνακας 3.10: Κριτήρια σχεδιασμού για συνδέσεις με πείρους – ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005

Μηχανισμός αστοχίας	Απαιτήσεις σχεδιασμού
Αντοχή σε διάτμηση του πείρου	$F_{v,Rd} = 0,6 A f_{up} / \gamma_{M2} \geq F_{v,Ed}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας του ελάσματος και του πείρου	$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_y / \gamma_{M0} \geq F_{b,Ed}$
Αν απαιτείται ο πείρος να είναι αντικαταστάσιμος πρέπει επίσης να ικανοποιείται αυτός ο περιορισμός	$F_{b,Rd,ser} = 0,6 t d f_y / \gamma_{M6,ser} \geq F_{b,Ed,ser}$
Αντοχή σε κάμψη του πείρου	$M_{Rd} = 1,5 W_{e\ell} f_{yp} / \gamma_{M0} \geq M_{Ed}$
Αν απαιτείται ο πείρος να είναι αντικαταστάσιμος πρέπει επίσης να ικανοποιείται αυτός ο περιορισμός	$M_{Rd,ser} = 0,8 W_{e\ell} f_{yp} / \gamma_{M6,ser} \geq M_{Ed,ser}$
Αντοχή σε αλληλεπίδραση διάτμησης και ροπής του πείρου	$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$
<p>d είναι η διάμετρος του πείρου</p> <p>f_y είναι η μικρότερη από τις αντοχές σχεδιασμού του πείρου και του συνδεόμενου μέρους</p> <p>f_{up} είναι η εφελκυστική αντοχή του πείρου</p> <p>f_{yp} είναι το όριο διαρροής του πείρου</p> <p>t είναι το πάχος του συνδεόμενου μέρους</p> <p>A είναι η διατομή του πείρου</p> <p><i>* επεξήγηση των παραπάνω συμβόλων δίνεται στην εικόνα 18.</i></p>	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Σε περίπτωση που απαιτείται ο πείρος να είναι αντικαταστάσιμος, πρέπει να η τάση επαφής της άντυγας να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

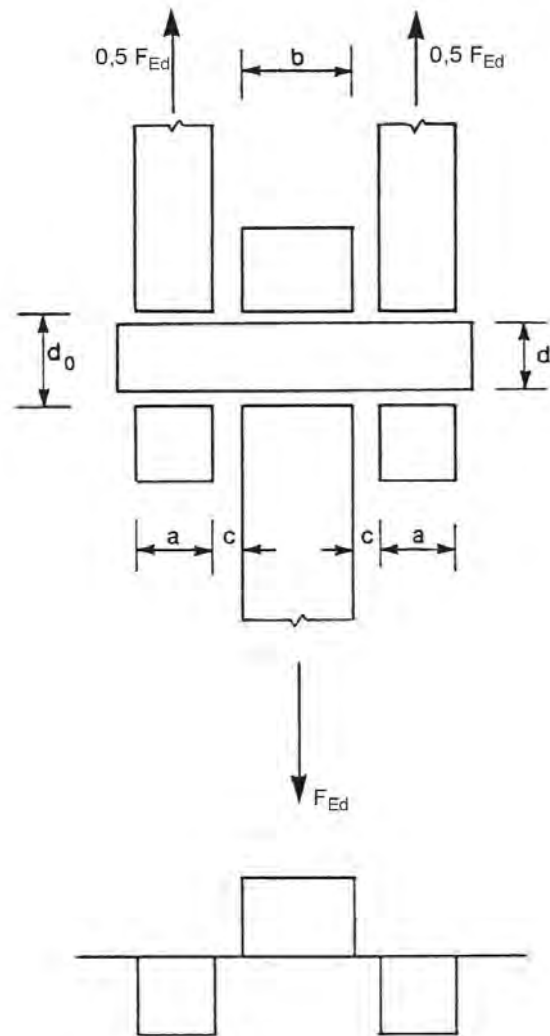
$$\sigma_{h,Ed} \leq f_{h,Rd}$$

εξ. 3.14, ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005

Όπου:

$$\sigma_{h,Ed} = 0.591 \sqrt{\frac{E * F_{Ed,ser} * (d_0 - d)}{d^2 * t}}$$

- $f_{h,Ed} = 2.5 \frac{f_y}{\gamma M_{6,ser}}$
- d η διάμετρος του πείρου
- d_0 η διάμετρος της οπής
- $F_{Ed,ser}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της δύναμης που μεταφέρεται από την άντυγα για το χαρακτηριστικό συνδυασμό φόρτισης των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας.



$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed}}{8} (b + 4c + 2a)$$

Εικόνα 19: Καμπτική ροπή σε πείρο – ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005

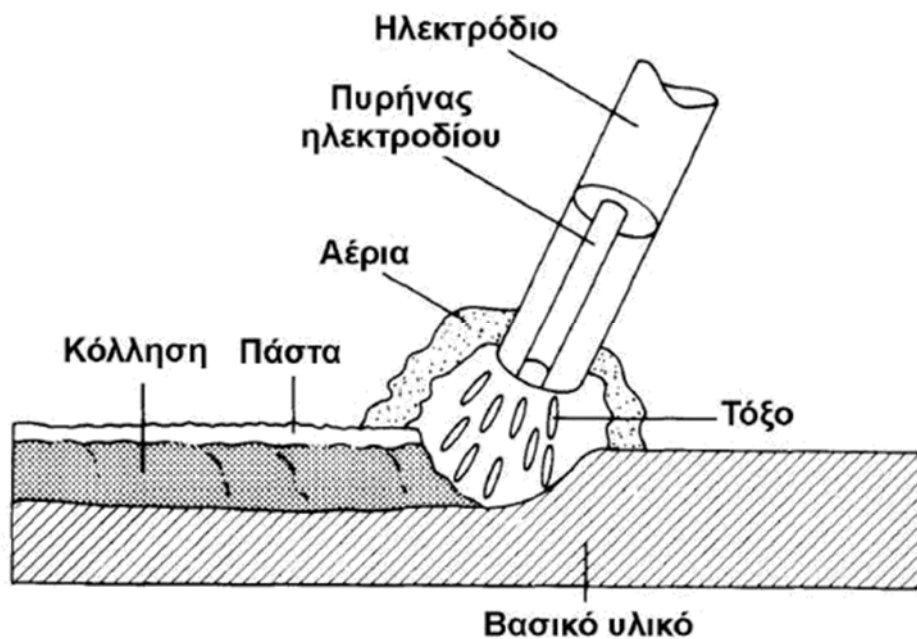
Ε. Συγκολλητές συνδέσεις (παρ. 4 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

α. Γενικά

Με την συγκόλληση εξασφαλίζεται μονολιθικότητα μεταξύ των συνδεόμενων τμημάτων. Βέβαια, η πλειοψηφία των συγκολλήσεων εκτελείται στα εργοστάσια με τις περιπτώσεις των συγκολλήσεων που εκτελούνται στο εργοτάξιο να είναι λίγες. Στην πλειονότητα των περιπτώσεων, η χρησιμοποιούμενη μέθοδος συγκόλλησης είναι αυτή του μεταλλικού τόξου (metal arc welding) και σε ειδικές περιπτώσεις αυτή της συγκόλλησης βλήτρων.



Εικόνα 20: Προστατευόμενη συγκόλληση μεταλλικού τόξου – Πηγή: <http://mixano-logiki.gr/>



Εικόνα 21: Διαδικασία συγκόλλησης – Πηγή: <http://mixano-logiki.gr/>

Το πρώτο κεφάλαιο του Ευρωκώδικα 3 (ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005) αναφέρεται σε συγκολλησίμους δομικούς χάλυβες και ελάσματα πάχους τουλάχιστον 4mm και σε συγκολλήσεις με κοιλοδοκούς πάχους 2.5mm και πάνω, υπό όρους. Σε περίπτωση συγκόλλησης ελασμάτων με πάχος μικρότερο των προαναφερθέντων, γίνεται έλεγχος σύμφωνα με τις διατάξεις του τρίτου κεφαλαίου του Ευρωκώδικα 3 (ΕΛΟΤ EN 1993-1-3:2005).

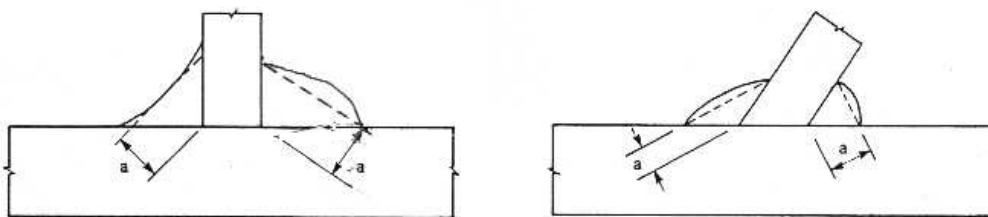
Οι συγκολλήσεις, ανάλογα με τη διαμόρφωση των επιφανειών που θα συνδεθούν, διακρίνονται σε:

1. Εξωραφές
2. Εσωραφές
3. Ραφές με οπές ή σχισμές
4. Ψευδοεσωραφές

β. Εξωραφές (παρ. 4.3.2 και 4.5.3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

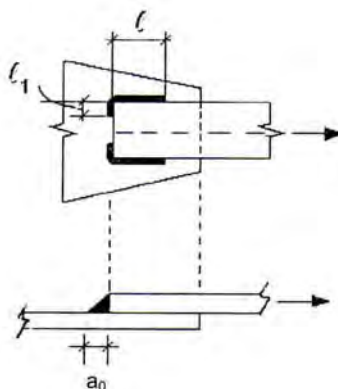
Οι εξωραφές διακρίνονται σε 3 κατηγορίες: σε πλήρεις, σε διακοπτόμενες και σε εξωραφές με υπερκάλυψη. Η χρήση των εξωραφών επιτρέπεται όταν οι συνδεόμενες επιφάνειες σχηματίζουν μεταξύ τους γωνία $60^\circ \leq \varphi \leq 120^\circ$. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, το πάχος των εξωραφών πρέπει να είναι $3mm \leq a \leq 0.7t$, όπου t το μικρότερο από τα πάχη των συνδεόμενων ελασμάτων.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Το ενεργό πάχος, α, εξωραφής πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ύψος του μεγαλύτερου τριγώνου (όχι απαραίτητα ισοσκελούς), εγγεγραμμένου στις επιφάνειες των ελασμάτων που τήκονται και την επιφάνεια της ραφής, μετρούμενο κάθετα στην εξωτερική πλευρά του



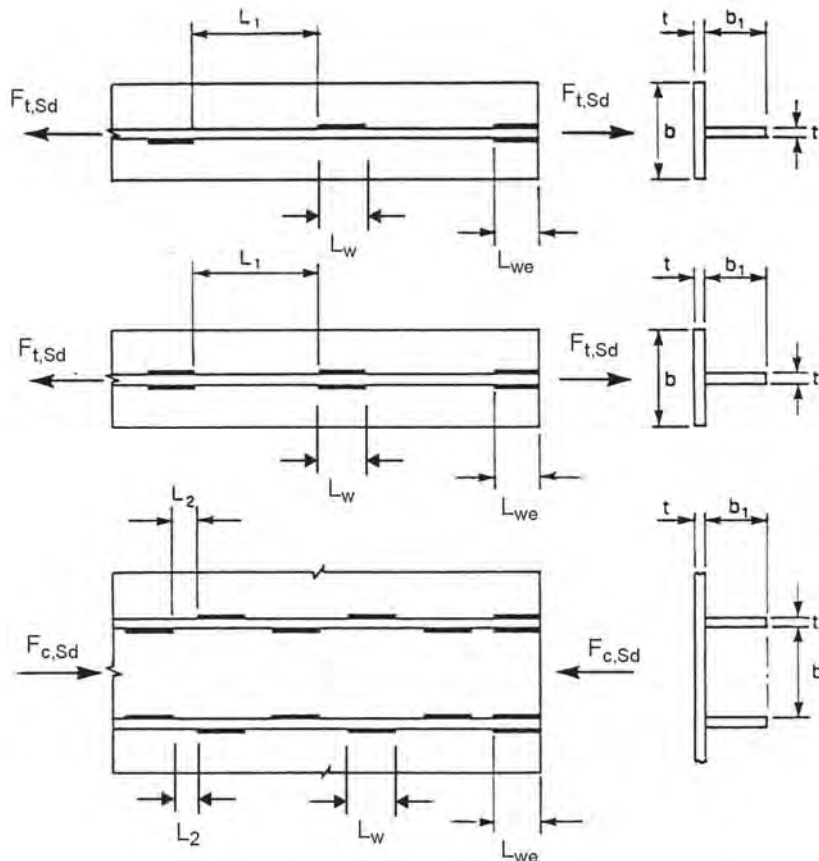
Εικόνα 22: Πάχος εξωραφών – Πηγή: Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8 : 2005

Στις **εξωραφές με υπερκάλυψη**, η ραφή πρέπει να γυρίζει κατά ένα ελάχιστο μήκος $l_1 = 2 * a_0$, με l το μήκος της ραφής παράλληλο προς τον άξονα της ασκούμενης δύναμης. Το συνολικό υπολογιστικό μήκος της ραφής ισούται με $(l_1 + l)$. Γενικά για να θεωρηθεί μια ραφή φέρουσα, πρέπει να ικανοποιεί την σχέση $l \geq \min[30mm, 6a]$



Εικόνα 23: Εξωραφές σε συνδέσεις με υπερκάλυψη – Πηγή: Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8 : 2005

Στις διακοπτόμενες εξωραφές, πρέπει γίνεται συνεχής συγκόλληση στα άκρα. Τα κενά L_1 ή L_2 μεταξύ των διαδοχικών τμημάτων συγκόλλησης πρέπει να ικανοποιούν τις προϋποθέσεις που δίνονται στον πίνακα που δίνεται παρακάτω:



Σχήμα 4.1: Διακοπτόμενες εξωραφές – Πηγή: Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8 : 2005

$$L_{we} \geq \max \{ 0,75 b , 0,75 b_1 \}$$

Για συγκολλητά μέλη υπό εφελκυσμό:

$$L_1 \leq \min \{ 16 t , 16 t_1 , 200 \text{ mm} \}$$

Για συγκολλητά μέλη υπό θλίψη ή διάτμηση:

$$L_2 \leq \min \{ 12 t , 12 t_1 , 0,25 b , 200 \text{ mm} \}$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Σε μια διακοπτόμενη εξωραφή, ως κενό L_1 ή L_2 πρέπει να λαμβάνεται η μικρότερη από την απόσταση μεταξύ των ακραίων διαδοχικών τμημάτων συγκόλλησης σε αντίθετες πλευρές και την απόσταση μεταξύ των άκρων στην ίδια πλευρά. Διακοπτόμενες εξωραφές σε επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται σε διαβρωτικά περιβάλλοντα.

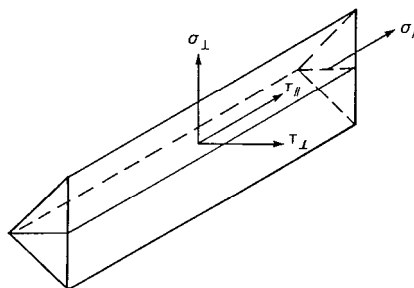
Όσον αφορά τον υπολογισμό της αντοχής μια εξωραφής, υπάρχουν δυο μέθοδοι:

1. Η μέθοδος των συνιστωσών
2. Η απλοποιημένη μέθοδος.

Στη **μέθοδο των συνιστωσών**, οι δυνάμεις που μεταφέρονται από ένα μοναδιαίο μήκος συγκόλλησης αναλύονται σε συνιστώσες παράλληλες και κάθετες στο διαμήκη άξονα συγκόλλησης της συγκόλλησης και συνιστώσες κάθετες στο επίπεδο του λαιμού της. Η επιφάνεια σχεδιασμού του λαιμού υπολογίζεται από την σχέση $A_w = \sum a l_{eff}$. Η θέση της επιφάνειας σχεδιασμού του λαιμού πρέπει να θεωρείται ότι είναι συγκεντρωμένη στη ρίζα της συγκόλλησης.

Στη διατομή της ραφής θεωρείται ομοιόμορφη κατανομή της τάσης, οπότε προκύπτουν οι ακόλουθοι ορισμοί ορθών και διατμητικών τάσεων, βλέπε Σχήμα 4.5 (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005):

- σ_{\perp} είναι η ορθή τάση κάθετα στη ραφή
- σ_{\parallel} είναι η ορθή τάση παράλληλα στον άξονα στη συγκόλλησης
- τ_{\perp} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) κάθετα στον άξονα της συγκόλλησης
- τ_{\parallel} είναι η διατμητική τάση (στο επίπεδο του λαιμού) παράλληλα στον άξονα της συγκόλλησης



Σχήμα 4.5: Τάσεις στη διατομή εξωραφής – Πηγή: Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8 : 2005

Η ορθή τάση σ_{\parallel} παράλληλα στον άξονα δε λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο της αντοχής σχεδιασμού της συγκόλλησης.

Η αντοχή σχεδιασμού της εξωραφής θεωρείται επαρκής όταν πληρούνται και τα δύο επόμενα κριτήρια:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) \quad \text{και} \quad \sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{M2}$$

εξ. 4.1, ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005

Όπου:

- f_u η ονομαστική εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέλη

- β_w ο κατάλληλος συντελεστής συσχέτισης, σύμφωνα με τον πίνακα 4.1 του ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005.

*** Παρακάτω δίνεται ο πίνακας 4.1 του Ευρωκώδικα 3 (ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005).**

Πίνακας 4.1: Συντελεστής συσχέτισης β_w εξωραφών – ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα			Συντελεστής συσχέτισης β_w
EN 10025	EN 10210	EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,9
S 420 N/NL S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,0

Στην απλοποιημένη μέθοδο, η αντοχή σχεδιασμού εξωραφής μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, αν σε κάθε σημείο κατά μήκος της, η συνισταμένη όλων των δυνάμεων που μεταφέρονται μέσω της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος ικανοποιεί το ακόλουθο κριτήριο:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

εξ. 4.2, ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005

Όπου:

- $F_{w,Ed}$ η δύναμη σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος
- $F_{w,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος

Ανεξάρτητα από τον προσανατολισμό του επιπέδου του λαιμού σε σχέση με τη δρώσα δύναμη, η αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} * a$$

εξ. 4.3, ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, $f_{vw,d}$, δίνεται από τη σχέση:

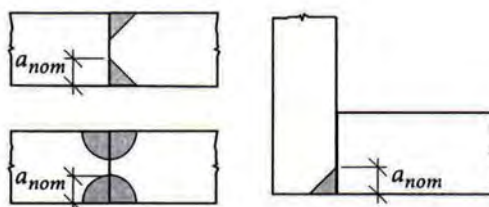
$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

εξ. 4.4, ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005

γ. Εσωραφές (παρ. 4.3.4 και 4.7 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Οι εσωραφές, μπορεί να απαιτούν προετοιμασία των επιφανειών που θα συνδεθούν αλλά προσφέρουν μια πιο ομοιόμορφη ροή των τάσεων των συνδέσεων. Για ελάσματα διαφορετικού πάχους πρέπει να γίνεται προετοιμασία του παχύτερου ελάσματος, ώστε και τα δυο ελάσματα να έχουν το ίδιο πάχος στον αρμό. Αυτές διακρίνονται σε δυο τύπους:

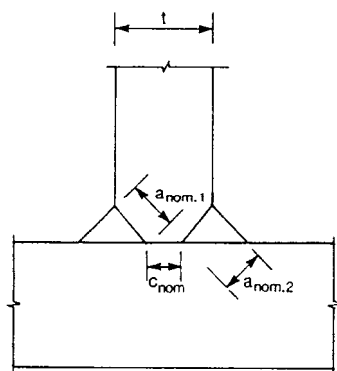
1. **Πλήρους διείσδυσης**, όπου η συγκόλληση διαπερνά πλήρως και προκαλεί τήξη του αναλώσιμου και του μητρικού μετάλλου σε όλο το πάχος της ένωσης
2. **Μερικής διείσδυσης**, όπου το πάχος της συγκόλλησης είναι μικρότερο από το πάχος του μητρικού μετάλλου. Για αυτές ισχύει: υπολογιστικό πάχος=πάχος διείσδυσης-2mm



Εικόνα 24: Εσωραφή μερικής διείσδυσης - Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη

Σημειώνεται ότι απαγορεύεται να χρησιμοποιούνται διακοπτόμενες εσωραφές.

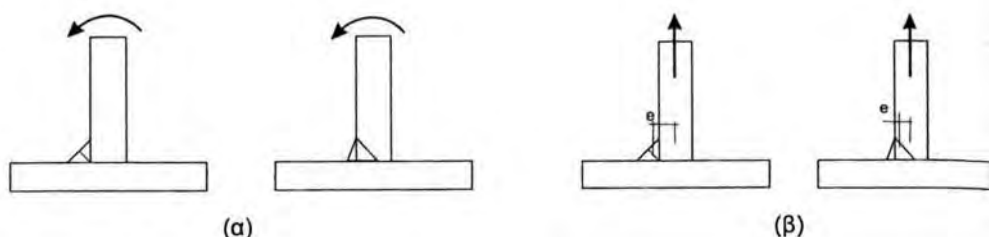
Οι εσωραφές μερικής διείσδυσης σε συνδέσεις μορφής T μπορούν να θεωρηθούν ως πλήρους διείσδυσης, αν ισχύουν ταυτόχρονα οι σχέσεις που δίνονται παρακάτω:



Σχήμα 4.6: Ισοδύναμη πλήρης διείσδυση συγκολλήσεων κόμβου T – Πηγή Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005

$$a_{nom,1} + a_{nom,2} \geq t \text{ και } c_{nom} \leq \min\left\{\left(\frac{t}{5}\right), 3mm\right\}$$

Οι εσωραφές μερικής διείσδυσης δεν επιτρέπεται να μεταφέρουν εφελκυστικές δυνάμεις κάθετες ως προς την διεύθυνση της ραφής. Επίσης, δεν επιτρέπεται η μεταφορά ροπών από αυτές.



- (α) Η ροπή κάμψης προκαλεί εφελκυσμό στη ρίζα της συγκόλλησης
- (β) Η εφελκυστική δύναμη προκαλεί εφελκυσμό στη ρίζα της συγκόλλησης

Εικόνα 25: Μη επιτρεπτή μεταφορά δυνάμεων και ροπών από μονόπλευρες εξωραφές και εσωραφές μερικής διείσδυσης - Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη

Η αντοχή των εσωραφών πλήρους διείσδυσης λαμβάνεται ίση με την αντοχή σχεδιασμού του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέλη, όταν η συγκόλληση γίνεται με τα κατάλληλα υλικά.

Η αντοχή των εσωραφών μερικής διείσδυσης προσδιορίζεται όπως στις εξωραφές.

δ. Ραφές με σπές ή σχισμές (παρ. 4.3.5 και 4.8 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Οι συγκολλήσεις αυτές χρησιμοποιούνται:

1. για την μεταφορά διατμητικών δυνάμεων
2. για την αποφυγή τοπικού λυγισμού ή αποχωρισμού των επαπτόμενων τμημάτων
3. για τη σύνδεση τμημάτων συγκολλητών μελών

Είναι ακατάλληλες, όμως, για την μεταφορά εφελκυστικών δυνάμεων.

Επίσης, πρέπει να ικανοποιούνται ορισμένες προϋποθέσεις ως προς τις διαστάσεις των ραφών. Αυτές είναι:

1. Η διάμετρος κυκλικής οπής ή το πλάτος επιμήκους οπής σε μία ραφή οπής-σχισμής πρέπει να είναι τουλάχιστον κατά 8mm μεγαλύτερο του πάχους του ελάσματος με την οπή
2. Τα άκρα επιμηκών οπών πρέπει να είναι ημικυκλικά ή να σχηματίζουν γωνίες με ακτίνα καμπυλότητας όχι μικρότερη από το πάχος του ελάσματος με την οπή, εκτός της περίπτωσης που επεκτείνονται μέχρι το άκρο του ελάσματος.
3. Το πάχος μιας ραφής οπής-σχισμής επί ενός μητρικού μετάλλου πάχους μέχρι 16mm πρέπει να είναι ίσο με το πάχος του μετάλλου. Το πάχος μιας ραφής οπής-σχισμής επί ενός μητρικού μετάλλου πάχους μεγαλύτερου από 16mm πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με το μισό πάχος του μετάλλου, αλλά όχι μικρότερο από 16mm.
4. Η αξονική απόσταση ραφών διακένου δεν πρέπει να υπερβαίνει την κρίσιμη τιμή για την εμφάνιση τοπικού λυγισμού, όπως αυτή δίνεται στον πίνακα 3.3 του ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005 για τους κοχλίες.

Η αντοχή σχεδιασμού $F_{w,Rd}$ των ραφών οπής σχισμής δίνεται από τη σχέση:

$$F_{w,Rd} = f_{wd} * A_w$$

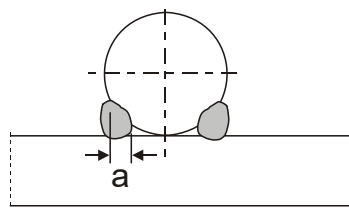
εξ. 4.5, ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005

Όπου:

- f_{wd} η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση που δίνεται από την **εξ. 4.4, ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005**
- A_w η επιφάνεια σχεδιασμού της ραφής, η οποία πρέπει να λαμβάνεται ίση με την επιφάνεια της οπής

ε. Ψευδοεσωραφές (παρ. 4.3.6 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005)

Για συμπαγείς ράβδους, το πάχος σχεδιασμού ψευδοεσωραφής, όταν εφαρμόζεται κατά μήκος της ράβδου, δίνεται στην εικόνα που δίνεται παρακάτω. Για ψευδοεσωραφές σε κοιλοδοκούς, ο υπολογισμός γίνεται με διαφορετικό τρόπο.



Εικόνα 26: Ενεργό πάχος ψευδοεσωραφής σε συμπαγή ράβδο – Πηγή: Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005

Κεφάλαιο 5: Τεχνική Περιγραφή Έργου

Η σπουδαιότητα και το πλήθος του κόσμου που θα χρησιμοποιήσει τις υπηρεσίες του Νέου Σταθμού του Υπεραστικού ΚΤΕΛ, καθορίζει και ορισμένες ιδιαιτερότητες όσον αφορά την στατική επίλυση του φορέα.

Το κτίριο τοποθετείται στον Νομό Κέρκυρας και εντός της **σεισμικής ζώνης Z2(επιτάχυνση 0,24g)**. Λόγω της σπουδαιότητας του και της χρήσης του, το κτίριο αυτό κατατάσσεται στην **Κατηγορία Σπουδαιότητας III($\gamma_i=1.2$)**. Επομένως, σύμφωνα με τον **Ευρωκώδικα 8 (ΕΛΟΤ EN 1998 – 1)** το κτίριο είναι απαραίτητο να σχεδιαστεί σύμφωνα με τις ιδιαιτερότητες που ορίζει η **υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας (DCH – $\alpha>4$)**. Συνεπώς, σύμφωνα με την **παράγραφο 6.5.3 του Ευρωκώδικα 8**, όλες οι διατομές του φορέα πρέπει να είναι **Κατηγορίας 1** λόγω της DCH.

Έτσι, το παρόν κτίριο υπολογίστηκε να έχει φορέα από **δομικό χάλυβα ποιότητας S275**. Η **θεμελίωση** αποτελείται από **πεδιλοδοκούς ωπλισμένου σκυροδέματος ποιότητας C20/25**.

Κεφάλαιο 6: Συμπεράσματα

Κάθε κανονισμός έχει συνταχθεί ανάλογα με τις ανάγκες της εποχής. Λόγω των αυξανόμενων απαιτήσεων στις κατασκευές, προκύπτουν αρκετές διαφοροποιήσεις σε μια μελέτη που έχει λυθεί με τους Ευρωκώδικες και σε μια κατασκευή που έχει λυθεί με τον Ε.Α.Κ. 2000 .

Στα πλαίσια αυτής της πτυχιακής, αναλύθηκε το κτίριο του νέου μεταλλικού κτιρίου του Υπεραστικού ΚΤΕΛ Κέρκυρας με την χρήση των Ευρωκωδίκων στην μία περίπτωση και στην άλλη με την χρήση του Ε.Α.Κ. 2000. Για την επίλυση του κτιρίου με τους Ευρωκώδικες χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Etabs v9.7.4 της εταιρείας Computers & Structures, Inc και για την επίλυση με τον Ε.Α.Κ. 2000 χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Instant v.2015 της εταιρείας C.C.S. .

Όπως είναι αναμενόμενο, προκύπτουν αρκετές διαφορές λόγω των διαφοροποιήσεων που υπάρχουν μεταξύ των μελετητικών προτύπων.

Αρχικά, για τον υπολογισμό των φορτίσεων μιας μελέτης χρησιμοποιούνταν το «**Β.Δ. 31-12-1945: Περί Κανονισμού Φορτίσεως Δομικών Έργων**» το οποίο έδινε γενικές τιμές για τον υπολογισμό των φορτίσεων ανέμου και χιονιού. Όμως, ο **Ευρωκώδικας 1** μας δίνει αναλυτικά τον τρόπο με τον οποίο υπολογίζεται τόσο η φόρτιση χιονιού όσο και η φόρτιση των ανεμοπιέσεων ανάλογα με τον τύπο της στέγης και την περιοχή στην οποία βρίσκεται το μελετώμενο κτίριο.

Επίσης, υπάρχει διαφοροποίηση ως προς την δημιουργία των συνδυασμών φορτίσεων. Σύμφωνα με τα παραπάνω και κάνοντας σύγκριση του συντελεστή ψ_2 , ανάμεσα στις τιμές που έχουν ορισθεί στους Ευρωκώδικες και στον Ε.Α.Κ. 2000 προκύπτουν τα παρακάτω:

1. Υπάρχει ταύτιση των δύο κανονισμών ως προς την δυσμενέστερη τιμή του συντελεστή ψ_2 για τις κατοικίες και τα γραφεία ($\psi_2 = 0,3$) και για τους αποθηκευτικούς χώρους ($\psi_2 = 0,8$).
2. Λαμβάνεται δυσμενέστερη τιμή ψ_2 για τους χώρους συνάθροισης στον Ευρωκώδικα, έναντι του Ε.Α.Κ. 2000 ($\psi_2 = 0,6$ στον Ευρωκώδικα έναντι $\psi_2 = 0,5$ στον Ε.Α.Κ. 2000).
3. Δημιουργείται νέα κατηγορία στον Ευρωκώδικα ως προς τα καταστήματα με συντελεστή $\psi_2 = 0,6$.
4. Γίνεται διαχωρισμός στην επιλογή της τιμής του συντελεστή ψ_2 για τους χώρους στάθμευσης, ανάλογα με το βάρος του οχήματος.
5. Γίνεται διαχωρισμός στον Ευρωκώδικα για την λήψη της τιμής του συντελεστή ψ_2 για τα φορτία χιονιού, ανάλογα με το υψόμετρο της τοποθεσίας στην οποία γίνεται η ανέγερση της κατασκευής. Σε αντίθεση με τον Ευρωκώδικα, στον Ε.Α.Κ. 2000, τα φορτία χιονιού προσομοιώνονται σε κάθε περίπτωση, ανεξάρτητα από το υψόμετρο της τοποθεσίας, κάνοντας διαχωρισμό μονάχα στον αν είναι βατή η στέγη ή όχι.
6. Υπάρχει ταύτιση των συντελεστών στους δυο κανονισμούς ως προς τον συνδυασμό των φορτίων ανέμου.

Επομένως, προκύπτει ότι υπάρχει ταύτιση των δυο κανονισμών ως προς τις κατοικίες, τα γραφεία, τους αποθηκευτικούς χώρους και τα φορτία ανέμου. Όμως, ο Ευρωκώδικας είναι πιο αναλυτικός σε όλες τις υπόλοιπες κατηγορίες και οι τιμές που λαμβάνει είναι δυσμενέστερες σε

σχέση με αυτές του Ε.Α.Κ. 2000.

Έπειτα, δεν υπήρχε ένα καθαρά ελληνικό πρότυπο για την μελέτη των μεταλλικών μερών των κτιρίων και την επίλυση των κόμβων μεταξύ τους. Μέχρι τότε χρησιμοποιούνταν τα DIN. Πλέον, υπάρχει ένα αναλυτικό πρότυπο, ο Ευρωκώδικας 3 (ΕΛΟΤ EN 1993). Βέβαια, υπάρχουν ελλείψεις σε ακόμα και στον ευρωκώδικα για τον υπολογισμό ορισμένων συνδέσεων σε αντίθεση με την πλειονότητα για τις οποίες υπάρχουν αυτοματοποιημένες διαδικασίες ανάλογα με τον τύπο της σύνδεσης. Για να υπολογισθούν, για παράδειγμα, οι συνδέσεις των αντιρρήδων ενός στεγάστρου, γίνεται εφαρμογή των γενικών διατάξεων του ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005 για εφελκόμενα ελάσματα.

Ακόμη, όσον αφορά το αντισεισμικό μέρος, ο Ε.Α.Κ. 2003 δεν δίνει περιορισμούς για την επιλογή πλαστιμότητας σε αντίθεση με τον Ευρωκώδικα 8 στον οποίο συνδέεται ξεκάθαρα η επιλογή της πλαστιμότητας με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου. Έτσι, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, ένα κτίριο κατηγορίας σπουδαιότητας Σ3 είναι απαιτούμενο να σχεδιάζεται με υψηλή πλαστιμότητα (DCH). Έτσι, ισχύει ο περιορισμός της επιλογής μελών μονάχα κατηγορίας 1, κάνοντας την κατασκευή πιο βαριά και πιθανότατα γίνεται και υπερδιαστασιολόγηση.

Επίσης, ανάμεσα στους δυο κανονισμούς, τον Ευρωκώδικα 8 και τον Ε.Α.Κ. 2003, δίνονται διαφορετικές τιμές στους συντελεστές συμπεριφοράς των κτιρίων με διαγώνιους συνδέσμους.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
2.ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα*	4
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• Διαγώνιοι σύνδεσμοι	3
	• Σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• Σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1
	* Βλέπε Παράρτημα Γ	

Απόσπασμα πίνακα 2.6 Ε.Α.Κ. 2003 – Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u / \alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2.5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_u / \alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u / \alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα χωρίς σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_u / \alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2	2
	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	$5\alpha_u / \alpha_1$

Πίνακας 6.2 ΕΛΟΤ EN1998-1:2005 – Ανώτατες Οριακές Τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

Μια ακόμα λεπτομέρεια είναι η διαφοροποίηση και του συντελεστή σπουδαιότητας μεταξύ των δυο κανονισμών. Στον Ευρωκώδικα 8, για κτίριο κατηγορίας Σ3, δίνεται συντελεστής $\gamma_i=1,20$ ενώ στον Ε.Α.Κ. 2003 δίνεται συντελεστής $\gamma_i=1,15$.

Κατηγορία	Κριτήρια	γ_i
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0,85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1,00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημοσίων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικών κτίρια στα οποία βρίσκονται πολλοί άνθρωποι σε μεγάλο μέρος του 24ωρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1,15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1,30

Πίνακας 2.3 Ε.Α.Κ. 2003 – Συντελεστές σπουδαιότητας

Ευρωκώδικας 8 (EC8)		
Κατηγορία	Κριτήρια	γ_i
Σχεδιασμός DCM και DCH	I Κτίρια <u>μικρής σημασίας</u> για τη δημόσια ασφάλεια π.χ. κτίσματα αγροτικής και κτηνοτροφικής χρήσης. (Περίοδος επανάληψης σεισμού σχεδιασμού $T_L=243$ χρόνια)	0.80
	II <u>Συνηθισμένα Κτίρια.</u> Κατασκευές που δεν ανήκουν στις υπόλοιπες κατηγορίες. (Περίοδος επανάληψης αναφοράς σεισμού σχεδιασμού $T_L=475$ χρόνια)	1.00
<u>Επιτρέπεται ΜΟΝΟΝ σχεδιασμός DCH</u>	III <u>Κτίρια των οποίων η απόκριση έναντι σεισμικών δράσεων έχει σημασία από άποψη των συνεπειών της κατάρρευσής τους, π.χ. σχολεία, μουσεία, κ.ά</u> (Περίοδος επανάληψης αναφοράς σεισμού σχεδιασμού $T_L=824$ χρόνια)	1.20
	IV Κτίρια των οποίων η λειτουργία τους κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό <u>έχει μεγάλη σημασία για την προστασία των πολιτών π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κ.ά.</u> (Περίοδος επανάληψης αναφοράς σεισμού σχεδιασμού $T_L=1308$ χρόνια)	1.40

Πίνακας 4 Εθνικού Προσαρτήματος ΕΛΟΤ EN1998-1:2005 – Συντελεστής Σπουδαιότητας

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α – ΣΧΕΔΙΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β – ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΚΑΤΑ ΕC3

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ – ΤΕΥΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΚΑΤΑ Ε.Α.Κ. 2003

Βιβλιογραφία

- i. Ευρωκώδικας 1: Ερμόπουλος, Ιωάννης Χ. , **Εκδόσεις Κλειδάριθμος (2005)**
- ii. Σύμμικτες Κατασκευές: Βάγιας, Ι. , **Εκδόσεις Κλειδάριθμος (2010)**
- iii. Κατασκευές από Χάλυβα: Μπανιωτόπουλος Χ. Κ. – Νικολαΐδης Θ. Ν. , **Εκδόσεις Ζήτη (2012)**
- iv. Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με Παραδείγματα Εφαρμογής: Βάγιας Ι. – Ερμόπουλος Ι. – Ιωαννίδης Γ. , **Εκδόσεις Κλειδάριθμος (2013)**
- v. Παραδείγματα Εφαρμογής σε Ειδικά Θέματα Μεταλλικών Κατασκευών: Βάγιας Ι. – Γαντές Χ. – Ερμόπουλος Ι. – Ιωαννίδης Γ. , **Εκδόσεις Κλειδάριθμος (2013)**
- vi. **Σημειώσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου** «Ευρωκώδικας EN 1993 Σχεδιασμός Δομικών Κατασκευών – Δομή, Βασικές Αρχές», Ι. Βάγιας – Χ. Γαντές – Γ. Ιωαννίδης
- vii. Διαφάνειες διαλέξεων μαθήματος «Σιδηρές Κατασκευές II» **Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου – Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών**
- viii. Ευρωπαϊκές Σύμμικτες Κατασκευές: Bode, **Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας (1997)**
- ix. Σχεδιασμός – Συμπεριφορά Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα έναντι σεισμού: Χρήστος Γ. Καραγιάννης, **Εκδόσεις “σοφία”**
- x. Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-1 : 2005
- xi. Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8 : 2005
- xii. Ευρωκώδικας 4 ΕΛΟΤ EN 1994-1-1
- xiii. Ευρωκώδικας 8 ΕΛΟΤ EN 1998-1 : 2003

Πηγές

1. http://el.wikipedia.org/wiki/EN_1993
2. <http://www.roikos.gr/efarmogi-xrisi-eurocodes/>
3. <http://link.springer.com/article/10.1007%2FBF00536318>
4. <http://www.cam.tuc.gr/anagnwsthrio/drawing/theoria/speirwmata.html>
5. https://en.wikipedia.org/wiki/Arc_welding
6. http://mixano-logiki.gr/publ/h_ilektrosygkollhsi/1-1-0-1
7. <http://antiques.gift/img/p/2/3/9/4/4/1/239441.jpg>
8. https://en.wikipedia.org/wiki/Leonhard_Euler
9. Προσωπικό φωτογραφικό αρχείο
10. Φωτογραφικό Αρχείο Θανάση Μακρή
11. Πρότυπο Τεύχος Στατικών Υπολογισμών Θανάση Μακρή
12. Google Earth

Εικόνες

- Εικόνα 1: Σταθμός Κ.Τ.Ε.Λ. το 1952 - Αρχείο Θαν. Μακρ)..... - 7 -
- Εικόνα 2: Υπάρχον Σταθμός Κ.Τ.Ε.Λ. – Αρχείο Θαν. Μακρή..... - 8 -
- Εικόνα 3 : Απόσπασμα του χάρτη Π.1-11 του Γ.Π.Σ. Κέρκυρας . Η προβλεπόμενη θέση του σταθμού απεικονίζεται με πράσινο χρώμα(εντός κύκλου) εντός του τμήματος 11 με ονομασία «Άγιος Σπυρίδων» - Φ.Ε.Κ. Α.Α.Π. 517/02.10.2009..... - 12 -
- Εικόνα 4: Αμφιέριστη δοκός – Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη - 28 -
- Εικόνα 5: Κιβωτοειδείς διατομές – Πηγή: ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005 - 36 -
- Εικόνα 6: Methodus Inveniendi Lineas Curvas Maximi Minimive proprietate gaudentes – L.Euler – Πηγή: en.wikipedia.org - 41 -
- Εικόνα 7: Καμπύλη λυγισμού Euler και μορφές αστοχίας - Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη - 44 -
- Εικόνα 8: Τυπική δύσκαμπτη στρεπτική εξασφάλιση – Πηγή: ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005- 58 -
- Εικόνα 9: Τυπική πλευρική και στρεπτική εξασφάλιση του θλιβόμενου πέλματος με πλάκα σκυροδέματος – Πηγή: ΕΛΟΤ EN 1993-1-1:2005 - 58 -
- Εικόνα 10: Εργοταξιακή κοχλιωτή σύνδεση – Προσωπικό Φωτογραφικό Αρχείο - 60 -
- Εικόνα 11: Κατάταξη κόμβων ως προς τη δυσκαμψία – (α) άκαμπτος, (β) αρθρωτός, (γ) ημιάκαμπτος – Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη- 61 -
-
- Εικόνα 12: Τυπικός κοχλίας – Πηγή: <http://www.cam.tuc.gr/> - 62 -
- Εικόνα 13: Σύνθλιψη Άντυγας Οπής – Πηγή: Σημειώσεις «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II» Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου - Διάλεξη III..... - 64 -
- Εικόνα 14: Σχεδιάγραμμα Διατεμνόμενων κοχλιών – (αρ.) με ένα επίπεδο διάτμησης, (δεξ.) με δυο επίπεδα διάτμησης - Πηγή: Σημειώσεις «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II» Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου - Διάλεξη III..... - 65 -
- Εικόνα 15: Αστοχία κοχλία σε εφελκυσμό - Πηγή: Σημειώσεις «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II» Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου - Διάλεξη III..... - 67 -
- Εικόνα 16: Διάτρηση Ελάσματος - Πηγή: Σημειώσεις «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II» Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου - Διάλεξη III..... - 67 -
- Εικόνα 17: Περιοχές εμφάνισης καθολικής διατμητικής απόσχισης και οι σχετικοί συμβολισμοί - Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη- 78 -
-
- Εικόνα 18: Γωνιακά συνδεόμενα με το ένα σκέλος – (α) 1 κοχλίας, (β) 2 κοχλίες, (γ) 3 κοχλίες - Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη..... - 79 -
- Εικόνα 19: Καμπτική ροπή σε πείρο – Πηγή: Σημειώσεις «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ II» Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου - Διάλεξη III..... - 83 -
- Εικόνα 20: Προστατευόμενη συγκόλληση μεταλλικού τόξου – Πηγή: <http://mixano-logiki.gr/> - 84 -
- Εικόνα 21: Διαδικασία συγκόλλησης – Πηγή: <http://mixano-logiki.gr/> - 84 -
- Εικόνα 22: Πάχος εξωραφών – Πηγή: Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8 : 2005 - 85 -
- Εικόνα 23: Εξωραφές σε συνδέσεις με υπερκάλυψη – Πηγή: Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8 : 2005 - 86 -
- Σχήμα 4.1: Διακοπτόμενες εξωραφές – Πηγή: Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8 : 2005...- 86 -
- Σχήμα 4.5: Τάσεις στη διατομή εξωραφής – Πηγή: Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8 : 2005 - 87 -

Εικόνα 24: Εσωραφή μερικής διείσδυσης - Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη - 90 -

Σχήμα 4.6: Ισοδύναμη πλήρης διείσδυση συγκολλήσεων κόμβου T – Πηγή Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005..... - 91 -

Εικόνα 25: Μη επιτρεπτή μεταφορά δυνάμεων και ροπών από μονόπλευρες εξωραφές και εσωραφές μερικής διείσδυσης - Πηγή: Κατασκευές από Χάλυβα – Χ.Κ. Μπανιωτόπουλος – Εκδ. Ζήτη - 91 -

Εικόνα 26: Ενεργό πάχος ψευδοεσωραφής σε συμπαγή ράβδο – Πηγή: Ευρωκώδικας 3 ΕΛΟΤ EN 1993-1-8:2005..... - 92 -