

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΑΤΡΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΤΡΙΤΗ ΕΚΔΟΣΗ

ΓΕΩΡΓΙΟΣ Α. ΠΑΠΑΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός

ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ Ε. ΜΠΕΣΚΟΣ

Ομότιμος Καθηγητής Πανεπιστημίου Πατρών

ΠΑΤΡΑ 2018

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<i>Στοιχεία ευστάθειας μεταλλικών πλαισίων</i>	<i>Σελ. 3</i>
<i>Διατομές κατηγορίας 4</i>	<i>Σελ. 15</i>
<i>Σχεδιασμός συγκολλήσεων και κοχλιώσεων</i>	<i>Σελ. 27</i>
<i>Κόμβοι</i>	<i>Σελ. 65</i>
<i>Εδράσεις</i>	<i>Σελ. 111</i>

Το παρόν σύγγραμμα αποτελεί συμπληρωματικό βοήθημα για τις παραδόσεις του μαθήματος Μεταλλικών Κατασκευών του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πατρών.

Απαγορεύεται η αναπαραγωγή οποιουδήποτε τμήματος του παρόντος συγγράμματος με οποιοδήποτε μέσο (φωτοτυπία, εκτύπωση ή άλλη μηχανική ή ηλεκτρονική μέθοδο) χωρίς την άδεια των συγγραφέων.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΦΟΡΕΑ

Όταν $\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$ η ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης είναι επαρκής. Ορίζεται ο συντελεστής

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \quad \text{όπου}$$

H_{Ed} : οριζόντια αντίδραση στη βάση ορόφου λόγω συνολικών οριζόντιων φορτίων

V_{Ed} : συνολικό κατακόρυφο φορτίο στη βάση ορόφου

$\delta_{H,Ed}$: σχετική ως προς τη βάση μετακίνηση ορόφου από οριζόντια φορτία

h : ύψος ορόφου

Ο συντελεστής α_{cr} ισχύει για επίπεδα πλαίσια και για μονώροφα πλαίσια με κεκλιμένα ζυγώματα με την προϋπόθεση μικρής κλίσης στέγης ($<26^\circ$), για λυγισμό εντός επιπέδου και θεωρώντας τις δοκούς αμφιαρθρωτές ($\bar{\lambda} < 0,3\sqrt{A f_y / N_{Ed}}$).

Όταν $\alpha_{cr} \geq 3$, οι επιρροές 2^{ης} τάξης λόγω μετάθεσης που οφείλονται σε κατακόρυφα φορτία μπορούν να υπολογίζονται προσεγγιστικά αυξάνοντας τα οριζόντια φορτία με το συντελεστή $1 / \left(1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}\right)$. Όταν $\alpha_{cr} < 3$ εκτελείται υποχρεωτικά ανάλυση 2^{ης} τάξης.

Σε πολυώροφα πλαίσια ακολουθούνται τα παραπάνω με τους εξής περιορισμούς: α) η κατανομή των οριζοντίων και των κατακόρυφων φορτίων ανά όροφο να είναι παρόμοια και β) η κατανομή της δυσκαμψίας του πλαισίου σε σχέση με τις εφαρμοζόμενες σε κάθε όροφο διατμητικές δυνάμεις να είναι παρόμοια. Επιλέγεται η ελάχιστη τιμή του α_{cr} .

ΑΤΕΛΕΙΕΣ

Οφείλονται σε έλλειψη κατακορυφότητας και/ή ευθυγραμμίας μέλους, ύπαρξη δευτερευουσών εκκεντροτήτων. Διακρίνονται σε καθολικές και τοπικές.

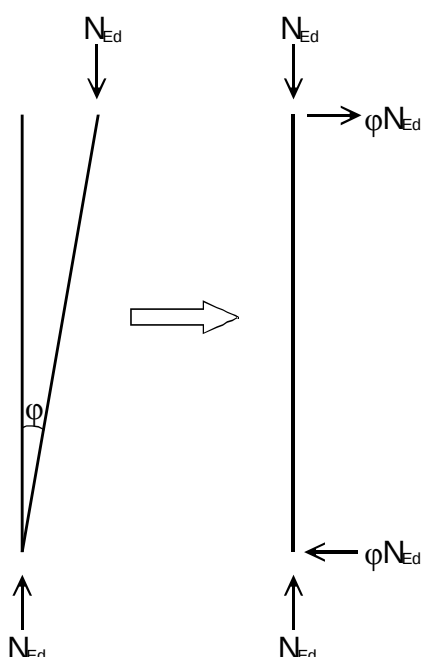
Καθολικές αρχικές ατέλειες (πλαίσια και συστήματα δυσκαμψίας)

Ορίζεται η ισοδύναμη ατέλεια πλευρικής μετατόπισης $\varphi = \varphi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$

όπου $\phi_0 = 1/200$, $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$ με $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$ και $\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$ όπου h είναι το ύψος

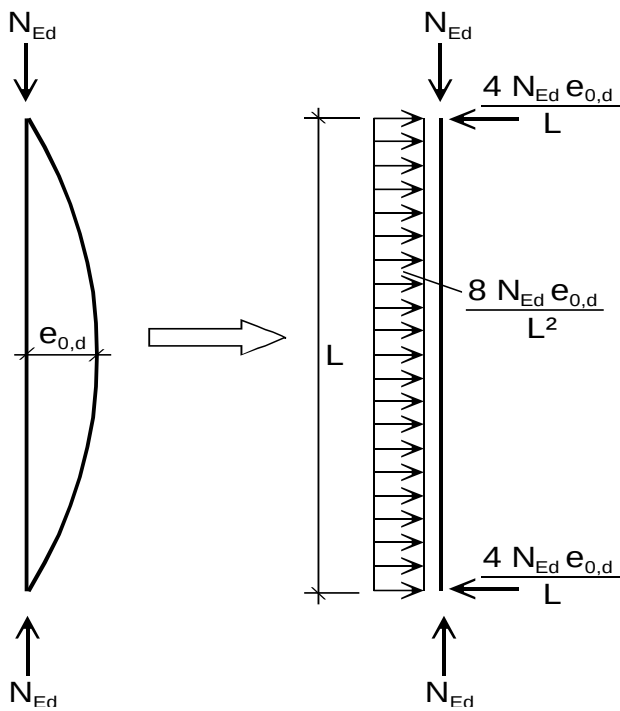
της κατασκευής και m είναι ο αριθμός των στύλων σε έναν όροφο που φέρουν κατακόρυφο φορτίο N_{Ed} όχι μικρότερο του 50% της μέσης τιμής του φορτίου των στύλων στο υπό θεώρηση επίπεδο. Οι καθολικές ατέλειες αγνοούνται όταν $H_{Ed} \geq 0.15 V_{Ed}$.

Γενικά, οι καθολικές ατέλειες αντικαθίστανται με ισοδύναμες οριζόντιες δυνάμεις όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα. Οι ισοδύναμες οριζόντιες δυνάμεις μπορούν να δρουν σε οποιαδήποτε οριζόντια διεύθυνση, αλλά θα εφαρμόζονται σε μια μόνο διεύθυνση κάθε φορά.



Τοπικές ατέλειες μελών για καμπτικό λυγισμό (είναι ενσωματωμένες στις καμπύλες λυγισμού)

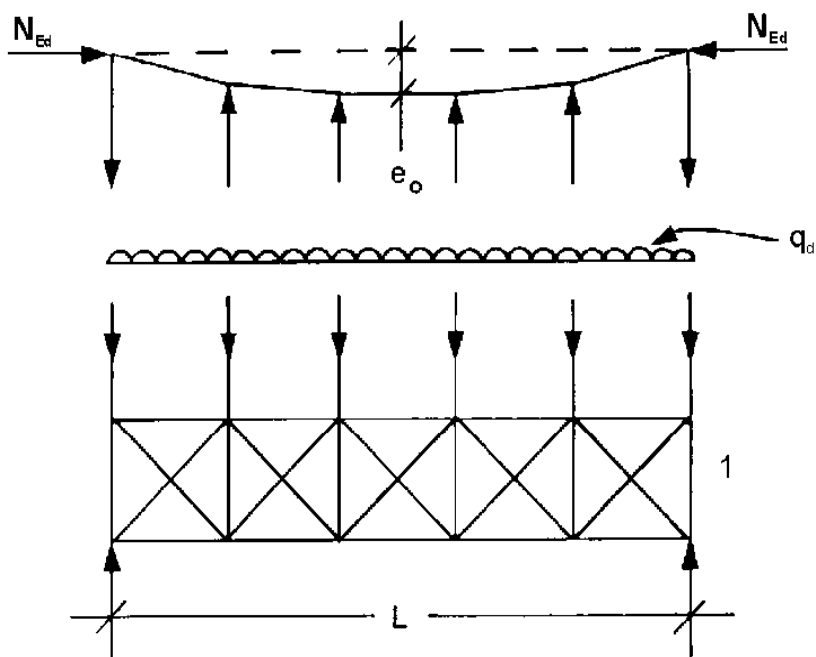
Καμπύλη λυγισμού	Ελαστική ανάλυση
	e_0 / L
a_0	$1 / 350$
a	$1 / 300$
b	$1 / 250$
c	$1 / 200$
d	$1 / 150$



Ατέλειες συστημάτων δυσκαμψίας

Ατέλεια αρχικής καμπύλωσης : $e_0 = \alpha_m \cdot L / 500$, $\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$, όπου m ο αριθμός των φορέων που αντιστηρίζονται.

Ισοδύναμη σταθεροποιητική δύναμη : $q_d = \sum N_{Ed} 8 \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}$, όπου η μετακίνηση δ_q υπολογίζεται με ανάλυση 1^{ης} τάξης από τα φορτία q_d συν τα εξωτερικά.



ΜΕΤΑΘΕΤΑ ΚΑΙ ΑΜΕΤΑΘΕΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

Ένα πλαίσιο είναι αμετάθετο όταν $\frac{\delta}{h} \cdot \frac{V_{Ed}}{H_{Ed}} \leq 0.1$, όπου

H_{Ed} : οριζόντια αντίδραση στη βάση ορόφου λόγω συνολικών οριζόντιων και κατακόρυφων φορτίων

V_{Ed} : συνολικό κατακόρυφο φορτίο στη βάση ορόφου

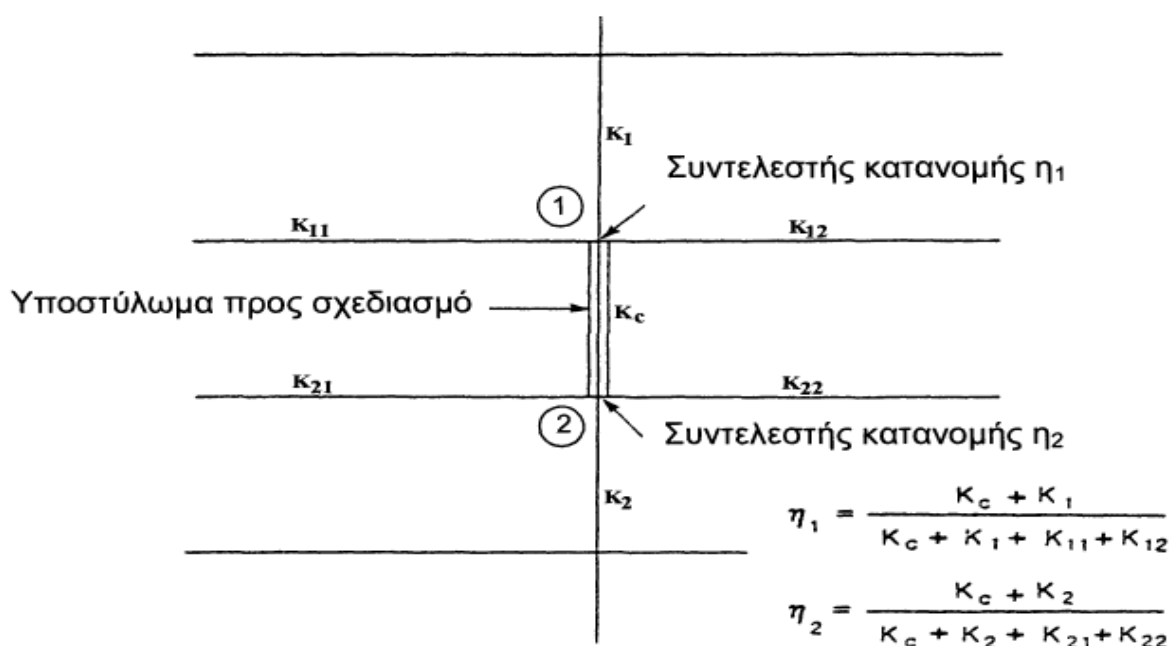
δ : σχετική ως προς τη βάση μετακίνηση ορόφου από οριζόντια και κατακόρυφα φορτία

h : ύψος ορόφου

Η ανωτέρω απαίτηση μη-μεταθετότητας ισχύει και για όροφο πλαισίου υπό την προϋπόθεση κάθε στύλος του ορόφου να συνδέεται με δοκό στη στάθμη των οροφών.

ΜΕΘΟΔΟΣ $n_1 - n_2$

Η μέθοδος $n_1 - n_2$ είναι μια προσεγγιστική μέθοδος εύρεσης του μήκους λυγισμού στύλου εντεταγμένου σε επίπεδο ορθογωνικό πλαίσιο. Η μέθοδος δεν υπάρχει στην τελική έκδοση του EC3, παρατίθεται όμως στο παρόν σύγγραμμα για λόγους διδακτικούς. Βασική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι στο υπό μελέτη τμήμα της κατασκευής, οι στύλοι φθάνουν ταυτόχρονα το φορτίο λυγισμού. Η μέθοδος χρησιμοποιεί τους συντελεστές κατανομή n_1, n_2 , όπως ορίζονται στο ακόλουθο σχήμα.



Οι ποσότητες (δυσκαμψίες) των σχέσεων που παρέχουν τους συντελεστές κατανομής n_1, n_2 έχουν ως εξής:

Για δοκούς : $K = \frac{I}{L} \cdot (1 - 0.4 \cdot N / N_E)$ για πάκτωση στο πέρα άκρο, $K = 0.75 \cdot \frac{I}{L} \cdot (1 - N / N_E)$

για άρθρωση στο πέρα άκρο, $K = 1.5 \cdot \frac{I}{L} \cdot (1 - 0.2 \cdot N / N_E)$ για διπλή καμπυλότητα,

$K = 0.5 \cdot \frac{I}{L} \cdot (1 - N / N_E)$ για μονή καμπυλότητα, όπου $N_E = \pi^2 \cdot E \cdot I / L^2$.

Για στύλους : $K = \frac{I}{L}$

Με βάση τις τιμές των συντελεστών κατανομής n_1, n_2 βρίσκεται το μήκος λυγισμού του υπό εξέταση στύλου με χρήση των ακόλουθων δυο νομογραφημάτων για τις περιπτώσεις μεταθετού και αμετάθετου πλαισίου. Και για τις δυο περιπτώσεις πλαισίων, παρέχονται αντίστοιχες εμπειρικές σχέσεις εύρεσης του μήκους λυγισμού.

Πλευρικά αμετάθετα πλαίσια : $L_{cr} / L = 0.5 + 0.14 \cdot (n_1 + n_2) + 0.055 \cdot (n_1 + n_2)^2$

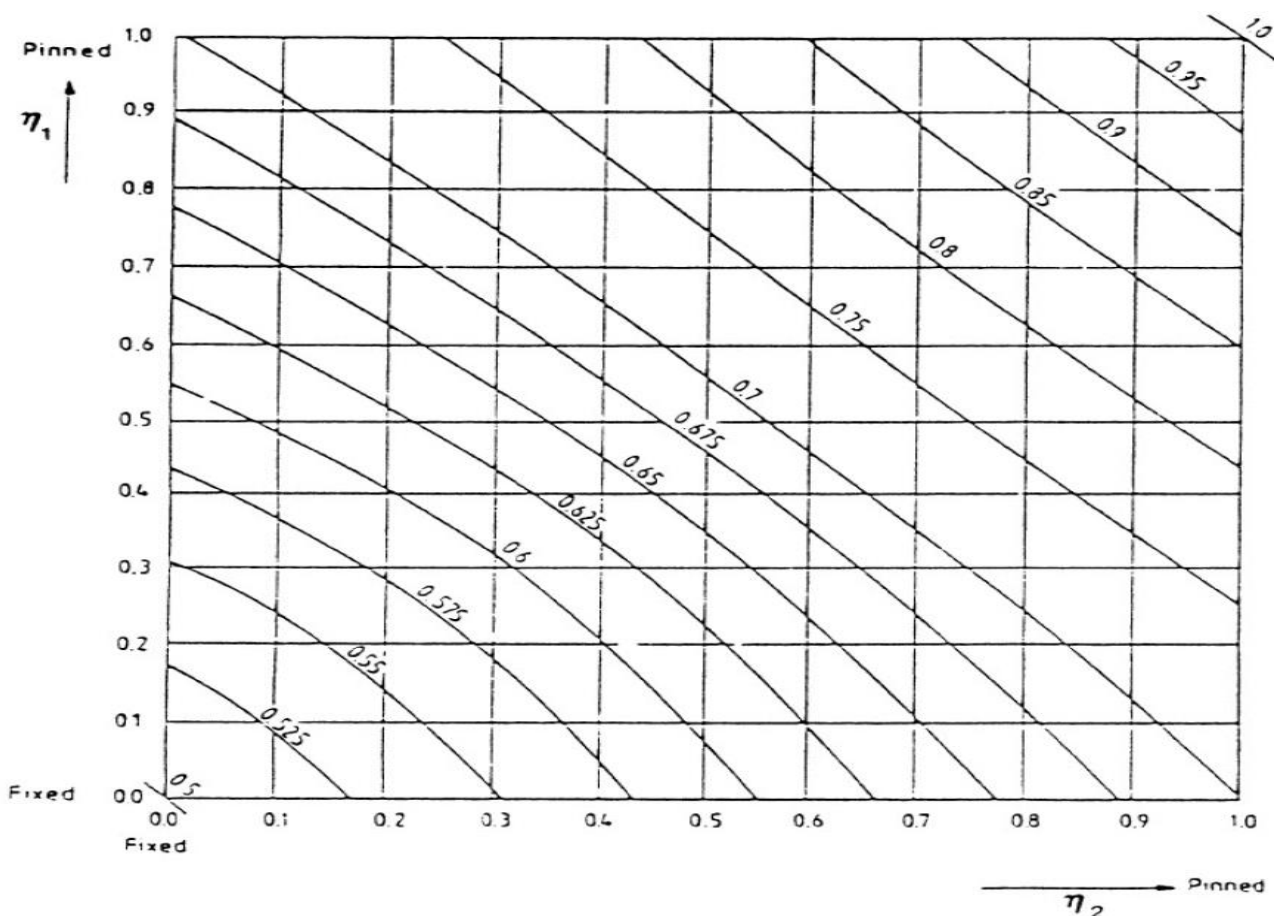


Figure E.2.1 — Buckling length ratio l/L for a column in a non-sway mode

Πλευρικά μεταθετά πλαίσια : $L_{cr} / L = \left[\frac{1 - 0.2 \cdot (n_1 + n_2) - 0.12 n_1 \cdot n_2}{1 - 0.8 \cdot (n_1 + n_2) + 0.6 n_1 \cdot n_2} \right]^{0.5}$

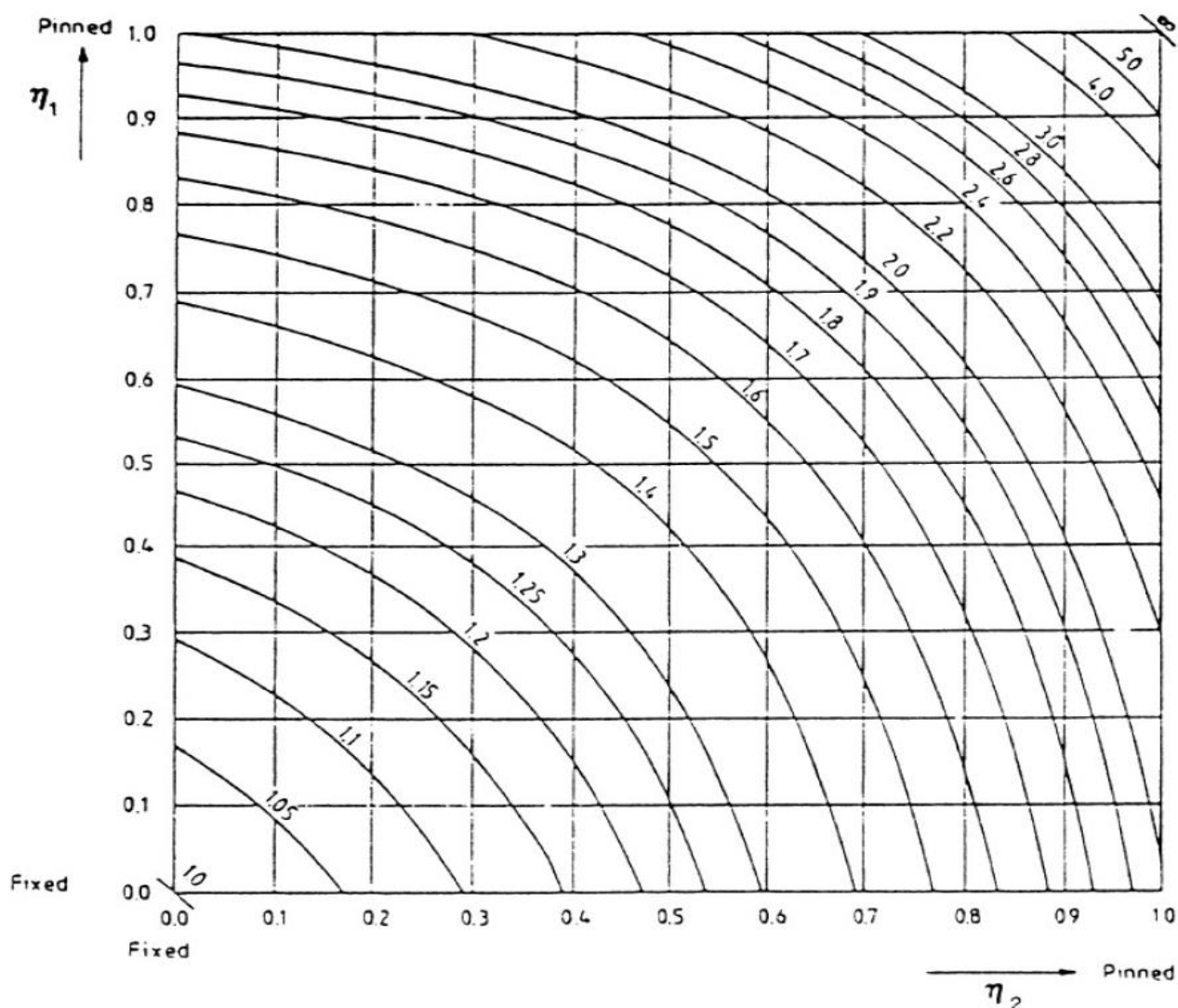


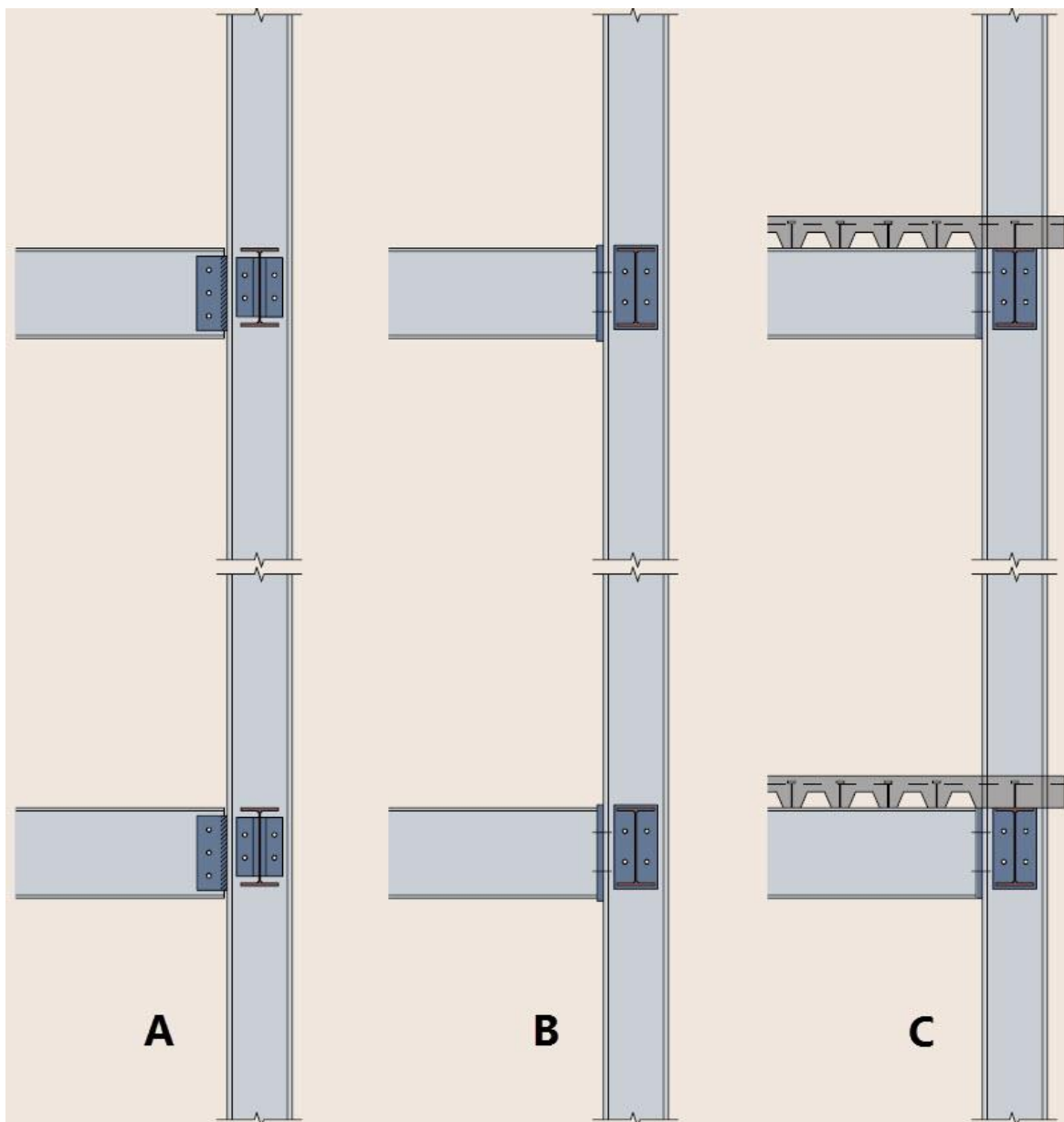
Figure E.2.2 — Buckling length ratio ℓ/L for a column in a sway mode

Γενικά οι επιδράσεις 2^{ης} τάξης και οι ατέλειες σε πλαισιωτές κατασκευές μπορούν να λαμβάνονται : α) εξ' ολοκλήρου κατά την ανάλυση οπότε δεν χρειάζονται έλεγχοι λυγισμού στα στοιχεία, β) μερικώς κατά την ανάλυση και μερικώς μέσω των ελέγχων καθολικής αστάθειας (ανάλυση 1^{ης} τάξης με α_{cr} και μήκος αμετάθετου πλαισίου), γ) με ισοδύναμο μήκος λυγισμού λαμβάνοντας υπόψη δυσκαμψία μελών και κόμβων (ανάλυση 1^{ης} τάξης χωρίς α_{cr} και μήκος μεταθετού πλαισίου).

Η μεταθετότητα μπορεί να περιοριστεί με α) επαρκή πλευρική δυσκαμψία μέσω δικτυώσεων, δυσκαμψία συνδέσεων από τα ίδια τα πλαίσια, β) συστήματα δυσκαμψίας που συνίστανται σε δικτυωτά πλαίσια, συνδέσεις που αναλαμβάνουν ροπή, διατμητικά

τοιχώματα ή πυρήνες. Αν ενσωματωθούν τα συστήματα δυσκαμψίας, τα πλαίσια κατατάσσονται σε πλευρικά δύσκαμπτα και πλευρικά μη-δύσκαμπτα. Στα πλευρικά δύσκαμπτα όλες οι οριζόντιες δυνάμεις αναλαμβάνονται από το σύστημα δυσκαμψίας. Ένα σύστημα δυσκαμψίας αναλαμβάνει τα οριζόντια φορτία των πλαισίων που αντιστηρίζει, τις γεωμετρικές ατέλειες των πλαισίων αυτών, τα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία του φαντώματος στο οποίο βρίσκεται και τις ατέλειες του.

Για στύλο σε αμετάθετο πλαίσιο, λαμβάνεται κατά κανόνα μήκος λυγισμού ίσο με το μήκος του στύλου $L_{cr} = L$. Μικρότερες τιμές του μήκους λυγισμού μπορούν να χρησιμοποιηθούν ανάλογα τη στροφική δέσμευση των άκρων του στύλου. Η δέσμευση αυτή εξαρτάται από τις συνδέσεις.



A: Ημιάκαμπτες και ονομαστικά αρθρωτές συνδέσεις. Μήκος λυγισμού εσωτερικού ή εξωτερικού στύλου $L_{cr} = L$.

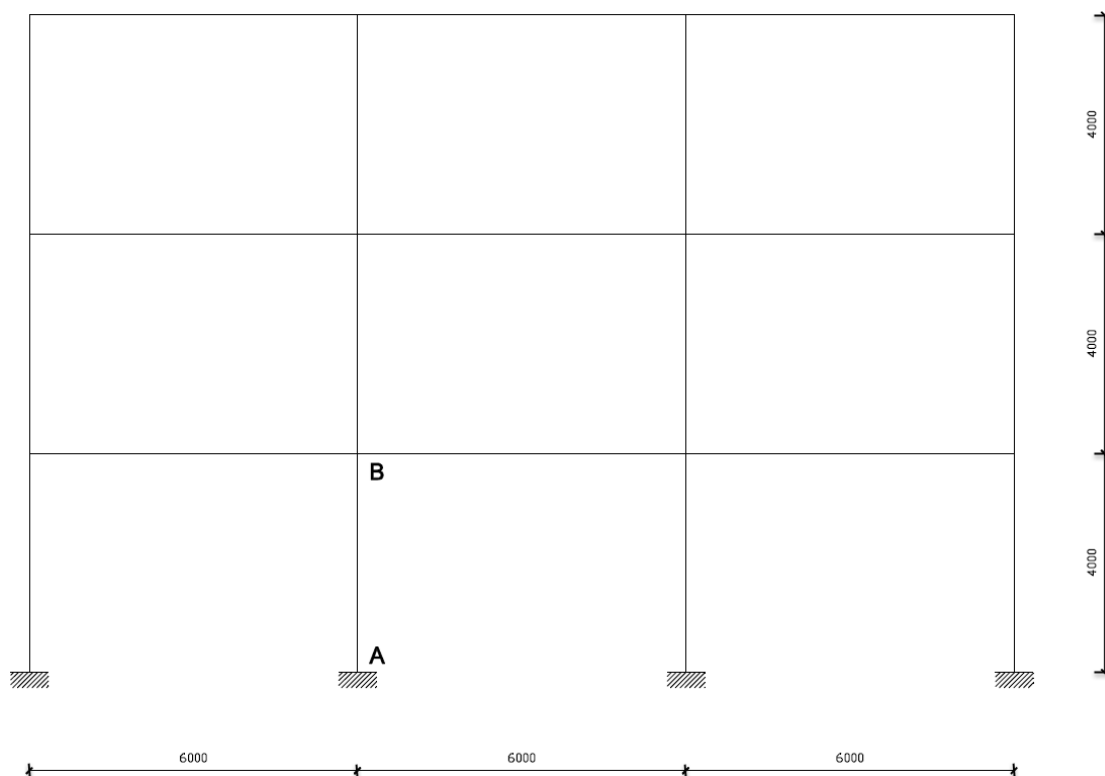
B: Άκαμπτες συνδέσεις. Μήκος λυγισμού εσωτερικού ή εξωτερικού στύλου $L_{cr} = 0.85 \cdot L$.

C: Άκαμπτες συνδέσεις και σύμικτη πλάκα. Μήκος λυγισμού εσωτερικού στύλου $L_{cr} = 0.7 \cdot L$ και εξωτερικού στύλου $L_{cr} = 0.85 \cdot L$.

Τα ανωτέρω μήκη μπορούν να εφαρμοστούν στην περίπτωση παρόμοιας δυσκαμψίας δοκού και στύλου και με την προϋπόθεση σύνδεσης δυο ή τριών δοκών στο άκρο εξωτερικού στύλου. Εφαρμόζονται και για λυγισμό περί ασθενή άξονα.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 1 – Αμετάθετο πλαίσιο και έλεγχος υποστυλώματος

Δίνεται το πλαίσιο τριών ορόφων και τριών ανοιγμάτων του ακόλουθου σχήματος στο οποίο οι διατομές όλων των υποστυλωμάτων και όλων των δοκών είναι HEB360 και IPE450, αντίστοιχα. Τα φορτία των δοκών 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου είναι 50 kN/m ενώ του 3^{ου} ορόφου είναι 40 kN/m. Το οριζόντιο φορτίο ανέμου είναι 12 kN/m. Υλικό S275.



Ζητούνται α) ο υπολογισμός των φορτίων από ατέλειες του πλαισίου, β) ο υπολογισμός των συνολικών οριζόντιων επικόμβιων φορτίων (ατέλειες και άνεμος) του πλαισίου.

$$\alpha) h = 3 \cdot h_1 = 12\text{m} \quad ; \quad \alpha_h = 2 / \sqrt{h} = 0.577 \quad ; \quad 0.577 = \alpha_h < 2 / 3$$

Επειδή το πλαίσιο είναι συμμετρικό περί κατακόρυφο άξονα, τα ακραία υποστυλώματα αναλαμβάνουν το μισό του φορτίου των ενδιάμεσων. Συνεπώς, όλα τα υποστυλώματα του πλαισίου φέρουν κατακόρυφο αξονικό φορτίο που δεν είναι μικρότερο από το 50% της μέσης τιμής του κατακόρυφου φορτίου ανά υποστυλώμα. Άρα $m=4$.

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} = 0.791 \quad ; \quad \varphi_0 = 1 / 200 = 0.005 \quad ; \quad \varphi = \alpha_h \cdot \alpha_m \cdot \varphi_0 = 0.00264$$

Κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου : $50 \cdot 3 \cdot 6 = 900\text{kN}$

Κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού δώματος : $40 \cdot 3 \cdot 6 = 720\text{kN}$

Οριζόντιες δυνάμεις από ατέλειες για 1^ο και 2^ο όροφο : $0.00264 \cdot 900 = 2.38\text{kN}$

Οριζόντιες δυνάμεις από ατέλειες για δώμα : $0.00264 \cdot 720 = 1.90\text{kN}$

β) Τα οριζόντια φορτία που ασκούνται στο πλαίσιο είναι το άθροισμα των φορτίων της ανεμοπίεσης και των δυνάμεων από τις ατέλειες. Η ανεμοπίεση κατανέμεται στους κόμβους του πλαισίου θεωρώντας ζώνη επιρροής που καταλαμβάνει μισό ύψος του πάνω ορόφου και μισό του κάτω.

Κόμβοι 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου : $h = 8 / 2 = 4\text{m}$; $H = 4 \cdot 12 + 2.38 = 50.38\text{kN}$

Κόμβοι δώματος : $h = 4 / 2 = 2\text{m}$; $H = 2 \cdot 12 + 1.90 = 25.90\text{kN}$

Για τις ανωτέρω φορτίσεις έγινε ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης και βρέθηκαν οι ακόλουθες μετατοπίσεις στις κορυφές των ορόφων σε σχέση με τη βάση του πλαισίου: $u_1=3.8\text{mm}$, $u_2=7.9\text{mm}$ και $u_3=9.8\text{mm}$. Ζητείται γ) να υπολογιστούν οι συντελεστές πλευρικής μεταθετότητας του πλαισίου α_{cr} .

$$\delta_1 = u_1 = 3.8\text{mm} \quad ; \quad \delta_2 = u_2 - u_1 = 4.1\text{mm} \quad ; \quad \delta_3 = u_3 - u_2 = 1.9\text{mm}$$

Συνολικά κατακόρυφα φορτία στη βάση κάθε ορόφου :

$$V_1 = 900 + 900 + 720 = 2520\text{kN} \quad ; \quad V_2 = 900 + 720 = 1620\text{kN} \quad ; \quad V_3 = 720\text{kN}$$

Συνολικά οριζόντια φορτία στη βάση κάθε ορόφου :

$$H_1 = 50.38 + 50.38 + 25.90 = 126.66\text{kN} \quad ; \quad V_2 = 50.38 + 25.90 = 76.28\text{kN} \quad ; \quad V_3 = 25.90\text{kN}$$

$$\alpha_{cr,1} = \frac{H_1 \cdot h_1}{V_1 \cdot \delta_1} = \frac{126.66 \cdot 4000}{2520 \cdot 3.8} = 52.90 > 10 \quad ; \quad \alpha_{cr,2} = \frac{H_2 \cdot h_2}{V_2 \cdot \delta_2} = \frac{76.28 \cdot 4000}{1620 \cdot 4.1} = 45.94 > 10 \quad ;$$

$$\alpha_{cr,3} = \frac{H_3 \cdot h_3}{V_3 \cdot \delta_3} = \frac{25.90 \cdot 4000}{720 \cdot 1.9} = 75.73 > 10 . \text{ Συνεπώς ισχύει ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης}$$

Εκτελέστηκε ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης και βρέθηκε ότι η αξονική δύναμη σχεδιασμού του υποστυλώματος AB είναι $N_{Ed} = 858\text{ kN}$, η τέμνουσα $V_{Ed} = 36.16\text{ kN}$ και η ροπή στη βάση του ίση με $M_{Ed} = 87.2\text{ kNm}$. Θεωρώντας i) ότι οι δοκοί είναι πακτωμένες στο απέναντι άκρο και ii) ότι οι δοκοί μεταφέρουν μηδενικά αξονικά φορτία και συνεπώς δεν λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό των συντελεστών ενεργούς δυσκαμψίας, ζητείται ο έλεγχος του υποστυλώματος AB θεωρώντας ότι αντιστηρίζεται πλευρικά μόνον στα άκρα του AB. ΣΗΜΕΙΩΣΗ: ο κορμός του υποστυλώματος είναι εντός του επιπέδου του πλαισίου, ενώ το υποστύλωμα για κάμψη εκτός επιπέδου του πλαισίου θεωρείται αμφιαρθρωτό.

Έλεγχος διατομής (υπερτερεί η θλίψη, κάμψη περί ισχυρό άξονα της διατομής)

Πέλμα : $116.75 / 22.5 = 5.19 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0.92 = 8.32$ κατηγορία 1

Κορμός : $261 / 12.5 = 20.88 < 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0.92 = 30.36$ κατηγορία 1

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 180.6 \cdot 27.5 / 1 = 4967 \text{ kN} > 858 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 60.60 \cdot 27.5 / (\sqrt{3} \cdot 1) = 962.2 \text{ kN} > 36.16 \text{ kN}$$

$36.16 = V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 481.1 \text{ kN}$ άρα η διάτμηση δεν επηρεάζει την καμπτική αντοχή

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 2683 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 737.8 \text{ kNm} > 87.2 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,w,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 31.5 \cdot 1.25 \cdot 27.5 / 1 = 1082.8 \text{ kN}$$

$858 = N_{Ed} > \min(0.5 \cdot N_{pl,w,Rd}, 0.25 \cdot N_{pl,Rd}) = 541.4 \text{ kN}$ άρα η μειωμένη καμπτική αντοχή είναι :

$$M_{N,pl,Rd} = \frac{M_{pl,Rd} \cdot (1 - n)}{1 - 0.5 \cdot a} = 698.12 \text{ kNm} > 87.2 \text{ kNm} \quad \text{με} \quad 698.12 \text{ kNm} = M_{N,pl,Rd} < M_{pl,Rd} = 737.8 \text{ kNm},$$

όπου $n = N_{Ed} / N_{c,Rd} = 858 / 4967 \text{ kN} = 0.173$ και $a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = 0.252$

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Συντελεστής δυσκαμψίας υποστυλώματος : $K_c = I_c / L_c = 43190 / 400 = 107.98 \text{ cm}^3$

Συντελεστής δυσκαμψίας δοκών που είναι πακτωμένες στο απέναντι άκρο :

$$K_{11} = K_{12} = 1.0 \cdot I_b / L_b = 1 \cdot 33740 / 600 = 56.23 \text{ cm}^3$$

Συντελεστές κατανομής : $n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0.657$ και $n_2 = 0$

Συντελεστής λυγισμού χωρίς οριζόντια μετάθεση :

$$\beta = 0.5 + 0.14 \cdot (n_1 + n_2) + 0.055 \cdot (n_1 + n_2)^2 = 0.615 \quad \text{άρα} \quad L_{cr,y} = \beta \cdot L_y = 0.615 \cdot 400 = 246 \text{ cm}$$

$$N_{cr,y} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / L_{cr,y}^2 = 3.14^2 \cdot 21000 \cdot 43190 / 246^2 = 147771.8 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_y = [\beta_A \cdot A \cdot f_y / N_{cr,y}]^{0.5} = [1 \cdot 180.6 \cdot 27.5 / 147771.8]^{0.5} = 0.183$$

$h / b = 360 / 300 = 1.2$ και $t_f = 22.5 < 100$ οπότε καμπύλη λυγισμού η b και $\alpha = 0.34$

Επειδή $\bar{\lambda}_y = 0.183 < 0.2$ είναι $\chi_y = 1$

$$L_{cr,z} = \beta \cdot L_z = 1 \cdot 400 = 400 \text{ cm}$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 \cdot E \cdot I_z / L_{cr,z}^2 = 3.14^2 \cdot 21000 \cdot 10140 / 400^2 = 13121.9 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_z = [\beta_A \cdot A \cdot f_y / N_{cr,z}]^{0.5} = [1 \cdot 180.6 \cdot 27.5 / 13121.9]^{0.5} = 0.615$$

$h/b = 360/300 = 1.2$ και $t_f = 22.5 < 100$ οπότε καμπύλη λυγισμού η c και $\alpha = 0.49$

$$\Phi_z = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.791 ; \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + [\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = 0.776$$

$$N_{b,z,Rd} = \chi_z \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_1} = 0.776 \cdot 1 \cdot 180.6 \cdot 27.5 / 1 = 3854.6 \text{ kN} > N_{Ed} = 858 \text{ kN}$$

Έλεγχος πλευρικού λυγισμού

$$k = 1 ; k_w = 1 ; \beta_w = 1 ; M_{A,Ed} = 87.2 \text{ kNm} ; M_{B,Ed} = -57.42 \text{ kNm}$$

$$\psi = -57.42 / 87.2 = 0.658 ; C_1 = 2.844 ; I_w = 2883 \cdot 10^3 \text{ cm}^6 ; I_t = 292.5 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0.5} = 804627.67 \text{ kNcm} = 8046.27 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = [\beta_w \cdot W_{pl} \cdot f_y / M_{cr}]^{0.5} = [1 \cdot 2683 \cdot 27.5 / 804627.67]^{0.5} = 0.303 < 0.4 \text{ άρα } \chi_{LT} = 1$$

Συνδυαστικός έλεγχος (θεωρείται στοιχείο χωρίς στρεπτικές παραμορφώσεις)

$$C_{my} = 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.337 < 0.4 \text{ άρα } C_{my} = 0.4$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M_1}} \right) = 0.4 \cdot \left(1 + (0.183 - 0.2) \cdot \frac{858}{1 \cdot 27.5 \cdot 180.76 / 1} \right) = 0.399$$

$$0.399 = k_{yy} \leq C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M_1}} \right) = 0.4 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{858}{1 \cdot 27.5 \cdot 180.76 / 1} \right) = 0.455$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy} = 0.239$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M_1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} = \frac{858}{1 \cdot 27.5 \cdot 180.76 / 1} + 0.399 \cdot \frac{87.20}{1 \cdot 2683 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1} =$$

$$= 0.172 + 0.047 = 0.22 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M_1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M_1}}} = \frac{858}{0.776 \cdot 27.5 \cdot 180.76 / 1} + 0.239 \cdot \frac{87.20}{1 \cdot 2683 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1} =$$

$$= 0.222 + 0.028 = 0.25 < 1$$

ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑΣ 4

Μια διατομή κατηγορίας 4 εμφανίζει τοπικό λυγισμό υπό τάση μικρότερη της τάσης διαρροής του υλικού. Στα πλαίσια του EC3, μια διατομή κλάσης 4 αντιμετωπίζεται είτε με τη μέθοδο της ενεργού διατομής (ενεργού πλάτους) είτε με τη μέθοδο της μειωμένης τάσης. Κατά την μέθοδο της ενεργού διατομής, η οποία και παρατίθεται ακολούθως, τμήματα της διατομής θεωρούνται μη ενεργά, δηλαδή δεν αναλαμβάνουν τάσεις και άρα δεν συνεισφέρουν στην αντοχή της διατομής. Κατά τη μέθοδο της μειωμένης τάσης (βλέπε EC3 - Μέρος 1-5,) η διατομή θεωρείται σαν να ήταν κατηγορίας 3 αλλά οι τάσεις επί της διατομής δεν υπερβαίνουν προκαθορισμένα όρια.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η έννοια του ενεργού πλάτους απαντάται και κατά το φαινόμενο της υστέρησης διάτμησης. Το φαινόμενο αυτό χαρακτηρίζει την έκταση διάδοσης των τάσεων επί του πέλματος και κατά συνέπεια το πλάτος του πέλματος στο οποίο η ανάπτυξη τάσεων επιτρέπει την ανάληψη φορτίων. Το τμήμα αυτό καλείται συνεργαζόμενο πλάτος. Το υπόλοιπο πλάτος δεν συμμετέχει στην ανάληψη φορτίων και άρα δεν συνεισφέρει στην αντοχή της διατομής. Υστέρηση διάτμησης συμβαίνει κυρίως σε μικρά ανοίγματα και πλατιά πέλματα. Στον EC3 - Μέρος 1-5 υπάρχει τρόπος υπολογισμού του ενεργού (συνεργαζόμενου) αυτού πλάτους. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η υστέρηση διάτμησης μπορεί να εμφανιστεί σε οποιαδήποτε κατηγορία διατομής.

Ενεργός διατομή – Επίπεδα θλιβόμενα στοιχεία χωρίς διαμήκεις νευρώσεις

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4 \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

(το $\bar{b}$ είναι ίδιο με το μήκος που χρησιμοποιείται στην κατηγοριοποίηση διατομής)

Εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

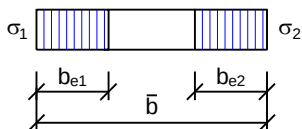
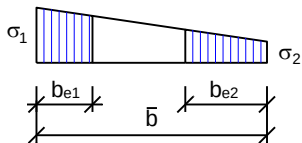
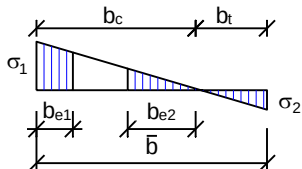
$$\rho = 1.0 \text{ για } \bar{\lambda}_p \leq 0.673 \text{ και } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 \text{ για } \bar{\lambda}_p > 0.673 \text{ με } (3 + \psi) \geq 0$$

Προεξέχοντα θλιβόμενα πέλματα

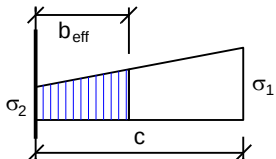
$$\rho = 1.0 \text{ για } \bar{\lambda}_p \leq 0.748 \text{ και } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 \text{ για } \bar{\lambda}_p > 0.748$$

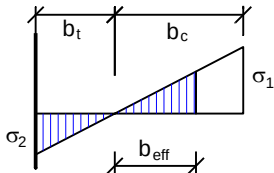
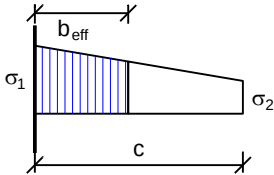
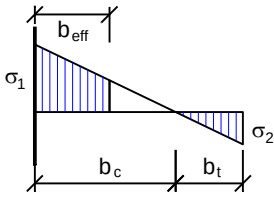
Για τα προεξέχοντα θλιβόμενα πέλματα διατομών I και κιβωτιοειδών διατομών, ο λόγος τάσεων ψ που χρησιμοποιείται πρέπει να βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής με πρόβλεψη υστέρησης διάτμησης στα πέλματα εάν συμβαίνει. Για θλιβόμενα εσωτερικά στοιχεία κορμού ο λόγος τάσεων ψ που χρησιμοποιείται πρέπει να λαμβάνεται χρησιμοποιώντας μια κατανομή τάσεων η οποία βασίζεται στην ενεργό επιφάνεια του θλιβόμενου πέλματος και στην πλήρη επιφάνεια του κορμού.

Εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

Κατανομή τάσεων (θλίψη θετική)				Ενεργό πλάτος b_{eff}		
				$\psi = 1$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$, $b_{e1} = 0.5 b_{eff}$, $b_{e2} = 0.5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$, $b_{e1} = b_{eff} (2/(5-\psi))$, $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1-\psi)$ $b_{e1} = 0.4 b_{eff}$, $b_{e2} = 0.6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
k_σ	4.0	$8.2 / (1.05 + \psi)$	7.81	$7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2$	23.9	$5.98 (1 - \psi)^2$

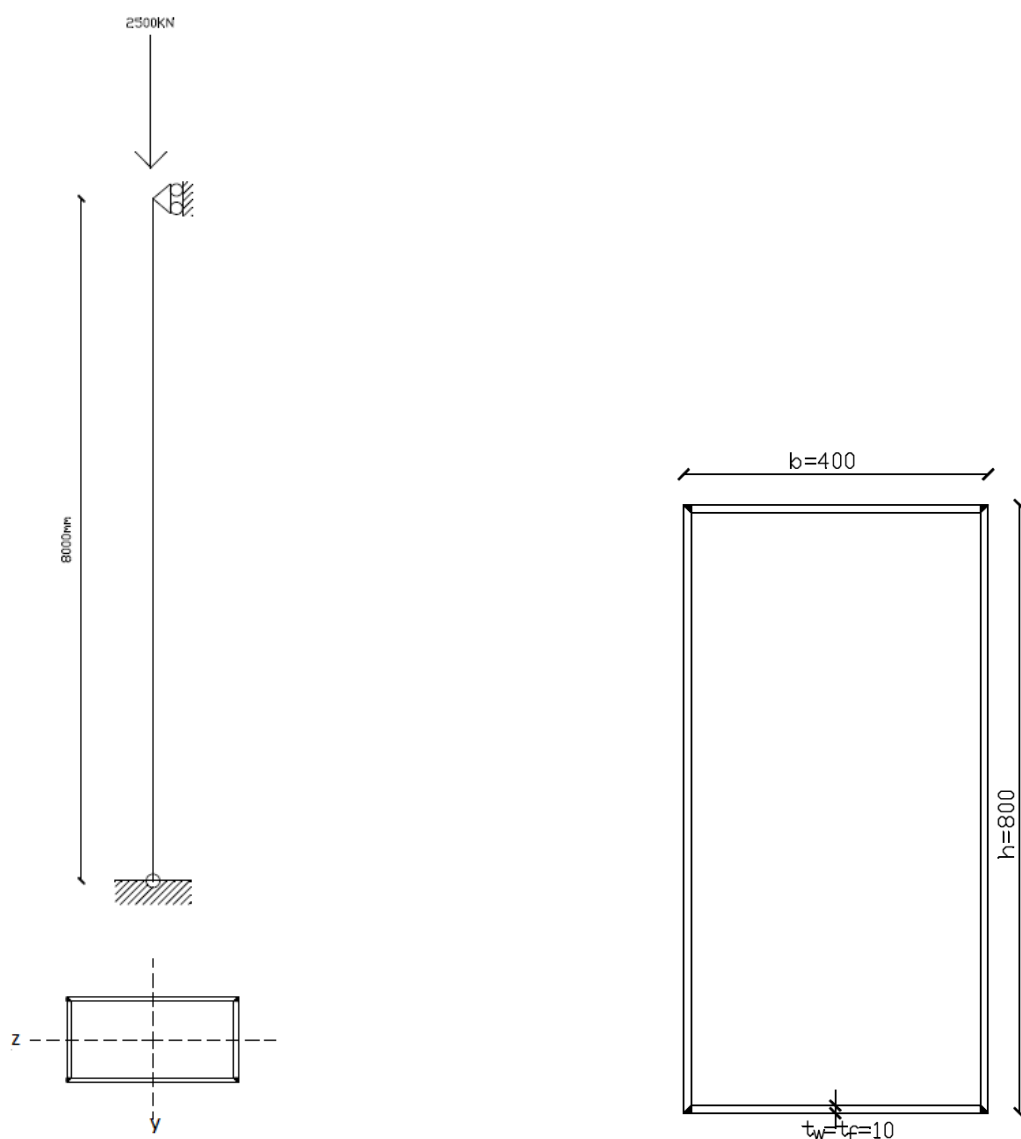
Προεξέχοντα θλιβόμενα πέλματα

Κατανομή τάσεων (θλίψη θετική) – σ_1 στο ελεύθερο άκρο του πέλματος	Ενεργό πλάτος b_{eff}
	$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho c$

		<u>$\psi < 0$:</u> $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Συντελεστής κύρτωσης k_σ	0.43	0.57	0.85	$0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2$	
Κατανομή τάσεων (θλίψη θετική) – σ_1 στο σημείο σύνδεσης με κορμό					
		<u>$1 > \psi \geq 0$:</u> $b_{\text{eff}} = \rho c$			
		<u>$\psi < 0$:</u> $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$		0	$0 > \psi > -1$
k_σ	0.43	$0.578 / (\psi + 0.34)$		1.70	$1.7 - 5\psi + 17.1\psi^2$
					23.8

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 2 – Έλεγχος υποστυλώματος διατομής κατηγορίας 4

Να ελεγχθεί το αμφιαρθρωτό υποστύλωμα συγκολλητής κιβωτιοειδούς διατομής του ακόλουθου σχήματος έναντι α) θλιπτικής αξονικής δύναμης $N_{Ed} = 2500\text{kN}$ και β) θλιπτικής αξονικής δύναμης $N_{Ed} = 2500\text{kN}$ και ροπής $M_{y,Ed} = 100\text{kNm}$ στο μέσο του ύψους (από ομοιόμορφο φορτίο). Θεωρούμε χάλυβα S275 και συγκολλήσεις πάχους 10mm. Επιπλέον υποθέτουμε ότι τα φορτία ασκούνται στο κέντρο βάρους του υποστυλώματος, στα άκρα του υποστυλώματος υπάρχουν πλευρικές αντιστηρίξεις που λειτουργούν ως αρθρώσεις τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου και ότι δεν υπάρχει υστέρηση διάτμησης.



α) Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής

$$h_w = h - 2 \cdot t_w = 800 - 2 \cdot 10 = 780\text{mm} ; b_f = b - 2 \cdot t_f = 400 - 2 \cdot 10 = 380\text{mm}$$

$$A_f = b_f \cdot t_f = 40 \cdot 1 = 40 \text{ cm}^2 ; A_w = h_w \cdot t_w = 78 \cdot 1 = 78 \text{ cm}^2 ; A_{\text{tot}} = 2 \cdot 78 + 2 \cdot 40 = 236 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \cdot \left[\frac{b \cdot t_f^3}{12} + A_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 + \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} \right] = 203919 \text{ cm}^4 ; i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{203919 / 236} = 29.39 \text{ cm}$$

$$I_z = 2 \cdot \left[\frac{b^3 \cdot t_f}{12} + A_w \cdot \left(\frac{b - t_w}{2} \right)^2 + \frac{t_w^3 \cdot h_w}{12} \right] = 70000 \text{ cm}^4 ; i_z = \sqrt{I_z / A} = \sqrt{70000 / 236} = 17.22 \text{ cm}$$

$$W_{\text{el}}^y = I_y / (h / 2) = 203919 / 40 = 5098 \text{ cm}^3 ; W_{\text{el}}^z = I_z / (b / 2) = 70000 / 20 = 3500 \text{ cm}^3$$

Κατηγοριοποίηση διατομής

Πέλμα : $380 / 10 = 38 < 42\varepsilon = 42 \cdot 0.92 = 38.64$ κατηγορία 3

Κορμός : $780 / 10 = 78 > 42\varepsilon = 42 \cdot 0.92 = 38.64$ κατηγορία 4

Επειδή ο κορμός είναι κατηγορίας 4, απαιτείται να καθοριστούν το πλάτος και η θέση των μη-ενεργών περιοχών του. Δεν υπάρχει μετατόπιση του κεντροβαρικού άξονα της διατομής λόγω της συμμετρίας των μη-ενεργών περιοχών.

Για λόγους διδακτικούς, η επίλυση γίνεται θεωρώντας όλη τη διατομή να είναι κατηγορίας 4. Κανονικά, διατηρείται η κατηγορία 3 του πέλματος και η εύρεση των μη-ενεργών περιοχών γίνεται αποκλειστικά στον κορμό. Συντηρητικότερα, μπορεί να αγνοηθεί πλήρως ο κορμός και να θεωρηθεί η διατομή μόνο με τα πέλματα ως κατηγορίας 3.

Η διατομή είναι σε καθαρή θλίψη, συνεπώς η κατανομή των τάσεων κατά πλάτος του πέλματος είναι ομοιόμορφη και οι τάσεις στα άκρα του στοιχείου σ_1 και σ_2 είναι ίσες.

Πέλμα

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1 ; k_\sigma = 4 ; \bar{b} = 380 \text{ mm}$$

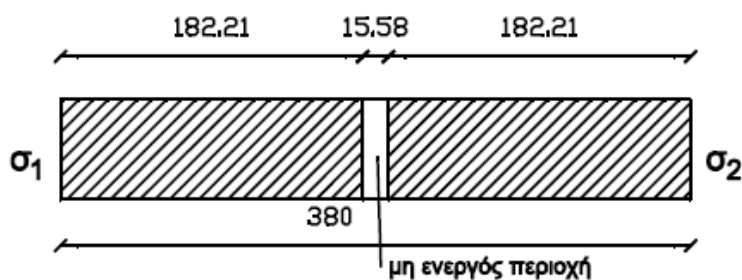
$$\bar{\lambda}_p = (\bar{b} / t) / (28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}) = (380 / 10) / (28.4 \cdot 0.92 \cdot \sqrt{4}) = 0.727 ; \bar{\lambda}_p = 0.727 > 0.673$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055 \cdot (\psi + 3)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0.727 - 0.055 \cdot 4}{0.727^2} = 0.959 < 1 \text{ και } 3 + \psi = 4 > 0$$

$$\text{Ενεργό πλάτος εσωτερικού θλιβόμενου πέλματος : } b_{\text{eff}} = \rho \cdot \bar{b} = 364.42 \text{ mm}$$

$$\text{Πλάτος μη-ενεργού περιοχής : } b_{\text{no,eff}} = \bar{b} - b_{\text{eff}} = 380 - 364.42 = 15.58 \text{ mm}$$

$$\text{Ενεργό πλάτος πέλματος : } b_{\text{eff,f}} = b - b_{\text{no,eff}} = 400 - 15.58 = 384.42 \text{ mm}$$



Εμβαδό μη-ενεργού περιοχής : $A_{no,eff} = b_{no,eff} \cdot t_f = 1.558 \cdot 1 = 1.558 \text{cm}^2$

Εμβαδό ενεργού διατομής : $A_{eff,f} = A - 2 \cdot A_{no,eff} = 236 - 2 \cdot 1.558 = 232.88 \text{cm}^2$

Μετατόπιση κεντροβαρικού άξονα : $e_N = 0$

Ροπή αδράνειας μη-ενεργού περιοχής άνω πέλματος (ίση με ροπή αδράνειας μη-ενεργού περιοχής κάτω πέλματος) :

$$I_{no,eff} = \frac{b_{no,eff} \cdot t_f^3}{12} + A_{no,eff} \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 = \frac{1.558 \cdot 1^3}{12} + 1.558 \cdot \left(\frac{80 - 1}{2} \right)^2 = 2431 \text{cm}^4$$

Ροπή αδράνειας πλήρους διατομής : $I_{y,f} = I_y + A \cdot e_N^2 = 203919 \text{cm}^4$

Ροπή αδράνειας ενεργού διατομής : $I_{eff,y,f} = I_{y,f} - 2 \cdot I_{no,eff} = 203919 - 2 \cdot 2431 = 208781 \text{cm}^4$

Κορμός

$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1$; $k_\sigma = 4$; $\bar{b} = 780 \text{mm}$

$\bar{\lambda}_p = (\bar{b} / t) / (28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}) = (780 / 10) / (28.4 \cdot 0.92 \cdot \sqrt{4}) = 1.492$; $\bar{\lambda}_p = 1.492 > 0.673$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055 \cdot (\psi + 3)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1.492 - 0.055 \cdot 4}{1.492^2} = 0.571 < 1 \text{ και } 3 + \psi = 4 > 0$$

Ενεργό πλάτος εσωτερικού θλιβόμενου κορμού : $b_{eff,w} = \rho \cdot \bar{b} = 445.38 \text{mm}$

Πλάτος μη-ενεργού πέλματος : $b_{no,eff,w} = \bar{b} - b_{eff,w} = 780 - 445.38 = 334.62 \text{mm}$

Εμβαδό μη-ενεργού περιοχής : $A_{no,eff,w} = b_{no,eff,w} \cdot t_f = 33.46 \cdot 1 = 33.46 \text{cm}^2$

Εμβαδό ενεργού διατομής : $A_{eff} = A_{eff,f} - 2 \cdot A_{no,eff,w} = 232.88 - 2 \cdot 33.46 = 165.96 \text{cm}^2$

Μετατόπιση κεντροβαρικού άξονα : $e_N = 0$

Ροπή αδράνειας διατομής με ενεργά πέλματα : $I_{eff,y,e} = I_{eff,y,f} + A_{eff,f} \cdot e_N^2 = 208781 \text{cm}^4$

Ροπή αδράνειας μη-ενεργού περιοχής κορμού : $I_{no.eff.w} = \frac{b_{no.eff}^3 \cdot t_w}{12} = \frac{33.46^3 \cdot 1}{12} = 3121.7 \text{cm}^4$



Ροπή αδράνειας ενεργού διατομής :

$$I_{eff.y} = I_{eff.y.e} - 2 \cdot I_{no.eff.w} = 208781 - 2 \cdot 3121.7 = 202537.6 \text{cm}^4$$

Ροπή αντίστασης : $W_{eff}^y = I_{eff,y} / (h / 2) = 202537.6 / 40 = 5063.4 \text{cm}^3$

Έλεγχος διατομής σε θλίψη

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 165.96 \cdot 27.5 / 1 = 4563.9 \text{kN} > N_{Ed} = 2500 \text{kN}$$

Έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό (απευθείας στον κρίσιμο άξονα z-z)

$$L_z = 1 \cdot 800 = 800 \text{cm} ; \beta_A = A_{eff} / A = 165.96 / 236 = 0.703$$

$$N_{cr.z} = \pi^2 \cdot E \cdot I_z / L_z^2 = 3.14^2 \cdot 21000 \cdot 70000 / 800^2 = 22646.3 \text{kN}$$

$$\bar{\lambda}_z = [\beta_A \cdot A \cdot f_y / N_{cr.z}]^{0.5} = [0.703 \cdot 236 \cdot 27.5 / 22646.3]^{0.5} = 0.449$$

Καμπύλη λυγισμού : b ; $\alpha = 0.34$

$$\Phi_z = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.643 \quad ; \quad \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \left[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{0.5}} = 0.906$$

$$N_{b,z,Rd} = \chi_z \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_1} = 0.906 \cdot 0.703 \cdot 236 \cdot 27.5 / 1 = 4133.6 \text{ kN} > N_{Ed} = 2500 \text{ kN}$$

β) Θεωρούμε ότι το πέλμα είναι κατηγορίας 3 και βρίσκονται απευθείας οι τάσεις στα άκρα του κορμού, πλάτος $\bar{b} = 780 \text{ mm}$

$$\sigma_1 = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{I_y} \cdot \frac{\bar{b}}{2} = \frac{2500}{236} + \frac{70 \cdot 100}{203919} \cdot \frac{78}{2} = 10.59 + 1.339 = 11.93 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{Ed}}{A} - \frac{M_{y,Ed}}{I_y} \cdot \frac{\bar{b}}{2} = \frac{2500}{236} - \frac{70 \cdot 100}{203919} \cdot \frac{78}{2} = 10.59 - 1.339 = 9.25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 0.775 \quad ; \quad k_\sigma = \frac{8.2}{1.05 + \psi} = 4.493$$

$$\bar{\lambda}_p = (\bar{b} / t) / \left(28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma} \right) = (780 / 10) / (28.4 \cdot 0.92 \cdot \sqrt{4.493}) = 1.408 \quad ; \quad \bar{\lambda}_p = 1.408 > 0.673$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055 \cdot (\psi + 3)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1.408 - 0.055 \cdot (0.775 + 3)}{1.408^2} = 0.605 < 1 \quad \text{και} \quad 3 + \psi = 3.775 > 0$$

Ενεργό πλάτος εσωτερικού θλιβόμενου κορμού : $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b} = 471.9 \text{ mm}$

Θέση μη-ενεργού περιοχής :

$$b_{e1} = \frac{2 \cdot b_{eff}}{5 - \psi} = 223.38 \text{ mm} \quad ; \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1} = 471.9 - 223.38 = 248.52 \text{ mm}$$

Μήκος μη-ενεργού περιοχής : $b_{red,w} = \bar{b} - b_{eff} = 780 - 471.9 = 308.1 \text{ mm}$

Απόσταση κέντρο βάρους μη-ενεργού περιοχής από κάτω άκρο κορμού :

$$z_{red,1} = b_{e2} + b_{red,w} / 2 = 248.52 + 308.1 / 2 = 402.57 \text{ mm}$$

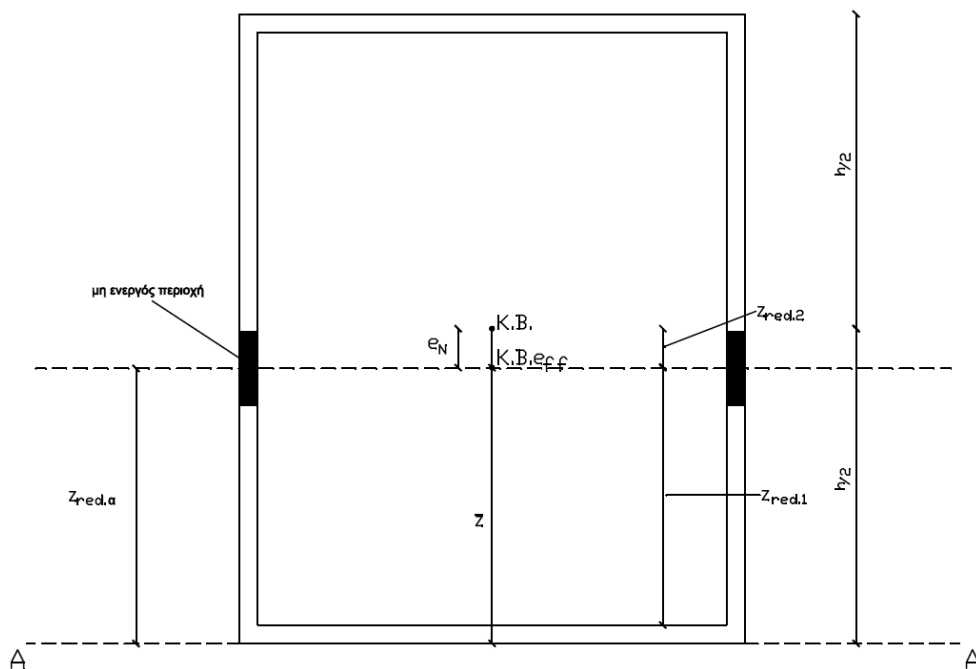
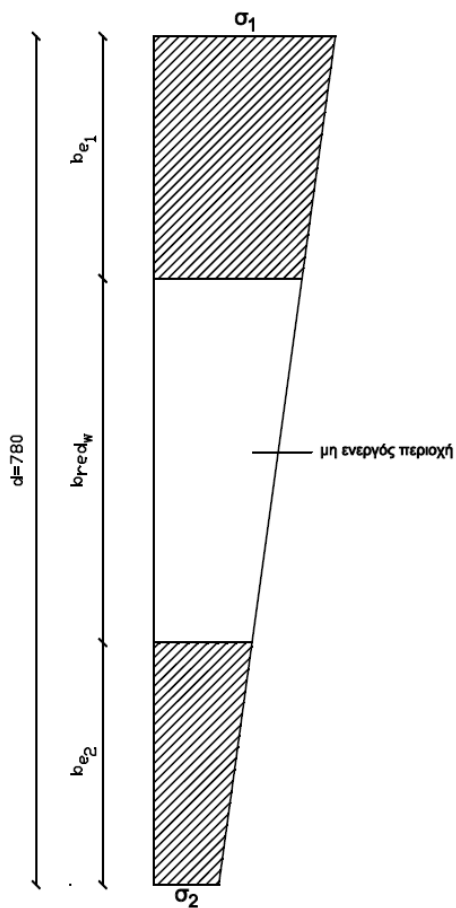
Απόσταση κέντρο βάρους μη-ενεργού περιοχής από κέντρο βάρους διατομής :

$$z_{red,2} = z_{red,1} - \bar{b} / 2 = 402.57 - 780 / 2 = 12.57 \text{ mm}$$

Εμβαδό μη-ενεργού περιοχής κορμού : $A_{red,w} = b_{red,w} \cdot t_w = 30.81 \cdot 1 = 30.81 \text{ cm}^2$

Εμβαδό ενεργού διατομής : $A_{eff} = A - 2 \cdot A_{red,w} = 236 - 2 \cdot 30.81 = 174.38 \text{ cm}^2$

Θέση κεντροβαρικού άξονα : $z_{red,a} = z_{red,2} + h / 2 = 12.57 + 800 / 2 = 412.57 \text{ mm}$



Στατική ροπή αδράνειας πλήρους διατομής : $S = A \cdot h / 2 = 236 \cdot 80 / 2 = 9440 \text{cm}^3$

Στατική ροπή μη-ενεργών περιοχών :

$$S_{\text{red.w}} = 2 \cdot A_{\text{red.w}} \cdot z_{\text{red.a}} = 2 \cdot 30.81 \cdot 41.25 = 2541.82 \text{cm}^3$$

Στατική ροπή ενεργού διατομής : $S_{\text{eff}} = S - S_{\text{red.w}} = 9440 - 2541.82 = 6898.18 \text{cm}^3$

Απόσταση κεντροβαρικού άξονα ενεργού διατομής από άξονα Α-Α :

$$\bar{z} = S_{\text{eff}} / A_{\text{eff}} = 6898.18 / 174.38 = 39.56 \text{cm}$$

Μετατόπιση κεντροβαρικού άξονα : $e_N = (h / 2) - \bar{z} = 800 / 2 - 395.6 = 4.4 \text{mm}$

Ροπή αδράνειας πλήρους διατομής :

$$I_{y,e} = I_y + A \cdot e_N^2 = 203919 + 236 \cdot 0.44^2 = 203964.7 \text{cm}^4$$

Ροπή αδράνειας μη-ενεργού περιοχής κορμού :

$$I_{\text{red.e}} = \frac{b_{\text{red.w}}^3 \cdot t_w}{12} + A_{\text{red.w}} \cdot (e_N + z_{\text{red.2}})^2 = \frac{30.81^3 \cdot 1}{12} + 30.81 \cdot (0.44 + 1.25)^2 = 2525.21 \text{cm}^4$$

Ροπή αδράνειας ενεργού διατομής :

$$I_{\text{eff.y}} = I_{y,e} - 2 \cdot I_{\text{red.e}} = 203964.7 - 2 \cdot 2525.21 = 198914.28 \text{cm}^4$$

Απόσταση πιο απομακρυσμένης ίνας : $z_{\text{ext}} = h - \bar{z} = 80 - 39.56 = 40.44 \text{cm}$

Ροπή αντίστασης : $W_{\text{eff.min}}^y = I_{\text{eff.y}} / z_{\text{ext}} = 198914.28 / 40.44 = 4918.75 \text{cm}^3$

Έλεγχος διατομής σε θλίψη και κάμψη

$$N_{\text{Rd}} = A_{\text{eff}} \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 174.38 \cdot 27.5 / 1 = 4795.45 \text{kN} > N_{\text{Ed}} = 2500 \text{kN}$$

$$M_{\text{Rd}} = W_{\text{eff.min}} \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 4918.75 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 1352.66 \text{kNm} > M_{\text{Ed}} = 100 \text{kNm}$$

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{A_{\text{eff}} \cdot f_y / \gamma_{M_0}} + \frac{M_{y,\text{Ed}} + N_{\text{Ed}} \cdot e_{Ny}}{W_{\text{eff.min}} \cdot f_y / \gamma_{M_0}} = 0.521 + 0.074 = 0.594 < 1, \text{ όπου } e_{Ny} = 0 \text{ γιατί όταν η διατομή}$$

υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη (περίπτωση α), το κέντρο βάρους της μη-ενεργού περιοχής ταυτίζεται με εκείνο της πλήρους.

Έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό και πλευρικό λυγισμό

$$L_y = 1 \cdot 800 = 800 \text{cm} ; \beta_A = A_{\text{eff}} / A = 174.38 / 236 = 0.739$$

$$N_{\text{cr.y}} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / L_y^2 = 3.14^2 \cdot 21000 \cdot 203919 / 800^2 = 65971.5 \text{kN}$$

$$\bar{\lambda}_y = [\beta_A \cdot A \cdot f_y / N_{\text{cr.y}}]^{0.5} = [0.739 \cdot 236 \cdot 27.5 / 65971.5]^{0.5} = 0.269$$

Καμπύλη λυγισμού : b ; $\alpha = 0.34$

$$\Phi_y = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.548 ; \chi_y = \frac{1}{\Phi_y + [\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = 0.975$$

$$N_{b.y,\text{Rd}} = \chi_y \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_1} = 0.975 \cdot 0.739 \cdot 236 \cdot 27.5 / 1 = 4676.2 \text{kN} > N_{\text{Ed}} = 2500 \text{kN}$$

$$L_z = 1 \cdot 800 = 800 \text{ cm} ; \beta_A = A_{\text{eff}} / A = 174.38 / 236 = 0.739$$

$$N_{\text{cr},z} = \pi^2 \cdot E \cdot I_z / L_z^2 = 3.14^2 \cdot 21000 \cdot 70000 / 800^2 = 22646.3 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_z = [\beta_A \cdot A \cdot f_y / N_{\text{cr},z}]^{0.5} = [0.739 \cdot 236 \cdot 27.5 / 22646.3]^{0.5} = 0.46$$

Καμπύλη λυγισμού : b ; $\alpha = 0.34$

$$\Phi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.65 ; \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + [\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = 0.901$$

$$N_{\text{b},z,\text{Rd}} = \chi_z \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_1} = 0.901 \cdot 0.739 \cdot 236 \cdot 27.5 / 1 = 4323.78 \text{ kN} > N_{\text{Ed}} = 2500 \text{ kN}$$

Λόγω του είδους της διατομής, δεν απαιτείται έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό άρα $\chi_{\text{LT}} = 1$.

Συνδυαστικός έλεγχος (θεωρείται στοιχείο χωρίς στρεπτικές παραμορφώσεις)

Λόγος ακραίων ροπών : $M_h=0$, Ροπή στο μέσο : $M_s=100 \text{ kNm}$, $\alpha_h = M_h / M_s = 0/100 = 0 < 1$

$C_{\text{my}} = 0.95 + 0.05 \cdot \alpha_h = 0.95$, C_{mLT} δεν απαιτείται.

$$k_{yy} = C_{\text{my}} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{\text{Ed}}}{\chi_y \cdot N_{\text{Rk}} / \gamma_{M_1}} \right) = 0.95 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.269 \cdot \frac{2500}{0.975 \cdot 27.5 \cdot 174.38 / 1} \right) = 1.032$$

$$1.032 = k_{yy} \leq C_{\text{my}} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{\text{Ed}}}{\chi_y \cdot N_{\text{Rk}} / \gamma_{M_1}} \right) = 0.95 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{2500}{0.975 \cdot 27.5 \cdot 174.38 / 1} \right) = 1.254$$

$$k_{zy} = 0.8 \cdot k_{yy} = 0.825$$

$e_{N_y} = 0$ γιατί όταν η διατομή υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη (περίπτωση α), το κέντρο βάρους της μη-ενεργού περιοχής ταυτίζεται με εκείνο της πλήρους. Πρόσθετη ροπή :

$$\Delta M_{y,\text{Ed}} = N_{\text{Ed}} \cdot e_{N_y} = 0$$

$$\frac{\frac{N_{\text{Ed}}}{\chi_y \cdot N_{\text{Rk}}}}{\gamma_{M_1}} + k_{yy} \cdot \frac{\frac{M_{y,\text{Ed}} + \Delta M_{y,\text{Ed}}}{\chi_{\text{LT}} \cdot \frac{M_{y,\text{Rk}}}{\gamma_{M_1}}}}{\gamma_{M_1}} = \frac{2500}{0.975 \cdot 27.5 \cdot 174.38 / 1} + 1.032 \cdot \frac{100}{1 \cdot 4918.75 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1} = 0.534 + 0.076 = 0.61 < 1$$

$$\frac{\frac{N_{\text{Ed}}}{\chi_z \cdot N_{\text{Rk}}}}{\gamma_{M_1}} + k_{zy} \cdot \frac{\frac{M_{y,\text{Ed}} + \Delta M_{y,\text{Ed}}}{\chi_{\text{LT}} \cdot \frac{M_{y,\text{Rk}}}{\gamma_{M_1}}}}{\gamma_{M_1}} = \frac{2500}{0.901 \cdot 27.5 \cdot 174.38 / 1} + 0.825 \cdot \frac{100}{1 \cdot 4918.75 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1} = 0.579 + 0.061 = 0.64 < 1$$

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ – ΚΟΧΛΙΩΣΕΩΝ

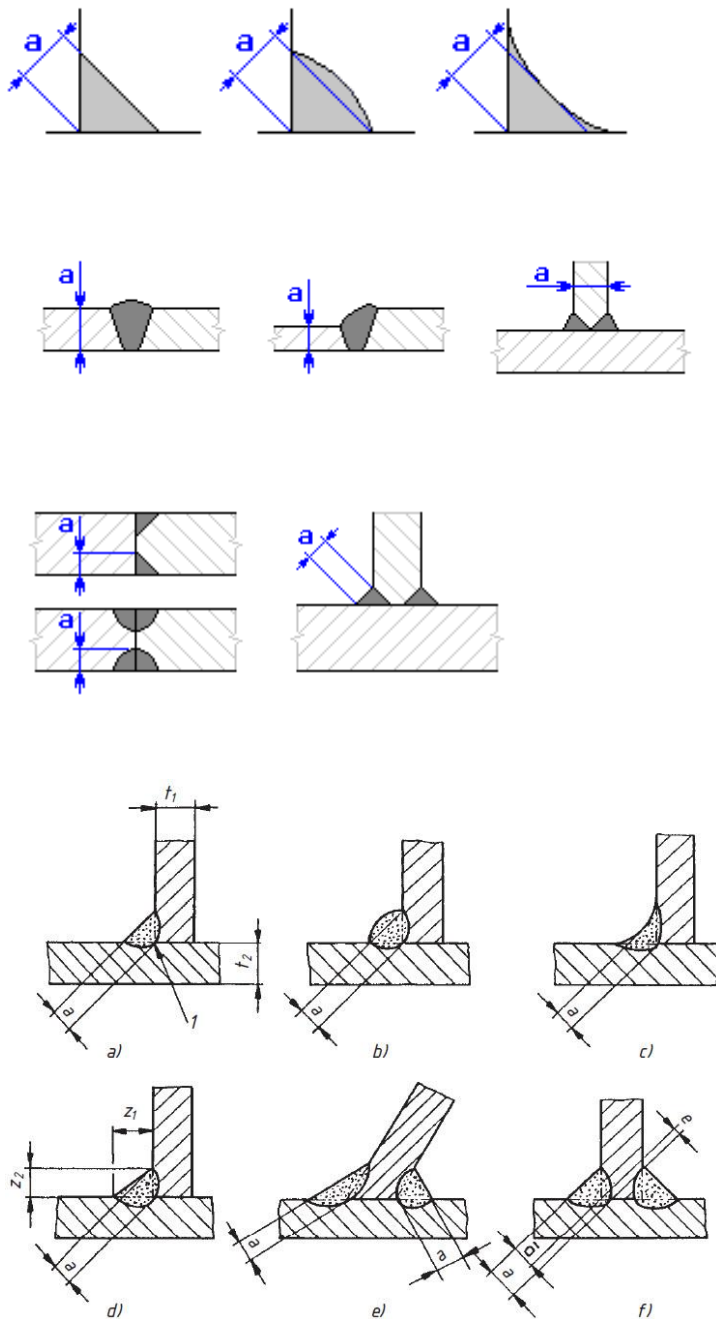
ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

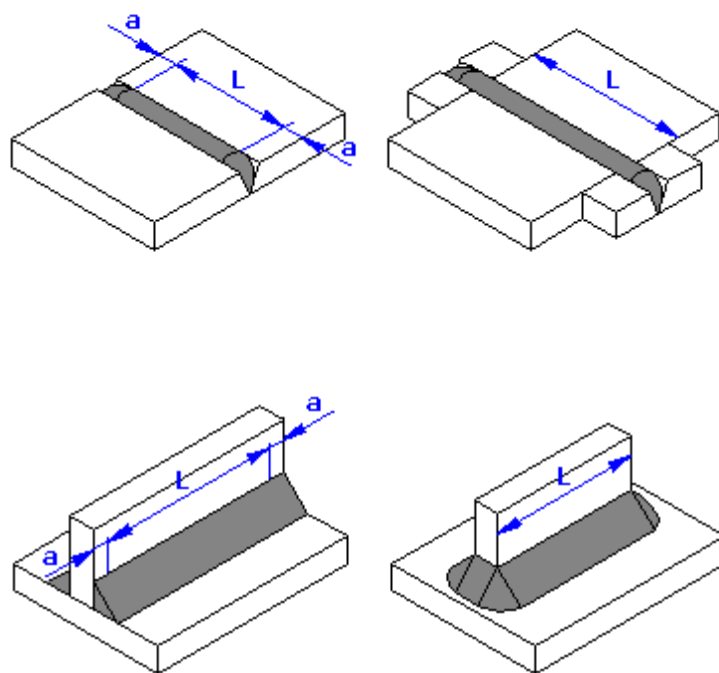
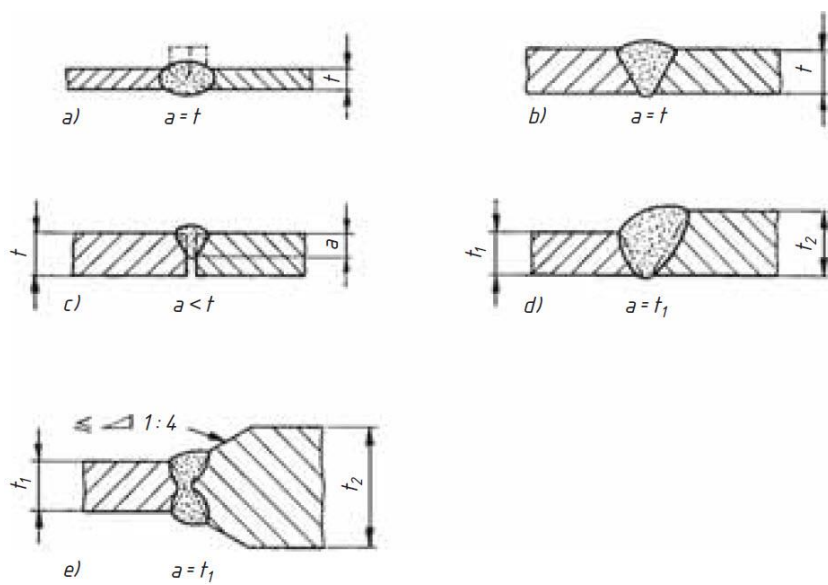
a_w (ή α_w) είναι το πάχος ραφής και l_w είναι το μήκος ραφής

$\min a_w \geq 3\text{mm}$ και $a_w \geq \sqrt{t_{\max} - 0.5}\text{mm}$ - Συνίσταται $\max a_w = 0.7t_{\min}$

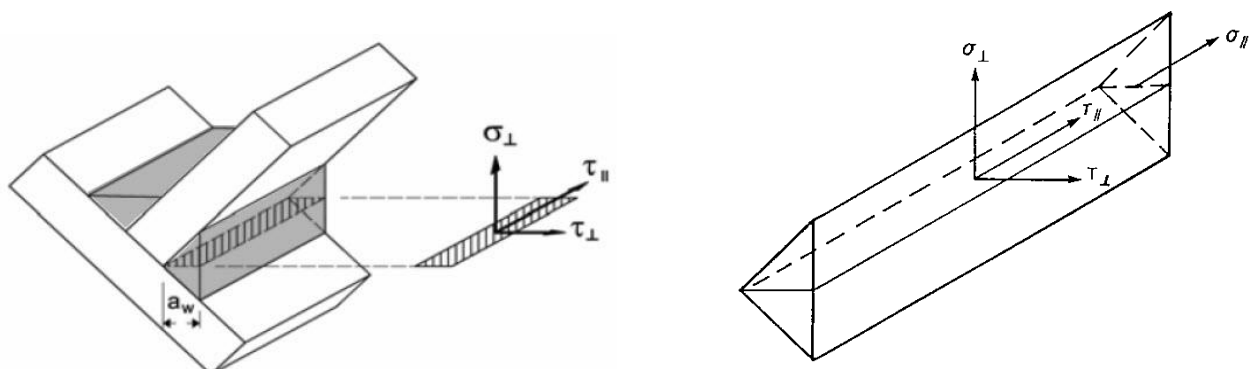
Για εσωραφή μερικής διείσδυσης το πάχος θα πρέπει να λαμβάνεται $a_w = 2\text{mm}$

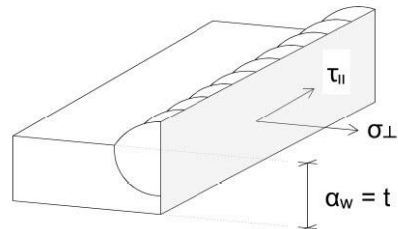
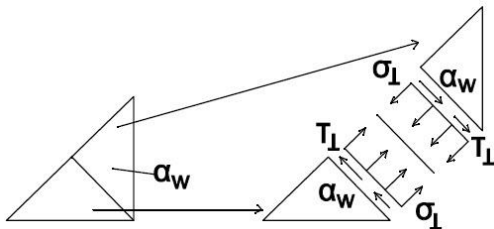
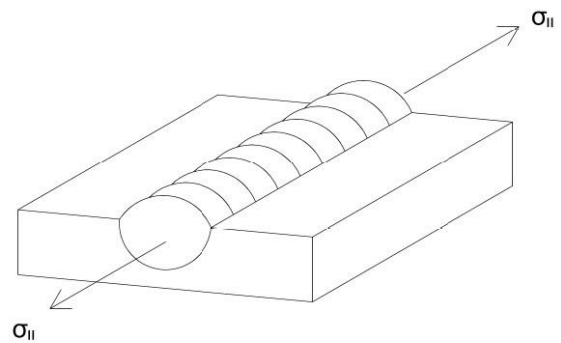
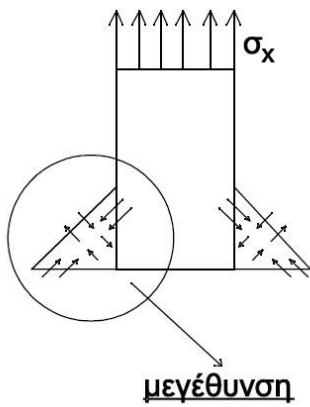
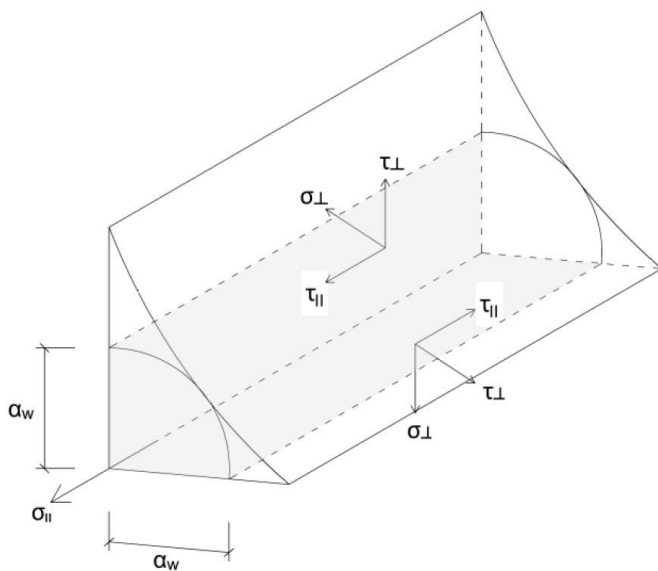
$\min l_w \geq \max (30\text{mm} ; 6a_w)$ - $\max l_w \leq 150a_w$. Το υπολογιστικό μήκος δεν είναι πάντα ίσο με το φέρον.





Μέθοδος Συνιστωσών





$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M_2}) \text{ και } \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M_2}$$

S 235: $\beta_w=0.80$; S 275: $\beta_w=0.85$; S 355: $\beta_w=0.90$

S 420: $\beta_w=0.88$; S 460: $\beta_w=0.85$

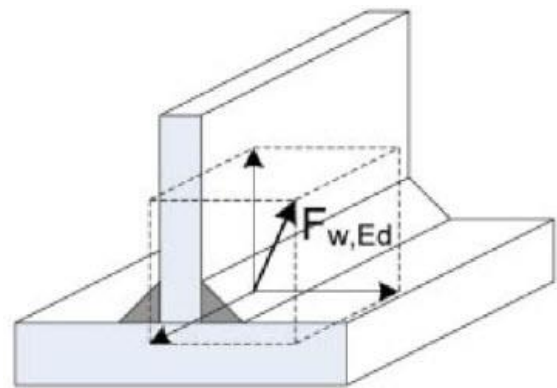
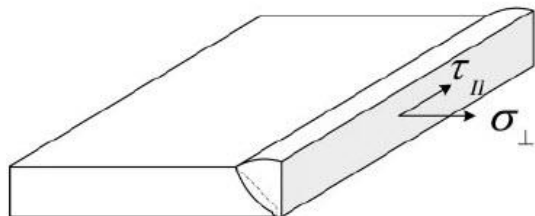
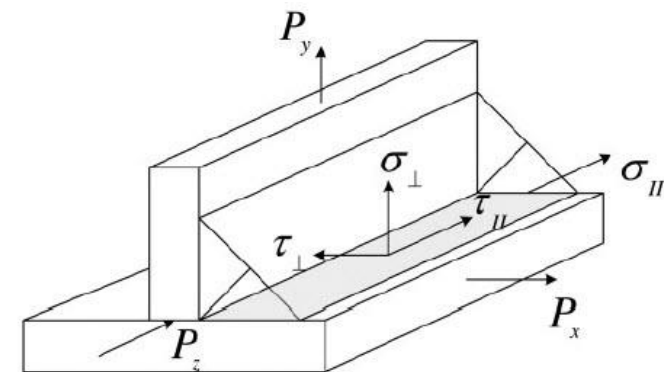
Απλοποιημένη μέθοδος (ανά μονάδα μήκους)

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

$$F_{w.Ed} = a_w \cdot \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2}$$

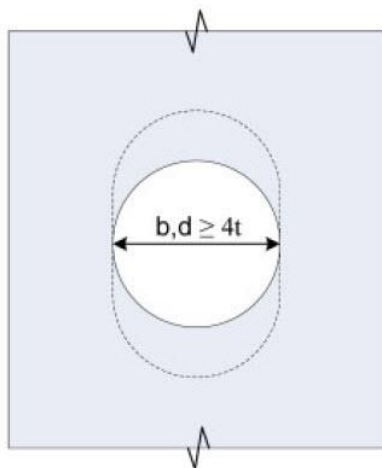
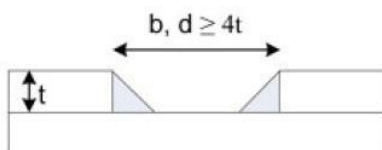
$$F_{w,Rd} = f_{wv,d} \cdot a_w$$

$$f_{wv,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}}$$

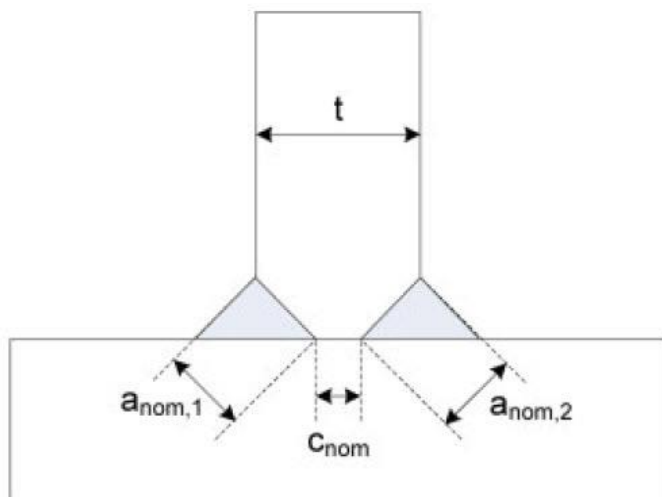


Ραφές οπής ή σχισμής

Διάμετρος οπής ή πλάτος σχισμής $\geq 4t$ όπου t το πάχος ελάσματος με την οπή ή τη σχισμή.



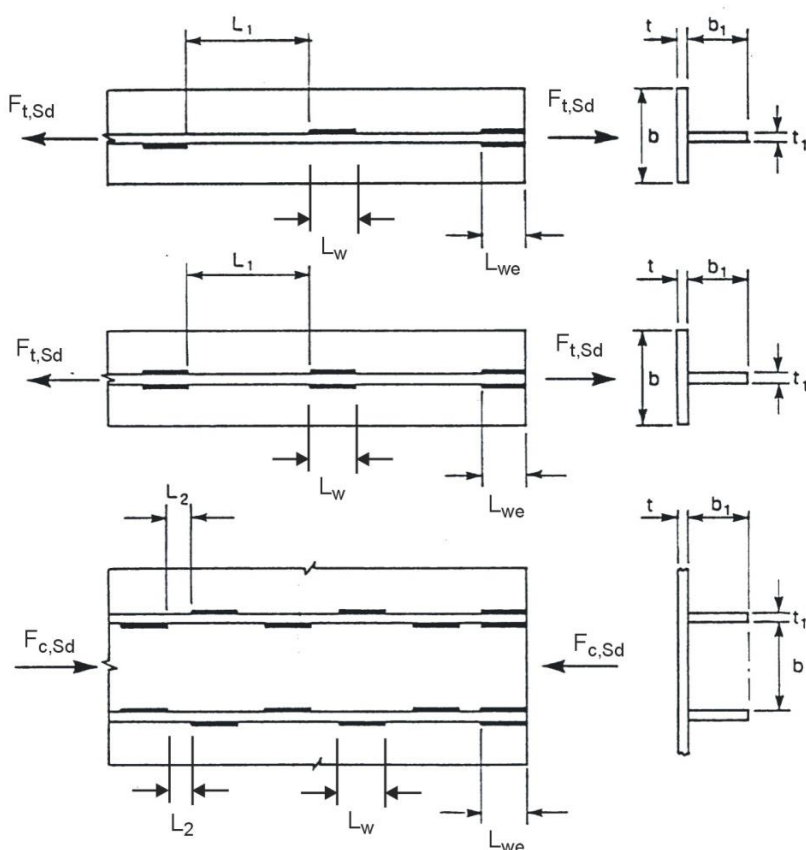
Ραφές 'Ταυ' (συνδυασμός εσωραφών μερικής διείσδυσης και εξωραφών)



Αν $a_{nom,1} + a_{nom,2} \geq t$ και $c_{nom} \leq \min \{ t / 5 ; 3 \text{ mm} \}$, η ραφή θεωρείται πλήρους διείσδυσης. Διαφορετικά, ελέγχεται με $a_{nom,1} + a_{nom,2}$ ως εξωραφή και ως εσωραφή μερικής διείσδυσης.

Διακοπτόμενες ραφές

Σε μία διακοπτόμενη εξωραφή, τα κενά (L_1 ή L_2) μεταξύ των άκρων διαδοχικών τμημάτων συγκόλλησης L_w πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες προϋποθέσεις

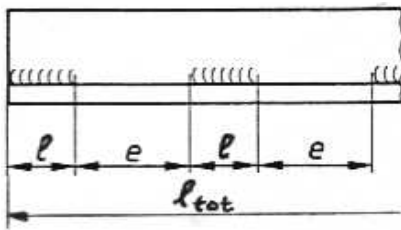


$$L_{we} \geq \min \{ 0.75 b ; 0.75 b_1 \}$$

$$\text{Για εφελκυσμό: } L_1 \leq \min \{ 16 t ; 16 t_1 ; 200 \text{ mm} \}$$

$$\text{Για θλίψη ή διάτμηση: } L_2 \leq \min \{ 12 t ; 12 t_1 ; 0.25 b ; 200 \text{ mm} \}$$

Αν η αντοχή σχεδιασμού μιας διακοπτόμενης συγκόλλησης υπολογίζεται χρησιμοποιώντας το συνολικό μήκος l_{tot} , τότε η διατμητική δύναμη της συγκόλλησης ανά μονάδα μήκους $F_{w,Ed}$ πρέπει να πολλαπλασιάζεται επί το συντελεστή $(e+l)/l$.



Μεγάλες σε μήκος ραφές

$$\beta_{LW.1} = 1.2 - 0.2L_j / (150a_w), \quad \text{με} \quad \beta_{LW.1} \leq 1.0$$

$L_j > 150a_w$ είναι το συνολικό μήκος στη διεύθυνση μεταφοράς της δύναμης

ΚΟΧΛΙΩΣΕΙΣ

Συνδέσεις διάτμησης

A : άντυγας (δεν απαιτείται προένταση, κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9)

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} \quad \text{και} \quad F_{V,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

B : ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9)

$$F_{V,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser} \quad \text{και} \quad F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} \quad \text{και} \quad F_{V,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

C : ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας (προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9)

$$F_{V,Ed} \leq F_{s,Rd} \quad \text{και} \quad F_{V,Ed} \leq F_{b,Rd} \quad \text{και} \quad F_{V,Ed} \leq N_{net,Rd}, \quad \text{όπου} \quad N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Συνδέσεις εφελκυσμού

D : χωρίς προένταση (κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9)

$$F_{t.Ed} \leq F_{t.Rd} \text{ και } F_{t.Ed} \leq B_{p.Rd}$$

E : με προένταση (προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9)

$$F_{t.Ed} \leq F_{t.Rd} \text{ και } F_{t.Ed} \leq B_{p.Rd}$$

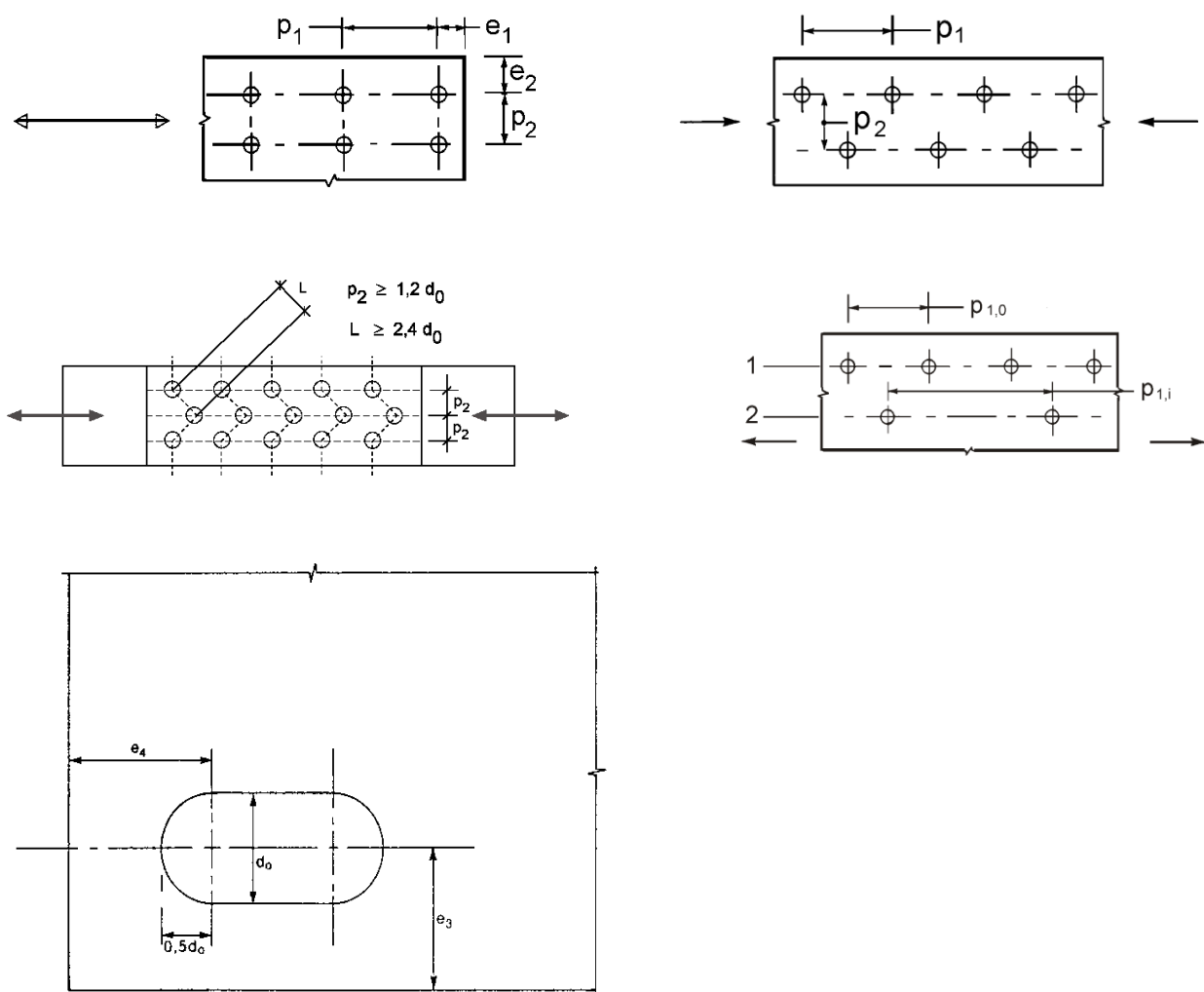
Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ κοχλιών από τα άκρα

Αποστάσεις	min	max ^{α)} β)		
		Χάλυβες με βάση το EN 10025		Χάλυβες με βάση το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
e_1	$1.2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		$\max(8t ; 125\text{mm})$
e_2	$1.2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		$\max(8t ; 125\text{mm})$
e_3 σε επιμήκεις οπές	$1.5d_0$			
e_4 σε επιμήκεις οπές	$1.5d_0$			
p_1	$2.2d_0$	$\min(14t ; 200\text{mm})$	$\min(14t ; 200\text{mm})$	$\min(14t ; 175\text{mm})$
$p_{1,0}$		$\min(14t ; 200\text{mm})$		
$p_{1,i}$		$\min(28t ; 400\text{mm})$		
p_2 γ)	$2.4d_0$	$\min(14t ; 200\text{mm})$	$\min(14t ; 200\text{mm})$	$\min(14t ; 175\text{mm})$

α) Η αντοχή σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος μεταξύ των μέσων σύνδεσης πρέπει να υπολογίζεται χρησιμοποιώντας $0.6 p_i$ ως μήκος λυγισμού. Ο τοπικός λυγισμός μεταξύ των μέσων σύνδεσης δεν χρειάζεται να ελεγχθεί αν ο λόγος p_1/t είναι μικρότερος από 9ε .

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

γ) Σε μέσα σύνδεσης τοποθετημένα σε λοξή διάταξη, η ελάχιστη απόσταση που πρέπει να χρησιμοποιείται είναι $p_2 = 1.2d_0$ θεωρώντας ότι η απόσταση L μεταξύ δύο οποιωνδήποτε μέσων σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από $2.4d_0$.



ΑΝΟΧΕΣ ΟΠΩΝ : $d_0 = d + \alpha$

Κανονικές οπές: $\alpha = 1$ για M12 και M14, $\alpha = 2$ για M16 έως M24, $\alpha = 3$ για $\geq M27$.

Υπερμεγέθεις οπές: $\alpha = 3$ για M12, $\alpha = 4$ για M14 έως M22, $\alpha = 6$ για M24, $\alpha = 8$ για $\geq M27$.

Επιμήκειες οπές: $d_0 = 2.5d$ κατά το διαμήκη άξονα και σαν κανονική οπή κατά τον άλλο άξονα.

Αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση (ανά επίπεδο διάτμησης)

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M_2}}$$

Όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία τότε A είναι η επιφάνεια ενεργού διατομής του κοχλία A_s και επιπλέον i) για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8: $\alpha_v = 0.6$, ενώ ii) για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9: $\alpha_v = 0.5$.

Όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλίου τότε A είναι η καθαρή επιφάνεια κοχλίου και $\alpha_v = 0,6$.

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b.Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M_2}}, \text{ όπου } \alpha_b = \min \left(\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0 \right)$$

$$\text{Για εξωτερικούς (ακραίους) κοχλίες : } \alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} \text{ και } k_1 = \min \left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right)$$

$$\text{Για εσωτερικούς κοχλίες : } \alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \text{ και } k_1 = \min \left(1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right)$$

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλίων σε υπερμεγέθεις οπές είναι το 80% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλίων σε κανονικές οπές. Όταν το φορτίο σε έναν κοχλίο δεν είναι παράλληλο προς την ακμή του μέλους, η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας μπορεί να ελέγχεται χωριστά για τις συνιστώσες του φορτίου που είναι παράλληλες και κάθετες προς την ακμή.

$$\text{Για μια μη-ενισχυμένη σύνδεση με μόνο μια σειρά κοχλίων είναι } F_{b.Rd} \leq \frac{1.5 \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M_2}}$$

Αντοχή σε εφελκυσμό

$$F_{t.Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M_2}}, \text{ όπου } k_2 = 0.90 \text{ ενώ για κοχλίο βυθισμένης κεφαλής } k_2 = 0.63$$

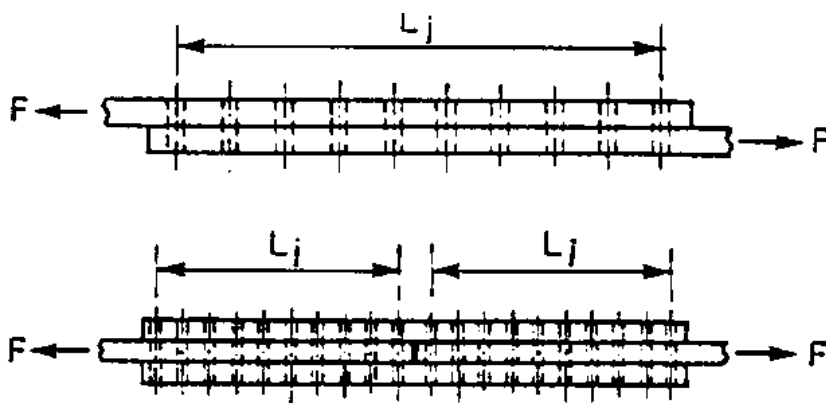
Αντοχή σε διάτρηση

$$B_{p.Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M_2}}$$

Συνδυασμός διάτμησης και εφελκυσμού

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} \leq 1.0$$

Σύνδεση μεγάλου μήκους



Αν $L_j > 15d$, η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση $F_{v,Rd}$ όλων των μέσων σύνδεσης πρέπει να απομειώνεται με έναν συντελεστή β_{Lf} , ίσο με:

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \quad \text{με } \beta_{Lf} \leq 1.0 \text{ και } \beta_{Lf} \geq 0.75$$

Αντοχή σε ολίσθηση

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M_3}} F_{p,C} \quad , \text{ όπου } n \text{ ο αριθμός των επιφανειών τριβής}$$

$$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \text{ και } \gamma_{M_3} = 1.25 \text{ και } \gamma_{M_{3,ser}} = 1.10$$

Κοχλίες	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

Κατηγορία επιφανειών τριβής	Συντελεστής ολίσθησης μ
A	0.5
B	0.4
C	0.3
D	0.2

Αλληλεπίδραση διάτμησης και εφελκυσμού

Για συνδέσεις κατηγορίας B :

$$F_{s.Rd.ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p.C} - 0.8 \cdot F_{t.Ed.ser})}{\gamma_{M_3.ser}}$$

Για συνδέσεις κατηγορίας C :

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p.C} - 0.8 \cdot F_{t.Ed})}{\gamma_{M_3}}$$

Διατμητική απόσχιση

Κεντρική φόρτιση : $V_{eff.1.Rd} = \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M_2}} + \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$

Έκκεντρη φόρτιση : $V_{eff.2.Rd} = \frac{0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M_2}} + \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}}$

Ομάδα κοχλίων υπό έκκεντρη φόρτιση

Η έκκεντρη δύναμη μεταφέρεται στο κέντρο βάρους της κοχλίωσης μαζί με μια ροπή. Η ανάλυση μπορεί να είναι ελαστική ή πλαστική ανάλογα με τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας.

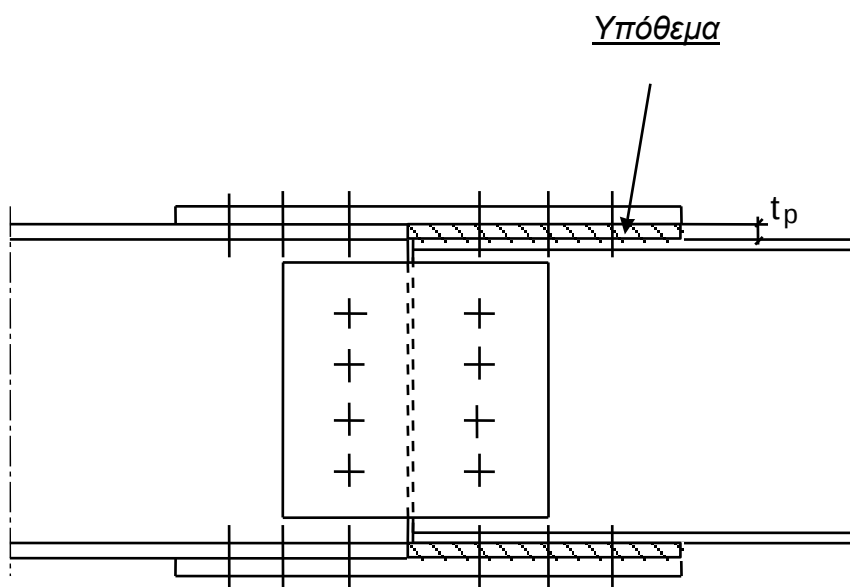
Όριο διαρροής f_{yb} και εφελκυστική αντοχή f_{ub} για κοχλίες

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

Μέσα σύνδεσης διερχόμενα από υποθέματα

Όταν οι κοχλίες που μεταφέρουν φορτίο από διάτμηση ή σύνθλιψη άντυγας διέρχονται μέσα από υποθέματα συνολικού πάχους t_p μεγαλύτερου από το ένα τρίτο της ονομαστικής τους διαμέτρου d , όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα, η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση

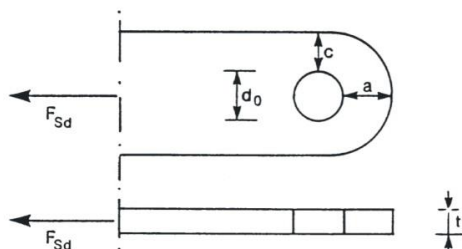
$F_{v,Rd}$ πρέπει να πολλαπλασιάζεται επί ένα μειωτικό συντελεστή $\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p}$ με $\beta_p \leq 1$.



Σε συνδέσεις με δύο επίπεδα διάτμησης με υποθέματα και στις δύο πλευρές της ένωσης, ως πάχος t_p πρέπει να λαμβάνεται το μεγαλύτερο εκ των δυο.

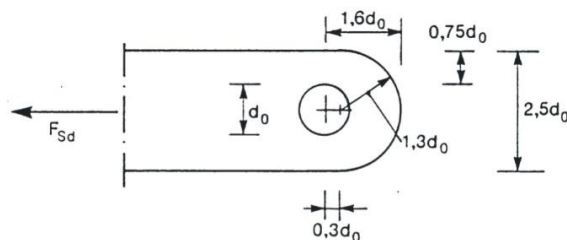
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΕΙΡΟΥ

Τύπος Α: Δεδομένο πάχος t

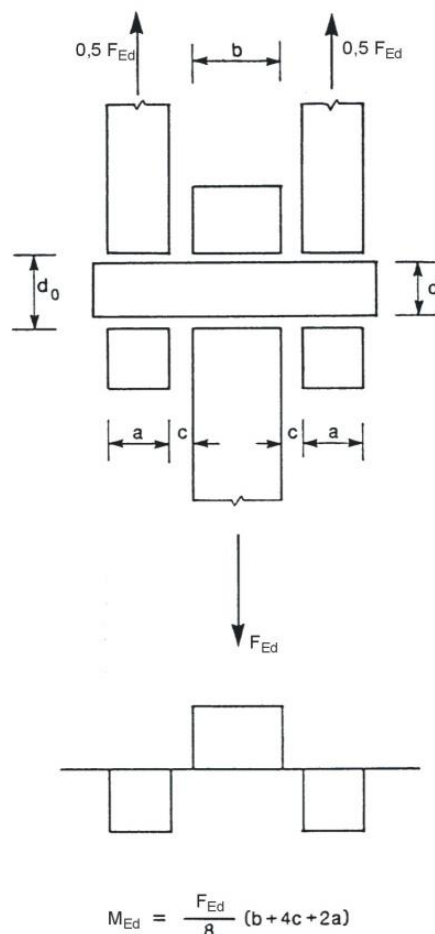


$$a \geq \frac{F_{Sd} \gamma_{M0}}{2t f_y} + \frac{2d_0}{3} \quad : \quad c \geq \frac{F_{Sd} \gamma_{M0}}{2t f_y} + \frac{d_0}{3}$$

Τύπος Β: Δεδομένη γεωμετρία



$$t \geq 0,7 \left[\frac{F_{Sd} \gamma_{M0}}{f_y} \right]^{1/2} \quad : \quad d_0 \leq 2,5t$$



Κριτήρια σχεδιασμού

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	$M_{Rd} = 1.5 W_{et} f_{yp} / \gamma_{M0} \geq M_{Ed}$
Αν απαιτείται ο πείρος να είναι αντικαταστάσιμος πρέπει επίσης να ικανοποιείται αυτός ο περιορισμός	$M_{Rd,ser} = 0.8 W_{et} f_{yp} / \gamma_{M6,ser} \geq M_{Ed,ser}$
Αντοχή σε αλληλεπίδραση διάτμησης και ροπής του πείρου	$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1$

d	είναι	η διάμετρος του πείρου
f_y	είναι	η μικρότερη από τις αντοχές σχεδιασμού του πείρου και του συνδεόμενου μέρους
f_{up}	είναι	η εφελκυστική αντοχή του πείρου
f_{yp}	είναι	το όριο διαρροής του πείρου
t	είναι	το πάχος του συνδεόμενου μέρους
A	είναι	η διατομή του πείρου
$\gamma_{M6.ser} = 1.0$		

Αν απαιτείται ο πείρος να είναι αντικαταστάσιμος πρέπει, επιπλέον των ανωτέρω ελέγχων, η τάση επαφής άντυγας να ικανοποιεί τη σχέση $\sigma_{h.Ed} \leq f_{h.Rd}$ όπου

$$\sigma_{h.Ed} = 0.591 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{Ed.ser} \cdot (d_0 - d)}{t \cdot d^2}} \quad \text{και} \quad f_{h.Ed} = 2.5 f_y / \gamma_{M6.ser}$$

όπου d η διάμετρος του πείρου, d_0 η διάμετρος της οπής και $F_{Ed.ser}$ η τιμή σχεδιασμού της δύναμης που μεταφέρεται από την άντυγα για το συνδυασμό φόρτισης της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας.

ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΣΤΟ ΕΝΑ ΣΚΕΛΟΣ

Όταν υπολογίζεται η αντοχή σχεδιασμού της διατομής ενός γωνιακού έχουμε τα εξής : α) σε ένα ισοσκελές γωνιακό, ή σε ένα ανισοσκελές που συνδέεται με το μεγαλύτερο από τα σκέλη του, η ισοδύναμη επιφάνεια μπορεί να ληφθεί ίση με την πλήρη επιφάνεια της διατομής και β) σε ένα ανισοσκελές γωνιακό που συνδέεται με το μικρότερο από τα σκέλη του, η ισοδύναμη επιφάνεια πρέπει να λαμβάνεται ίση με την πλήρη επιφάνεια ενός ισοδύναμου ισοσκελούς γωνιακού με πλάτος σκέλους ίσο με το μικρότερο σκέλος του πραγματικού γωνιακού. Όταν υπολογίζεται η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό, τότε πρέπει να χρησιμοποιείται η πλήρης επιφάνεια της πραγματικής διατομής.

ΓΩΝΙΑΚΟ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

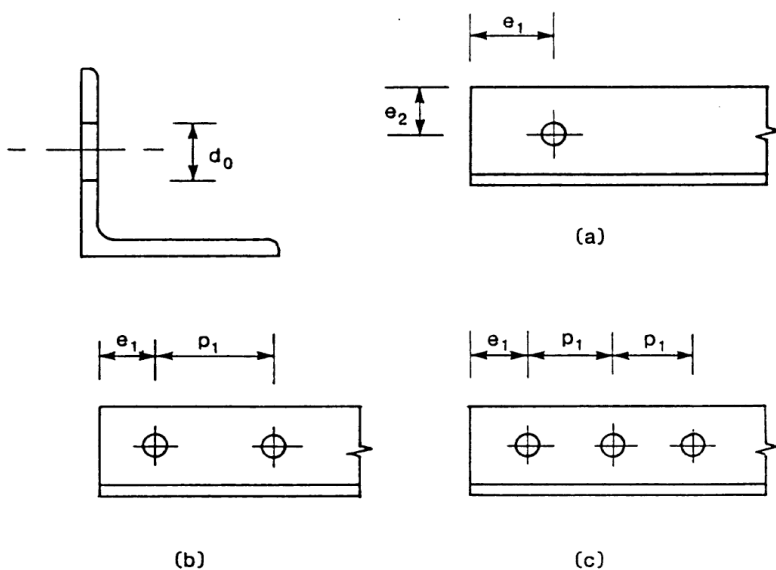
με 1 κοχλία:

$$N_{u.Rd} = \frac{2.0 \cdot (e_2 - 0.5d_0) \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M_2}}$$

με 2 κοχλίες:
$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M_2}}$$

με 3 ή περισσότερες κοχλίες:
$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M_2}}$$

	p_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



ΘΕΩΡΗΣΗ ΟΠΩΝ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ

Οπές κοχλιών στο εφελκόμενο πέλμα μπορούν να αγνοούνται υπό την προϋπόθεση ότι για το εφελκόμενο πέλμα:

$$\frac{A_{f,net} \cdot 0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M_2}} \geq \frac{A_f \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Οπές κοχλιών στον εφελκόμενο κορμό μπορούν να αγνοούνται υπό την προϋπόθεση ότι για την εφελκόμενο περιοχή κορμού και πέλματος:

$$\frac{A_{t,net} \cdot 0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M_2}} \geq \frac{A_t \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Όταν οι οπές δεν αγνοούνται, επιλύονται οι ανωτέρω σχέσεις ως προς A_f και A_t , αντίστοιχα, και οι έλεγχοι συνεχίζονται με αυτές τις τιμές. Ομοίως υπολογίζονται νέες τιμές για ελαστική και πλαστική ροπή αντίστασης.

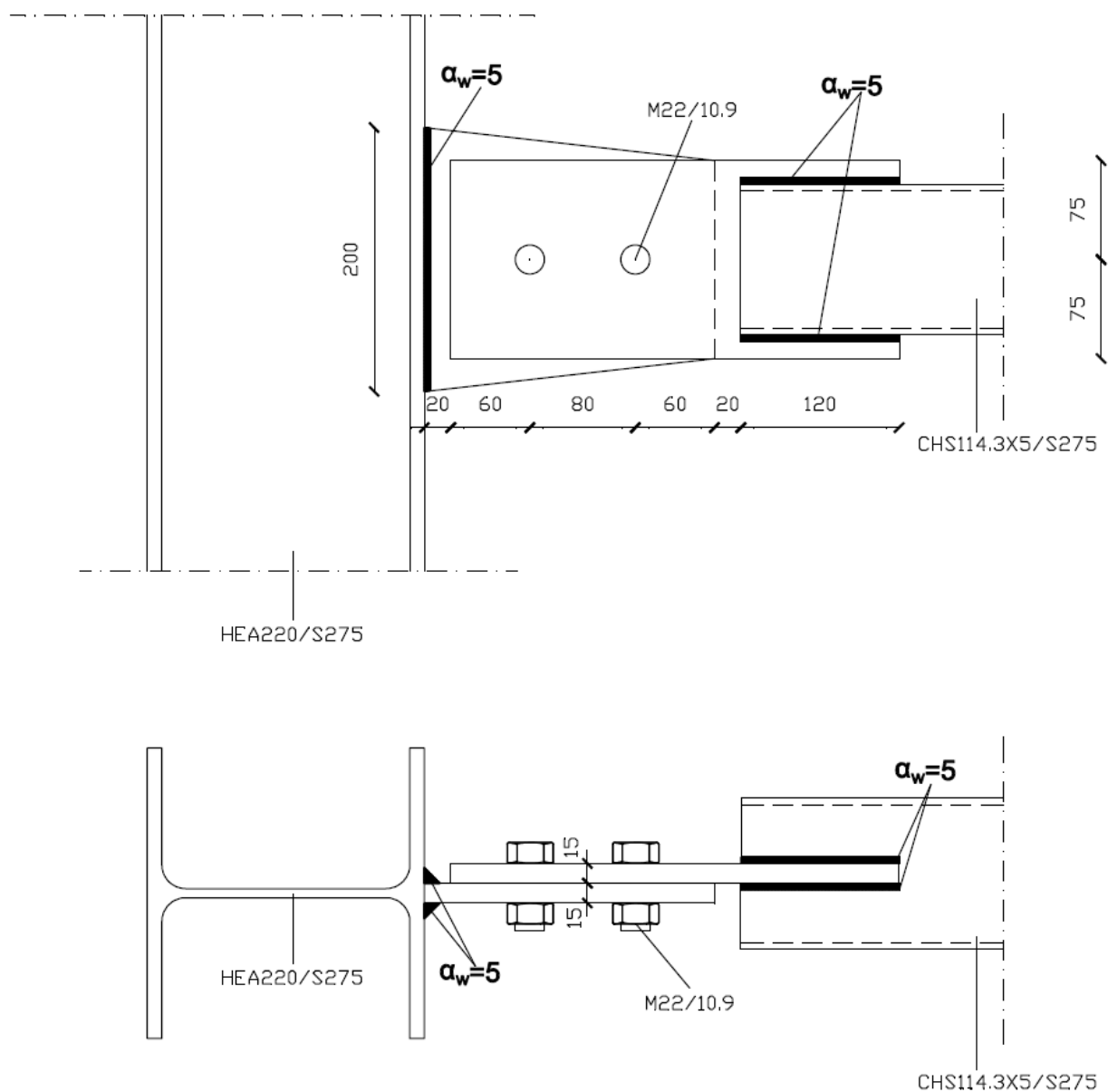
ΘΕΩΡΗΣΗ ΟΠΩΝ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη αν $A_{v.net} \geq \frac{A_v \cdot f_y}{f_u}$. Όταν οι οπές δεν αγνοούνται, επιλύεται η προηγούμενη σχέση ως προς A_v και συνεχίζονται οι έλεγχοι με αυτή την τιμή.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΜΕ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΚΑΙ ΚΟΧΛΙΩΣΕΙΣ

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 3 – Σύνδεση κυκλικής κοιλοδοκού (CHS) χιαστί συνδέσμου

Να ελεγχθεί η σύνδεση του ακόλουθου σχήματος για αξονικό φορτίο $N_{Ed} = 270\text{kN}$.
Χάλυβας S275, κοχλίες M24/10.9, διάτμηση στο σπείρωμα.



Έλεγχοι επάρκειας κοχλίωσης (ίδιοι για λεπίδα και κομβοέλασμα)

$$e_1 = 60\text{mm} ; e_2 = 75\text{mm} ; p_1 = 80\text{mm} ; p_2 = 0 ; d_0 = 26\text{mm} ; t = 15\text{mm}$$

$$e_1 > 1.2d_0 = 31.2\text{mm} ; e_2 > 1.2d_0 = 31.2\text{mm} ; e_1 \text{ και } e_2 < 4t + 40 = 100\text{mm}$$

$$p_1 > 2.2d_0 = 57.2\text{mm} ; p_1 < \min(14t, 200) = 200\text{mm}$$

$$F_{v.Rd} = 2 \cdot 0.5 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{M_2} = 2 \cdot 0.5 \cdot 100 \cdot 3.53 / 1.25 = 282.40kN > 270kN$$

Εξωτερικός κοχλίας

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.769, 2.32, 1) = 0.769; k_1 = \min\left(\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 0.769 \cdot 2.4 \cdot 1.5 \cdot 43 / 1.25 = 238.08kN$$

Εσωτερικός κοχλίας

$$\alpha = \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.776, 2.32, 1) = 0.776; k_1 = \min\left(\frac{1.4p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 0.776 \cdot 2.4 \cdot 1.5 \cdot 43 / 1.25 = 240.24kN$$

$$F_{b.Rd}^{tot} = 238.08 + 240.24 = 478.32kN > 270kN$$

Έλεγχοι λεπίδας (καλύπτουν και το κομβόελασμα)

$$A_p = b_p \cdot t_p = 15 \cdot 1.5 = 22.5cm^2; A_{net} = A - n \cdot d_0 \cdot t_p = 22.5 - 1 \cdot 2.6 \cdot 1.5 = 18.6cm^2$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 22.5 \cdot 27.5 / 1 = 618.75kN > 270kN$$

$$N_{u.Rd} = 0.9A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2} = 0.9 \cdot 18.6 \cdot 43 / 1.25 = 575.86kN > 270kN$$

$$A_{nt} = (7.5 - 0.5 \cdot 2.6) \cdot 1.5 = 9.3cm^2; A_{nv} = (8 + 6 - (2 - 0.5) \cdot 2.6) \cdot 1.5 = 15.15cm^2$$

$$V_{eff.1.Rd} = A_{nt} \cdot f_u / \gamma_{M_2} + A_{nv} \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 319.92 + 240.54 = 560.46kN > 270kN$$

Έλεγχος CHS

$$N_{Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 17.2 \cdot 27.5 / 1 = 473kN > 270kN$$

Έλεγχος διάτμησης στη διεπιφάνεια CHS και λεπίδας

$$A_v = 12 \cdot 0.5 = 6cm^2; V_{pl.Rd} = 6 \cdot 27.5 / (\sqrt{3} \cdot 1) = 95.26kN$$

$$V_{pl.Rd}^{tot} = 4 \cdot 95.26 = 381.06kN > 270kN$$

Έλεγχος συγκολλήσεων CHS με λεπίδα

$$A_w = 4 \cdot 12 \cdot 0.5 = 24 \text{ cm}^2 ; f_{w.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = \frac{43 / \sqrt{3}}{0.85 \cdot 1.25} = 23.36 \text{ kN / cm}^2$$

$$\tau_w = V_{Ed} / A_w = 270 / 24 = 11.25 \text{ kN / cm}^2 < 23.36 \text{ kN / cm}^2$$

Έλεγχος συγκολλήσεων κομβοελάσματος με πέλμα HEA220

$$A_w = 2 \cdot 20 \cdot 0.5 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_w = N_{Ed} / A_w = 270 / 20 = 13.5 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = \sigma \cdot \sin 45^\circ = 9.54 \text{ kN / cm}^2 ; \tau_{\perp} = \sigma \cdot \cos 45^\circ = 9.54 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{9.54^2 + 3 \cdot 9.54^2} = 19.08 \text{ kN / cm}^2 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = 40.47 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = 9.54 \text{ kN / cm}^2 < \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M_2}} = 30.96 \text{ kN / cm}^2$$

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 4 – Έλεγχος συγκόλλησης σε αποκατάσταση συνέχειας ορθογωνικών κοιλοδοκών (RHS)

Για την αποκατάσταση της συνέχειας δυο κοιλοδοκών RHS 180x100x7/S275 επιλέγεται η λύση της πλευρικής συγκόλλησης ελασμάτων 100x100x10/S275, όπως φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα. Αν $a=7\text{mm}$ να ελεγχθεί αν παραλαμβάνονται τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη από τη συγκόλληση: αξονική θλιπτική δύναμη $N=180 \text{ kN}$, τέμνουσες δυνάμεις $V_2=40 \text{ kN}$ και $V_3=2.5 \text{ kN}$, καμπτικές ροπές $M_2=1 \text{ kNm}$ και $M_3=20 \text{ kNm}$. ΣΗΜΕΙΩΣΗ: παραλείπονται οι έλεγχοι του ελάσματος σε λυγισμό και της αντοχής της κοιλοδοκού.

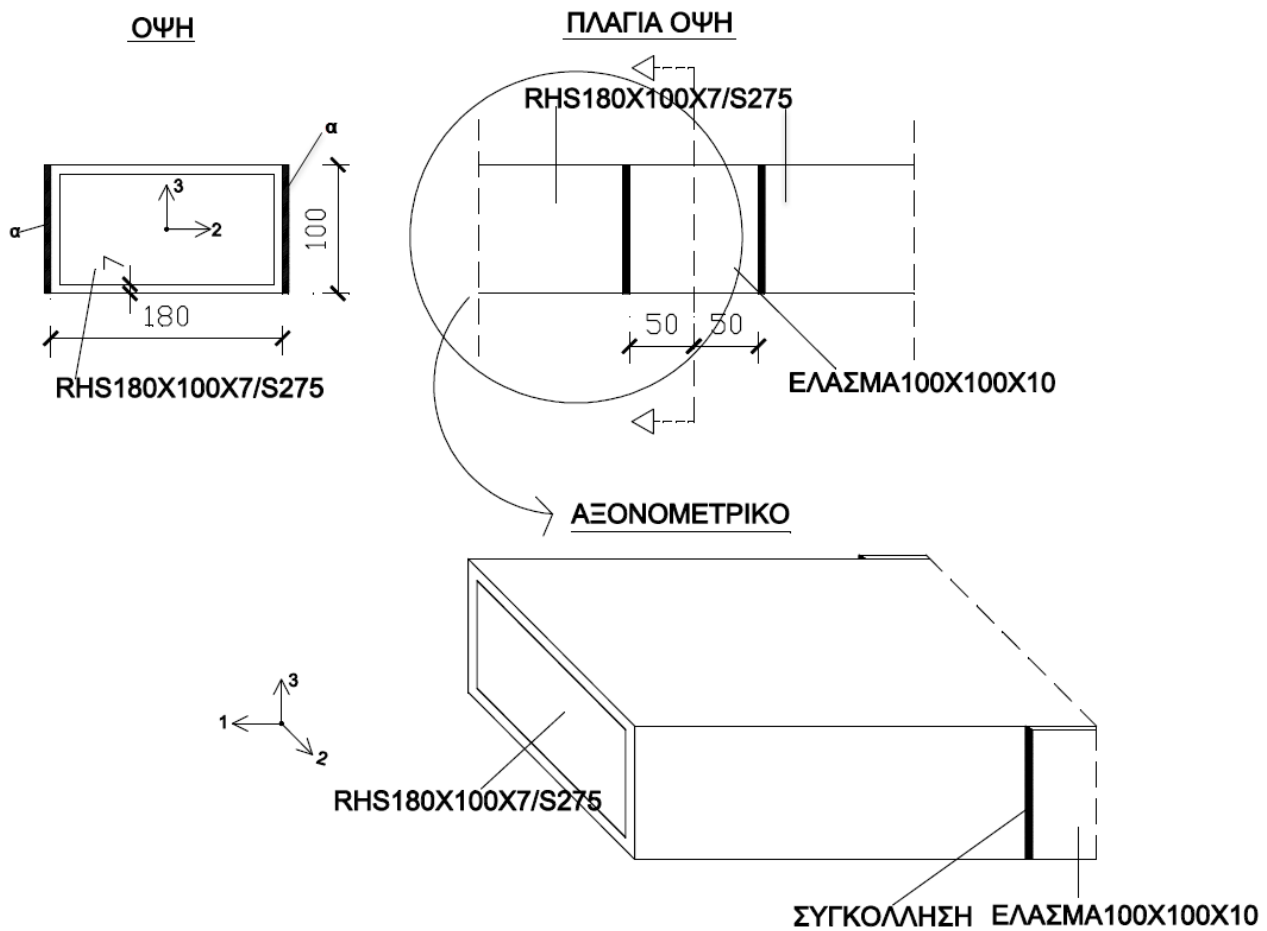
$$f_{w.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = \frac{430 / \sqrt{3}}{0.85 \cdot 1.25} = 233.7 \text{ N / mm}^2$$

$$A_w = 2 \cdot 100 \cdot 7 = 1400 \text{ mm}^2$$

$$W_2 = 100^2 \cdot 7 / 3 = 23333.3 \text{ mm}^3 ; W_3 = 100 \cdot 7 \cdot 180 = 126000 \text{ mm}^3$$

$$M_2 = f_{w.d} \cdot W_2 = 233.7 \cdot 23333.3 \cdot 10^{-6} = 5.45 \text{ kNm} > 1 \text{ kNm}$$

$$M_3 = f_{w.d} \cdot W_3 = 233.7 \cdot 126000 \cdot 10^{-6} = 29.44 \text{ kNm} > 20 \text{ kNm}$$



Υπολογισμός τάσεων

$$\sigma_N = N/A_w = 180 \cdot 10^3 / 1400 = 128.57 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{M_2} = M_2/W_2 = 1 \cdot 10^3 / 23333.3 = 42.86 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{M_3} = M_3/W_3 = 20 \cdot 10^6 / 126000 = 158.73 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_2 = V_2/A_w = 40 \cdot 10^3 / 1400 = 28.57 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_3 = V_3/A_w = 2.5 \cdot 10^3 / 1400 = 1.78 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Κατά απλοποιημένη EC3 : } \sqrt{\sigma_N^2 + \sigma_{M_2}^2 + \sigma_{M_3}^2 + \tau_2^2 + \tau_3^2} = 210.67 \text{ N/mm}^2 < 233.7 \text{ N/mm}^2$$

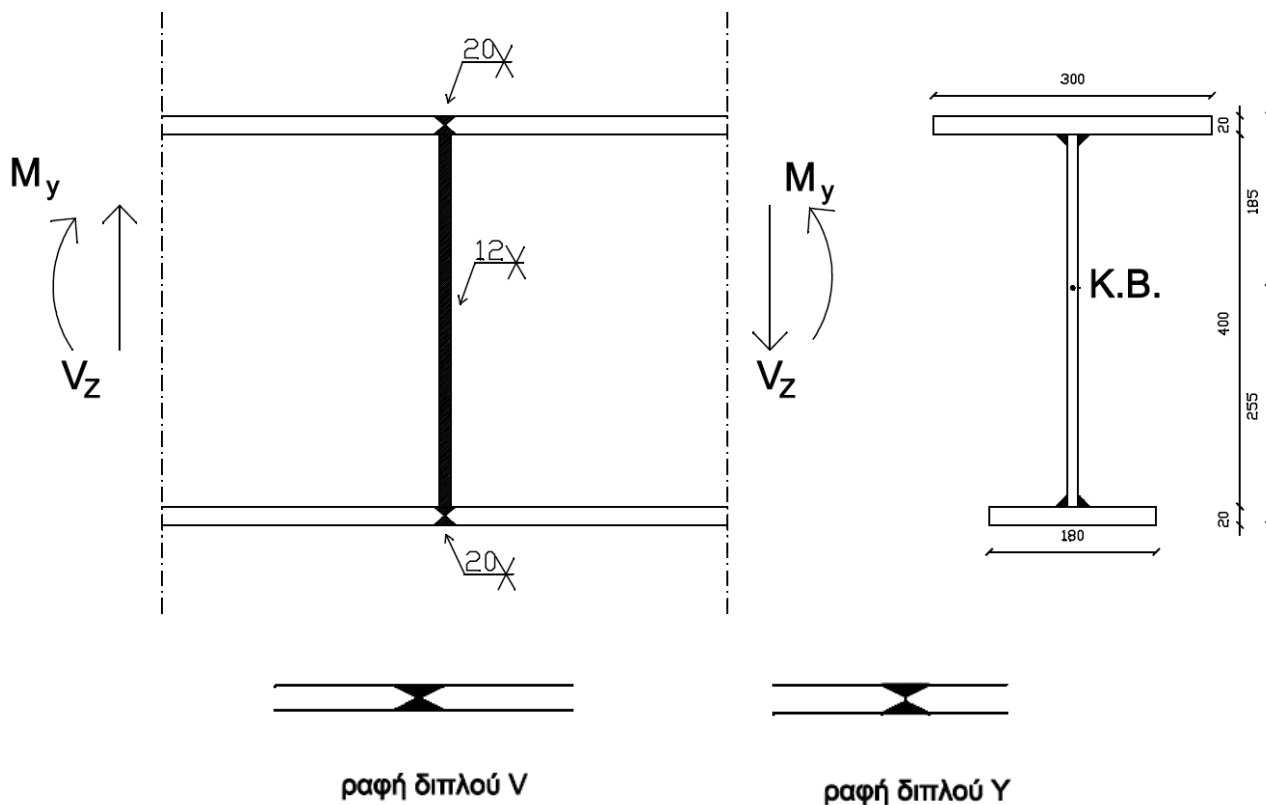
Κατά Von Mises :

$$\sqrt{0.5 \left[(\sigma_N - \sigma_{M_2})^2 + (\sigma_N - \sigma_{M_3})^2 + (\sigma_{M_2} - \sigma_{M_3})^2 + 6(\tau_2^2 + \tau_3^2) \right]} = 115.32 \text{ N/mm}^2 < 233.7 \text{ N/mm}^2$$

Συνεπώς, η συγκόλληση επαρκεί για την παραλαβή των εντατικών μεγεθών.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 5 – Έλεγχος συγκόλλησης σε αποκατάσταση συνέχειας δοκού με άνισα πέλματα

Η αποκατάσταση συνέχειας της συγκολλητής δοκού με άνισα πέλματα του ακόλουθου σχήματος πρόκειται να γίνει είτε με εσωραφή διπλού V (πλήρους διείσδυσης) είτε με εσωραφή διπλού Υ (μερικής διείσδυσης). Να ελεγχθούν και οι δυο τρόποι συγκόλλησης με τη μέθοδο των συνιστωσών. Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού $V_{z.Ed} = 150\text{kN}$, $M_{y.Ed} = 400\text{kNm}$, υλικό S355.



$$I_y = \frac{30 \cdot 2^3}{12} + 30 \cdot 2 \cdot 17.5^2 + \frac{18 \cdot 2^3}{12} + 18 \cdot 2 \cdot 24.5^2 + \frac{1.2 \cdot 16.5^3}{12} + 1.2 \cdot 16.5 \cdot 8.25^2 + \frac{1.2 \cdot 23.5^3}{12} + 1.2 \cdot 23.5 \cdot 11.75^2 = 47004\text{cm}^4$$

Αξονική δύναμη και αντίστοιχη τάση στο μέσο της συγκόλλησης του κάτω πέλματος :

$$N_{f.Ed} = \frac{M_y \cdot z}{I_y} \cdot t_f \cdot b_f = \frac{400 \cdot 10^2 \cdot 24.5}{47004} \cdot 2 \cdot 18 = 750.57\text{kN} \text{ άρα}$$

$$F_{\perp.Ed} = \frac{N_f}{b_f} = \frac{750.57}{18} = 41.70\text{kN/cm}$$

Με βάση τη Σελ.29, η μέγιστη τάση που μπορεί να εμφανίσει η ραφή είναι

$$F_{\perp,Rd} = \frac{\sqrt{2} \cdot f_u \cdot \alpha}{2 \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = 0.707 \cdot \frac{49 \cdot \alpha}{0.9 \cdot 1.25} = 30.80 \cdot \alpha \text{ kN / cm}$$

Για εσωραφή διπλού V (πλήρους διείσδυσης) είναι $\alpha=10\text{mm}$ οπότε

$$F_{\perp,Rd} = 2 \cdot 30.80 \cdot 1 = 61.58 \text{ kN / cm} > F_{\perp} = 41.70 \text{ kN / cm}$$

Για εσωραφή διπλού Υ (μερικής διείσδυσης) θα πρέπει

$F_{\perp} = 41.70 \leq F_{\perp,Rd} = 2 \cdot 30.80 \cdot (\alpha - 0.2) \Rightarrow \alpha \geq 0.88 \text{ cm}$, συνεπώς θεωρώντας $\alpha=9\text{mm}$, η απαίτηση αντοχής για συγκόλληση μερικής διείσδυσης οδηγεί σε υπολογιστικό πάχος $\alpha=9-2=7\text{mm}$, άρα $F_{\perp,Rd} = 2 \cdot 30.80 \cdot 0.7 = 43.12 \text{ kN / cm} > F_{\perp} = 41.70 \text{ kN / cm}$

Ορθές και διατμητικές τάσεις στον κορμό

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \left(\frac{\sqrt{2} M_y \cdot z}{2 I_y} \cdot t_w \right) / (2 \cdot \alpha) \quad \text{και} \quad \tau_{\parallel} = V_z / (2 \cdot 40 \cdot \alpha)$$

Για εσωραφή διπλού V (πλήρους διείσδυσης) είναι $\alpha=6\text{mm}$ οπότε

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \left(\frac{\sqrt{2} 400 \cdot 10^2 \cdot 23.5}{2 47004} \cdot 1.2 \right) / (2 \cdot 0.6) = 14.14 \text{ kN / cm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = 150 / (2 \cdot 40 \cdot 0.6) = 3.12 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{14.14^2 + 3 \cdot (14.14^2 + 3.12^2)} = 28.79 \text{ kN / cm}^2 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = \frac{49}{0.9 \cdot 1.25} = 43.55 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = 14.14 \text{ kN / cm}^2 < \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M_2}} = \frac{0.9 \cdot 49}{1.25} = 35.28 \text{ kN / cm}^2$$

Για εσωραφή διπλού Υ (μερικής διείσδυσης) θεωρείται $\alpha=5.5\text{mm}$ οπότε υπολογιστικό πάχος $\alpha=3.5\text{mm}$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \left(\frac{\sqrt{2} 400 \cdot 10^2 \cdot 23.5}{2 47004} \cdot 1.2 \right) / (2 \cdot 0.35) = 24.24 \text{ kN / cm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = 150 / (2 \cdot 40 \cdot 0.35) = 5.36 \text{ kN / cm}^2$$

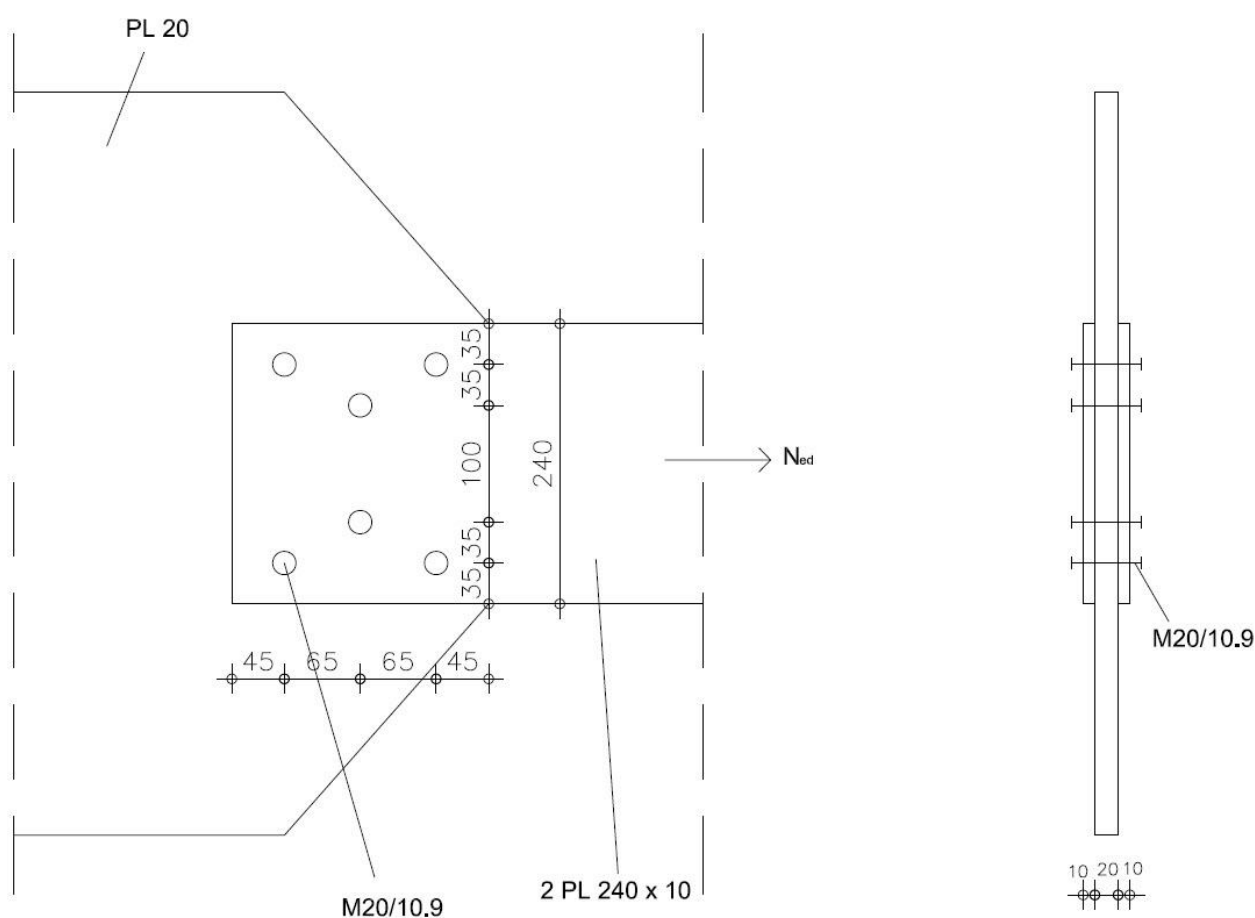
$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{24.24^2 + 3 \cdot (24.24^2 + 5.36^2)} = 49.36 \text{ kN / cm}^2 > \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = \frac{49}{0.9 \cdot 1.25} = 43.55 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = 24.24 \text{ kN / cm}^2 < \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M_2}} = \frac{0.9 \cdot 49}{1.25} = 35.28 \text{ kN / cm}^2$$

Συμπερασματικά, και οι δυο τύποι εσωραφής μπορούν να γίνουν στα πέλματα, ενώ στον κορμό μπορεί να γίνει μόνο εσωραφή πλήρους διεύθυνσης.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 6 – Έλεγχος σύνδεσης με προεντεταμένους κοχλίες

Να ελεγχθεί η σύνδεση του ακόλουθου σχήματος για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και αστοχίας θεωρώντας τις φορτίσεις G και Q . Δίνεται $N_{ed,G} = 240$ kN και $N_{ed,Q} = 415$ kN. Οι κοχλίες είναι προεντεταμένοι M20/10.9 και έχουν τοποθετηθεί σε κανονικές οπές. Η κατηγορία των επιφανειών τριβής είναι A και οι επιφάνειες τριβής είναι δυο. Παραλείπονται οι έλεγχοι αποστάσεων των κοχλίων. Υλικό S275.



$$F_{p.c} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 171.50 \text{ kN}$$

$$N_{ed,ser} = 240 + 415 = 655 \text{ kN} \text{ και } N_{ed} = 1.35 \cdot 240 + 1.5 \cdot 415 = 946.5 \text{ kN}$$

$$\text{Κατηγορία B : } F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M_{3,ser}}} \cdot F_{p.c} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0.5}{1.1} \cdot 171.50 = 155.90 \text{ kN}$$

$$\text{Κατηγορία C : } F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M_3}} \cdot F_{p.c} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0.5}{1.25} \cdot 171.50 = 137.20 \text{ kN}$$

$$N_{ed.ser} = 655\text{kN} < 6 \cdot 155.9 = 935.4\text{kN} = F_{s.Rd.ser}$$

$$N_{ed} = 946.5\text{kN} > 6 \cdot 137.2 = 823.2\text{kN} = F_{s.Rd}$$

$$A_{net} = \min \left[\begin{array}{l} 1 \cdot 24 - 2 \cdot 1 \cdot 2.2 = 19.6\text{cm}^2, 24 - \\ - \left(4 \cdot 1 \cdot 2.2 - 2 \cdot \frac{6.5^2 \cdot 1}{4 \cdot 3.5} \right) = 21.24\text{cm}^2 \end{array} \right] = 19.6\text{cm}^2$$

$$N_{net.Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{19.6 \cdot 23.5}{1} = 460.6\text{kN} < \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M_2}} =$$

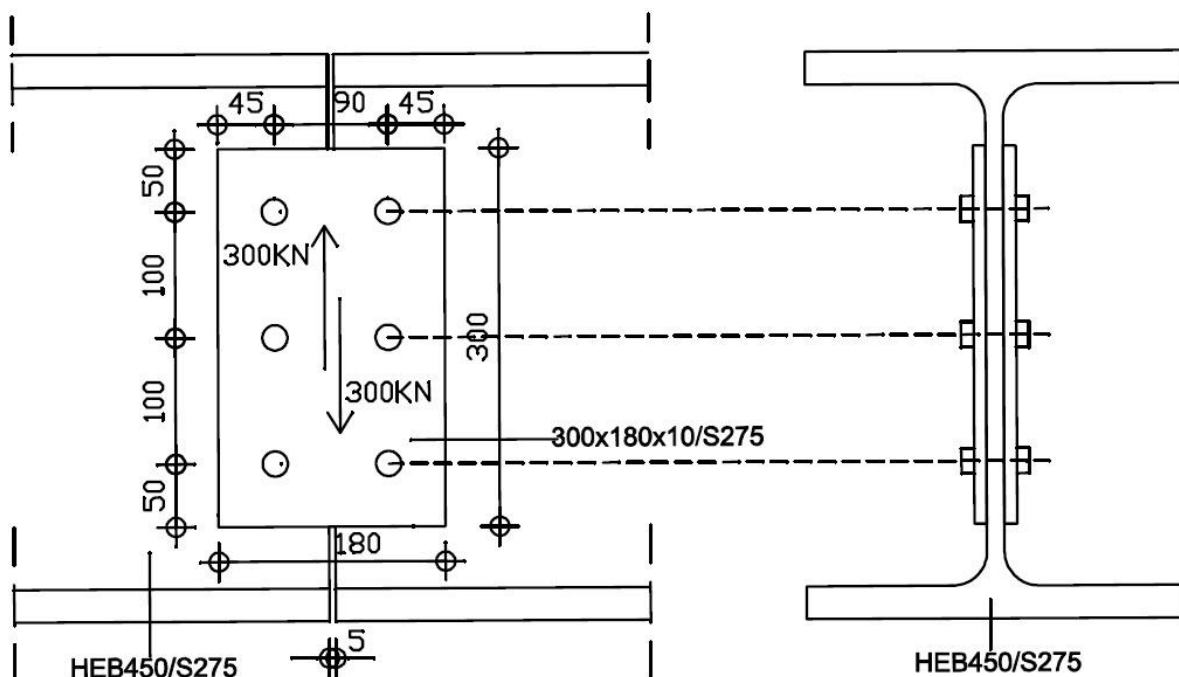
$$= \frac{0.9 \cdot 19.6 \cdot 36}{1.25} = 508.03\text{kN} < \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{24 \cdot 23.5}{1} = 564\text{kN}$$

$$N_{ed} = 946.5 / 2 = 473.25\text{kN} > 460.4\text{kN} = N_{net.Rd}$$

Συνεπώς, η σύνδεση επαρκεί σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (κατηγορία B) και δεν επαρκεί σε οριακή αστοχία (κατηγορία C).

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 7 – Έλεγχος κοχλίωσης σε σύνδεση διάτμησης

Να ελεγχθεί η κοχλίωση για την σύνδεση διάτμησης διατομής HEB450/S275 του ακόλουθου σχήματος. Εντατικό μέγεθος σχεδιασμού $V_{Ed} = 300\text{kN}$, διάτμηση στο σπείρωμα, κοχλίες M24/8.8.



$$e_1 = 50\text{mm} ; e_2 = 45\text{mm} ; p_1 = 100\text{mm} ; p_2 = 90\text{mm} ; d_0 = 26\text{mm} ; t = 10\text{mm}$$

$$e_1 > 1.2d_0 = 31.2\text{mm} ; e_2 > 1.2d_0 = 31.2\text{mm} ; e_1 \text{ και } e_2 < 4t + 40 = 80\text{mm}$$

$$p_1 > 2.2d_0 = 57.2\text{mm} ; p_2 > 2.4d_0 = 62.4\text{mm} ; p_1 \text{ και } p_2 < \min(14t, 200) = 140\text{mm}$$

$$F_{v.Rd} = 2 \cdot 0.6 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{M_2} = 2 \cdot 0.6 \cdot 80 \cdot 3.53 / 1.25 = 271.1\text{kN}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.64, 1.03, 1.86, 1) = 0.64 ;$$

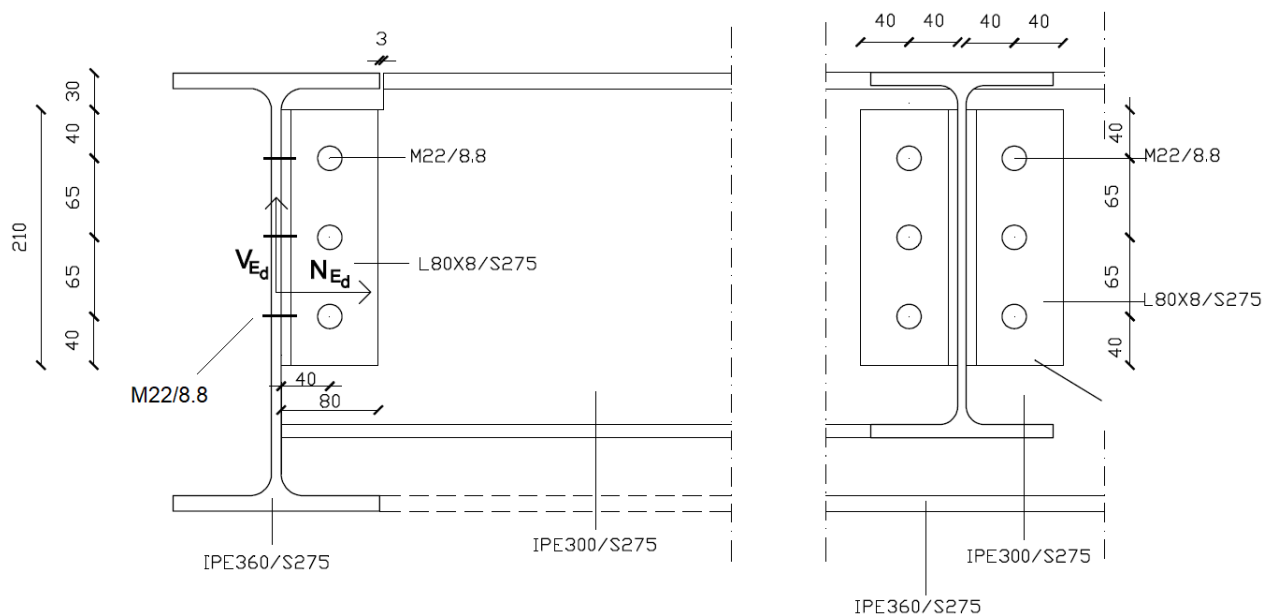
$$k_1 = \min\left(\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, \frac{1.4p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 0.64 \cdot 2.4 \cdot 1.43 / 1.25 = 132.1\text{kN}$$

Ο κάθε κοχλίας καταπονείται με κατακόρυφη δύναμη $300/3=100\text{kN}$, ενώ η στρεπτική ροπή $300 \cdot 4.5 = 1350\text{kNcm}$ παραλαμβάνεται από τους ακραίους κοχλίες ως οριζόντια δύναμη ίση με $1350/20=67.5\text{kN}$. Στον ακραίο κοχλία η μέγιστη δύναμη είναι $\sqrt{67.5^2 + 100^2} = 120.65\text{kN} < 132.1\text{kN}$ (παραλείφθηκαν ως λιγότερο δυσμενείς οι χωριστοί έλεγχοι άντυνας στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση της κοχλίωσης).

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 8 – Αρθρωτή σύνδεση δοκού σε δοκό

Να ελεγχθεί η επάρκεια της σύνδεσης του ακόλουθου σχήματος στην οποία η δοκός IPE300 μεταφέρει στη δοκό IPE360 αξονική δύναμη $N_{Ed} = 25\text{kN}$ και τέμνουσα δύναμη $V_{Ed} = 100\text{kN}$. Χάλυβας S275, κοχλίες M22/8.8.



Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

$$e_1 = 40mm ; e_2 = 40mm ; p_1 = 65mm ; d_0 = 24mm ; t_{min} = 7.1mm$$

$$e_1 > 1.2d_0 = 28.8mm ; e_2 > 1.2d_0 = 28.8mm$$

$$e_1 < 4t + 40 = 68.4mm ; \text{ και } e_2 < 4t + 40 = 68.4mm$$

$$p_1 > 2.2d_0 = 52.8mm ; p_1 < \min(14t, 200) = 99.4mm$$

Ο κάθε κοχλίας της IPE360 καταπονείται σε τέμνουσα δύναμη $F_{v.Ed} = 100 / 6 = 16.67kN$ και αξονική δύναμη $F_{h.Ed} = 25 / 6 = 4.17kN$.

Η τέμνουσα δύναμη 100kN προκαλεί μια ροπή στους τρεις κοχλίες της IPE300. Η ροπή αυτή ισούται με $M_{Ed} = 100 \cdot 4 = 400kNcm$ και παραλαμβάνεται από τους δυο ακραίους κοχλίες με οριζόντιες δυνάμεις ίσες με $F_{h.Ed} = 400 / 2 \cdot 6.5 = 30.77kN$.

Η τέμνουσα δύναμη 100kN ισοκατανέμεται στους τρεις κοχλίες της IPE300 με κατακόρυφες δυνάμεις ίσες με $F_{v.Ed} = 100 / 3 = 33.33kN$. Στους ακραίους κοχλίες η συνιστάμενη δύναμη ισούται με $F_{Ed} = \sqrt{(30.77 + 25 / 3)^2 + 33.33^2} = 51.38kN$

Αντοχή κοχλιών

Μονότμητοι στην IPE360 (διάτμηση στην πλήρη διατομή)

$$F_{v.Rd} = 0.6 \cdot A \cdot f_{ub} / \gamma_{M_2} = 0.6 \cdot 80 \cdot 3.80 / 1.25 = 145.92kN$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.555, 0.653, 1.86, 1) = 0.555 ;$$

$$k_1 = \min\left(\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 0.555 \cdot 2.2 \cdot 0.8 \cdot 43 / 1.25 = 84.0kN$$

$$F_{v.Ed} = 16.67kN < F_{b.Rd} = 84.0kN$$

$$F_{h.Ed} = F_{t.Ed} = 4.17kN < F_{t.Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M_b} = 0.9 \cdot 80 \cdot 3.03 / 1.25 = 174.52kN$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} = \frac{16.67}{84.0} + \frac{4.17}{1.4 \cdot 174.52} = 0.215 < 1$$

Δίτμητοι κοχλίες στην IPE300 (διάτμηση στην πλήρη διατομή)

$$F_{v.Rd} = 2 \cdot 0.6 \cdot A \cdot f_{ub} / \gamma_{M_2} = 2 \cdot 0.6 \cdot 80 \cdot 3.80 / 1.25 = 291.84 \text{ kN}$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 0.555 \cdot 2.2 \cdot 0.71 \cdot 43 / 1.25 = 74.55 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = 51.38 \text{ kN} < F_{b.Rd} = 74.55 \text{ kN}$$

Έλεγχος γωνιακού

$$\text{Εντατικά μεγέθη : } M_{Ed} = 400 / 2 = 200 \text{ kNcm} ; V_{Ed} = 100 / 2 = 50 \text{ kN}$$

$$A = 12.27 \text{ cm}^2 ; A_{net} = 12.27 - 1.5 \cdot 0.8 \cdot 2.4 = 9.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.9 A_{net}}{A} = 0.69 < \frac{f_y \cdot \gamma_{M_2}}{f_u \cdot \gamma_{M_0}} = 0.8 \text{ άρα πρέπει να αφαιρεθεί η οπή στο εφελκυσμένο τμήμα}$$

$$W_{pl} = 21^2 \cdot 0.8 / 4 - 6.5 \cdot 0.8 \cdot 2.4 = 75.8 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl.Rd} = 75.8 \cdot 27.5 / 1 = 2084.5 \text{ kNcm} > 200 \text{ kNcm}$$

$$A_{v.net} = 9.39 > \frac{A_v \cdot f_y}{f_u} = 5.73 \text{ άρα οι οπές δεν λαμβάνονται υπόψη στη διάτμηση}$$

$$V_{pl.Rd} = 12.27 \cdot 27.5 / (\sqrt{3} \cdot 1) = 194.82 \text{ kN} > 50 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 50 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{pl.Rd} = 97.41 \text{ kN} \text{ άρα δεν απαιτείται μείωση της ροπής αντοχής}$$

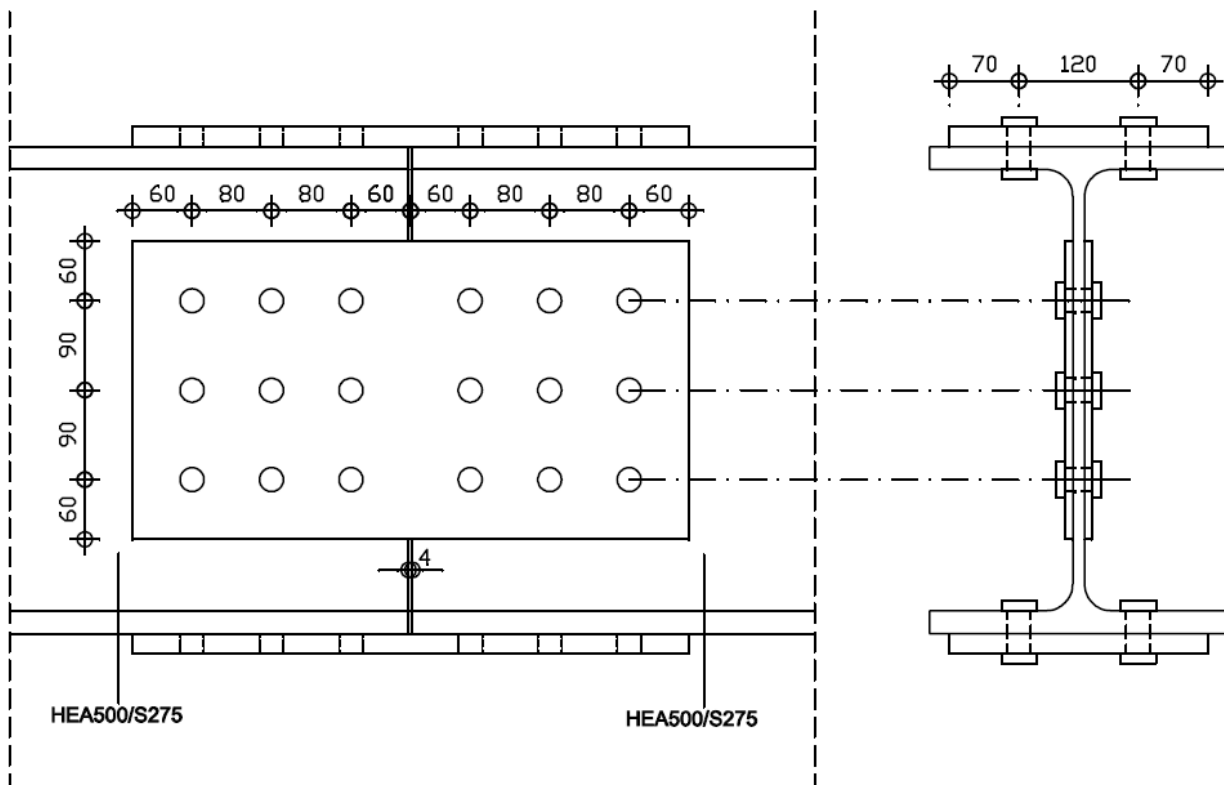
Έλεγχος δοκού σε απόσχιση

$$A_{nt} = (4 - 2.4 / 2) \cdot 0.71 = 1.99 \text{ cm}^2 ; A_{nv} = (17 - 2.4 \cdot 2.5) \cdot 0.71 = 7.81 \text{ cm}^2$$

$$V_{eff.2.Rd} = 0.5 \cdot A_{nt} \cdot f_u / \gamma_{M_2} + A_{nv} \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 34.23 + 124 = 158.23 \text{ kN} > 100 \text{ kN}$$

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 9 – Αποκατάσταση συνέχειας δοκού

Να ελεγχθεί η αποκατάσταση συνέχειας δοκού διατομής HEA500/S275, κατηγορίας 1, που φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα. Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού στην περιοχή αποκατάστασης $N_{Ed} = 800 \text{ kN}$ (εφελκυστική), $V_{Ed} = 95 \text{ kN}$, $M_{Ed} = 175 \text{ kNm}$. Διάτμηση στο σπείρωμα, κοχλίες κορμού και πελμάτων M24/8.8, πάχη ελάσματος κορμού και πέλματος 14mm και 20mm, αντίστοιχα. **ΣΗΜΕΙΩΣΗ:** Παραλείπονται οι έλεγχοι τοπικού λυγισμού στα θλιβόμενα ελάσματα.



Κατανομή έντασης στα ελάσματα κορμού και πελμάτων με βάση την HEA 500

$$N_{f.Ed}^{\pi\acute{\alpha}\nu\omega} = (\sigma_M + \sigma_N) \cdot A_f = \left(\frac{-175 \cdot 100 \cdot (49 - 2.3) / 2}{86970} + \frac{800}{198} \right) \cdot 69 = -45.51 \text{ kN}$$

$$N_{f.Ed}^{\kappa\acute{\alpha}\tau\omega} = (\sigma_M + \sigma_N) \cdot A_f = \left(\frac{175 \cdot 100 \cdot (49 - 2.3) / 2}{86970} + \frac{800}{198} \right) \cdot 69 = 603.06 \text{ kN}$$

$$N_{w.Ed} = A_w (\sigma_f^{\pi\acute{\alpha}\nu\omega} + \sigma_f^{\kappa\acute{\alpha}\tau\omega}) / 2 = (49 - 2.3) \cdot 1.2 \cdot (-0.66 + 8.74) / 2 = 226.4 \text{ kN}$$

$$M_{w.Ed} = M_{Ed} \cdot \frac{I_w}{I} = (\sigma_2 - \sigma_1) \cdot \frac{A_w \cdot h_s}{12} = (8.74 + 0.66) \cdot (49 - 2.3) \cdot 46.7 \cdot 1.2 / 12 = 20.5 \text{ kNm}$$

Η τέμνουσα παραλαμβάνεται πλήρως από τον κορμό.

Έλεγχος δοκού

$$A = 19750 \text{ mm}^2 ; A_{net} = A - A_{οπών} = 19750 - 3 \cdot 26 \cdot 12 - 2 \cdot 2 \cdot 26 \cdot 23 = 16422 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 197.5 \cdot 27.5 / 1 = 5431.25 \text{ kN}$$

$$N_{u.Rd} = 0.9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2} = 0.9 \cdot 164.22 \cdot 43 / 1.25 = 5084 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + t_f \cdot (t_w + 2r) = 74.68 \text{ cm}^2 > n h_w t_w = 39 \cdot 1.2 = 46.80 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 74.68 \cdot 27.5 / \sqrt{3} = 1185.74 \text{ kN} ; V_{Ed} = 95 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{pl.Rd} = 592.87 \text{ kN}$$

οπότε δεν απομειώνεται η καμπτική αντοχή λόγω τέμνουσας

$$M_{pl.Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 3949 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 1085.98 \text{ kNm} > 175 \text{ kNm}$$

$$A_{v.net} = A_v - A_{οπών} = 74.68 - 3 \cdot 2.6 \cdot 1.2 = 65.32 \text{ cm}^2 ; 65.32 > 27.5 \cdot 74.68 / 43 = 47.76 \text{ οπότε}$$

οι οπές δεν λαμβάνονται υπόψη

$$A_{nt} = (6 - 2.6 / 2) \cdot 1.2 = 5.64 \text{ cm}^2 ; A_{nv} = (30 - 6) \cdot 1.2 - 2.5 \cdot 2.6 \cdot 1.2 = 21 \text{ cm}^2$$

$$V_{eff.2.Rd} = 0.5 \cdot A_{nt} \cdot f_u / \gamma_{M_2} + A_{nv} \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 97.00 + 333.43 = 430.43 \text{ kN} > 95 \text{ kN}$$

$$A_f = 30 \cdot 2.3 = 69 \text{ cm}^2 ; A_{f.net} = A_f - A_{οπών} = 69 - 2 \cdot 2.6 \cdot 2.3 = 57.04 \text{ cm}^2$$

$0.9 \cdot 57.04 / 69 = 0.744 < 27.5 \cdot 1.25 / 43 = 0.8$ οπότε οι οπές στο εφελκυσμένο πέλμα λαμβάνονται υπόψη

$$A_t = 197.5 / 2 = 98.75 \text{ cm}^2 \text{ (κανονικά πρέπει να βρεθεί νέος ουδέτερος άξονας)}$$

$$A_{t.net} = A_t - A_{οπών} = 98.75 - 1.5 \cdot 2.6 \cdot 1.2 - 2 \cdot 2.6 \cdot 2.3 = 82.11 \text{ cm}^2$$

$0.9 \cdot 82.11 / 98.75 = 0.748 < 27.5 \cdot 1.25 / 43 = 0.8$ οπότε οι οπές στον εφελκυσμένο κορμό λαμβάνονται υπόψη και απομειώνεται η πλαστική ροπή αντίστασης ως :

$$W_{pl.red} = 3949 - 2 \cdot 2.6 \cdot 2.3 \cdot (49 - 2.3) / 2 - 2.6 \cdot 1.2 \cdot 9 = 3635.65 \text{ cm}^3$$

$$A_{w.net} = 46.8 - 3 \cdot 2.6 \cdot 1.2 = 37.44 \text{ cm}^2$$

$$M_{pl.red.Rd} = W_{pl.red} \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 3635.65 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 999.8 \text{ kNm} > 175 \text{ kNm}$$

$$A_{f.net} / A_{w.net} = 57.04 / 37.44 = 1.52 > 0.6 \text{ οπότε } \tau_{Ed} = V_{Ed} / A_{w.net} = 95 / 37.44 = 2.54 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\text{και } \tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} / f_y \cdot \gamma_{M_0} = 2.54 \cdot \sqrt{3} / 27.5 \cdot 1 = 0.16 < 1$$

Κοχλίες κορμού

$$e_1 = e_2 = 60 \text{ mm} ; p_1 = 80 \text{ mm} ; p_2 = 90 \text{ mm} ; d_0 = 26 \text{ mm} ; t = 12 \text{ mm}$$

$$e_1 > 1.2d_0 = 31.2mm ; e_2 > 1.2d_0 = 31.2mm ; e_1 \text{ και } e_2 < 4t + 40 = 88mm$$

$$p_1 > 2.2d_0 = 57.2mm ; p_2 > 2.4d_0 = 62.4mm ; p_1 \text{ και } p_2 < \min(14t, 200) = 168mm$$

$$F_{v.Rd} = 2 \cdot 0.6 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{M_2} = 2 \cdot 0.6 \cdot 80 \cdot 3.53 / 1.25 = 271.1kN$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.77, 0.78, 1.86, 1) = 0.77 ;$$

$$k_1 = \min\left(\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, \frac{1.4p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 0.77 \cdot 2.4 \cdot 1.2 \cdot 43 / 1.25 = 190.71kN$$

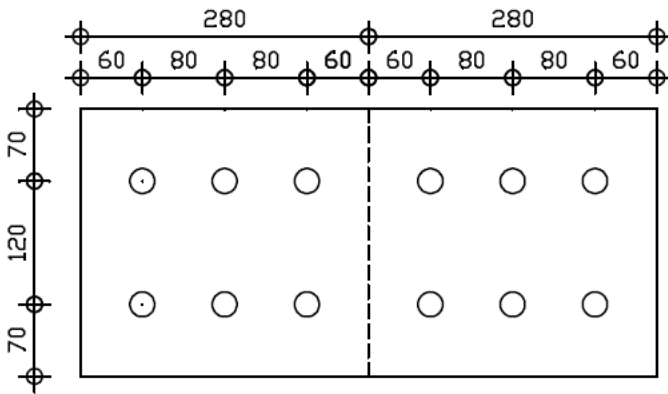
$$\text{Κρίσιμη η άντυση των οπών : } F_{b.Rd}^{tot} = 9 \cdot 190.71 = 1716.42kN$$

Κοχλίες πελμάτων

$$e_1 = 60mm ; e_2 = 70mm ; p_1 = 80mm ; p_2 = 120mm ; d_0 = 26mm ; t = 20mm$$

$$e_1 > 1.2d_0 = 31.2mm ; e_2 > 1.2d_0 = 31.2mm ; e_1 \text{ και } e_2 < 4t + 40 = 120mm$$

$$p_1 > 2.2d_0 = 57.2mm ; p_2 > 2.4d_0 = 62.4mm ; p_1 \text{ και } p_2 < \min(14t, 200) = 200mm$$



$$F_{v.Rd} = 0.6 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{M_2} = 0.6 \cdot 80 \cdot 3.53 / 1.25 = 135.55kN$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.77, 0.78, 1.86, 1) = 0.77$$

$$k_1 = \min\left(\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, \frac{1.4p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 0.77 \cdot 2.4 \cdot 2 \cdot 43 / 1.25 = 317.86kN$$

Κρίσιμη η διάτμηση : $F_{v.Rd}^{tot} = 6 \cdot 135.55 = 813.3kN$ ανά πέλμα

Ελάσματα κορμού

$$A = 2 \cdot 14 \cdot 300 = 8400mm^2 ; A_{net} = A - A_{οπών} = 8400 - 3 \cdot 26 \cdot 2 \cdot 14 = 6216mm^2$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 8400 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 2310kN$$

$$N_{u.Rd} = 0.9A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2} = 0.9 \cdot 62.16 \cdot 43 / 1.25 = 1924.47kN \text{ ή } 962.24kN \text{ ανά έλασμα}$$

$$V_{pl.Rd} = 2 \cdot A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 2 \cdot 30 \cdot 1.4 \cdot 27.5 / \sqrt{3} = 1333.72kN \text{ ή } 666.86kN \text{ ανά έλασμα}$$

$$A_{v.net} = A_v - A_{οπών} = 30 \cdot 1.4 - 3 \cdot 2.6 \cdot 1.4 = 31.08cm^2 ; 31.08 > 27.5 \cdot 1.4 \cdot 30 / 43 = 26.86cm^2$$

άρα οι οπές δεν λαμβάνονται υπόψη

$V_{Ed} = 95kN < 0.5 \cdot V_{pl.Rd} = 666.86kN$ άρα δεν απομειώνεται η καμπτική αντοχή λόγω τέμνουσας

$$W_{el} = 1.4 \cdot 30^2 / 6 = 210cm^3$$

$$M_{el.Rd} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 210 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 57.75kNm \text{ το ένα έλασμα}$$

$$\sigma = N_{w.Ed} / A + M_{Ed} / W_{el} = 226.40 / 84 + (2050 + 95 \cdot 14) / (2 \cdot 210) = 10.74kN / cm^2 < 27.5kN / cm^2$$

$$\text{ή } N_{w.Ed} / N_{Rd} + M_{Ed} / M_{Rd} = 226.40 / 1924.47 + (2050 + 95 \cdot 14) / (2 \cdot 5775) = 0.41 < 1$$

$$A_{nt} = (6 - 2.6 / 2) \cdot 1.4 = 6.58cm^2 ; A_{nv} = (30 - 6) \cdot 1.4 - 2.5 \cdot 2.6 \cdot 1.4 = 24.5cm^2$$

$$V_{eff.2.Rd} = 0.5 \cdot A_{nt} \cdot f_u / \gamma_{M_2} + A_{nv} \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 116.96 + 389 = 505.96kN > 95kN$$

Ελάσματα πελμάτων

$$A = 20 \cdot 260 = 5200mm^2 ; A_{net} = A - A_{οπών} = 5200 - 2 \cdot 26 \cdot 20 = 4160mm^2$$

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 5200 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 1430kN$$

$$N_{u.Rd} = 0.9A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2} = 0.9 \cdot 41.6 \cdot 43 / 1.25 = 1287.94kN \text{ το ένα έλασμα}$$

Δυο οι πιθανές μορφές αστοχίας λόγω απόσχισης :

$$i) A_{nt} = (7 - 2.6 / 2) \cdot 2 = 11.4 \text{ cm}^2 ; A_{nv} = 22 \cdot 2 - 2.5 \cdot 2.6 \cdot 2 = 31 \text{ cm}^2$$

$$V_{eff.2.Rd} = 0.5 \cdot A_{nt} \cdot f_u / \gamma_{M_2} + A_{nv} \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 196.08 + 492.2 = 688.28 \text{ kN} > 603.06 \text{ kN}$$

$$ii) A_{nt} = (12 - 2.6 / 2) \cdot 2 = 21.4 \text{ cm}^2 ; A_{nv} = (22 \cdot 2 - 2.5 \cdot 2.6 \cdot 2) \cdot 2 = 62 \text{ cm}^2$$

$$V_{eff.2.Rd} = 0.5 \cdot A_{nt} \cdot f_u / \gamma_{M_2} + A_{nv} \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 368.08 + 984.41 = 1352.49 \text{ kN} > 603.06 \text{ kN}$$

Τελικοί έλεγχοι παραλαβής εντατικών μεγεθών και αντοχής της σύνδεσης

Σε αξονική δύναμη κρίσιμα προκύπτουν τα ελάσματα κορμού και πελμάτων άρα $N_{c.Rd} = 2 \cdot 1287.94 + 1924.47 = 4500 \text{ kN} > 800 \text{ kN}$.

Η διάτμηση θα παραλειφθεί από τα ελάσματα του κορμού άρα $V_{pl.Rd} = 1333.72 \text{ kN} > 95 \text{ kN}$.

Η αξονική σε κάθε πέλμα από τη συνολική αντοχή των κοχλίων σε διάτμηση είναι $6 \cdot 135.55 = 813.3 \text{ kN}$ συνεπώς θεωρώντας μοχλοβραχίονα $49 + 2 \cdot 1 = 51 \text{ cm}$ προκύπτει ότι $M_{Rd} = 0.51 \cdot 813.3 = 414.79 \text{ kNm} > 175 \text{ kNm}$.

Το έλασμα του πέλματος καταπονείται με δύναμη ίση με $603.06 \text{ kN} < 1287.9 \text{ kN}$. Ένας κοχλίας του πέλματος καταπονείται με δύναμη ίση με $603.06 / 6 = 100.51 \text{ kN} < 135.55 \text{ kN}$.

Ο κορμός καταπονείται σε αξονική $226.40 \text{ kN} < 1924.47 \text{ kN}$, διάτμηση $95 \text{ kN} < 1333.72 \text{ kN}$ και ροπή $20.5 \text{ kNm} < 115.55 \text{ kNm}$.

Ο δυσμενέστερος κοχλίας του κορμού καταπονείται με οριζόντια και κατακόρυφη δύναμη ίσες με $226.40 / 9 = 25.16 \text{ kN}$ και $95 / 9 = 10.56 \text{ kN}$, αντίστοιχα, καθώς και ροπή $20.5 + 95 \cdot 0.14 = 33.8 \text{ kNm}$. Είναι $J_p = 6 \cdot 8^2 + 6 \cdot 9^2 = 870 \text{ cm}^2$ και η προκαλούμενη στρέψη στην κοχλίωση ανάγεται σε μια οριζόντια και μια κατακόρυφη δύναμη στον δυσμενέστερο κοχλία ίση με $3380 \cdot 9 / 870 = 34.97 \text{ kN}$ και $3380 \cdot 8 / 870 = 31.08 \text{ kN}$, αντίστοιχα.

Συνεπώς, η συνολική οριζόντια και κατακόρυφη δύναμη στο δυσμενέστερο κοχλία είναι $25.16 + 34.97 = 60.13 \text{ kN}$ και $10.56 + 31.08 = 41.64 \text{ kN}$, αντίστοιχα. Η συνολική δύναμη στον κοχλία είναι $\sqrt{60.13^2 + 41.64^2} = 73.14 \text{ kN} < 190.71 \text{ kN}$ (παραλείφθηκαν ως λιγότερο δυσμενείς οι χωριστοί έλεγχοι άντυνας στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση της κοχλίωσης).

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 10 – Έλεγχος κοχλίωσης, συγκόλλησης και λεπίδας ημιάκαμπτης σύνδεσης

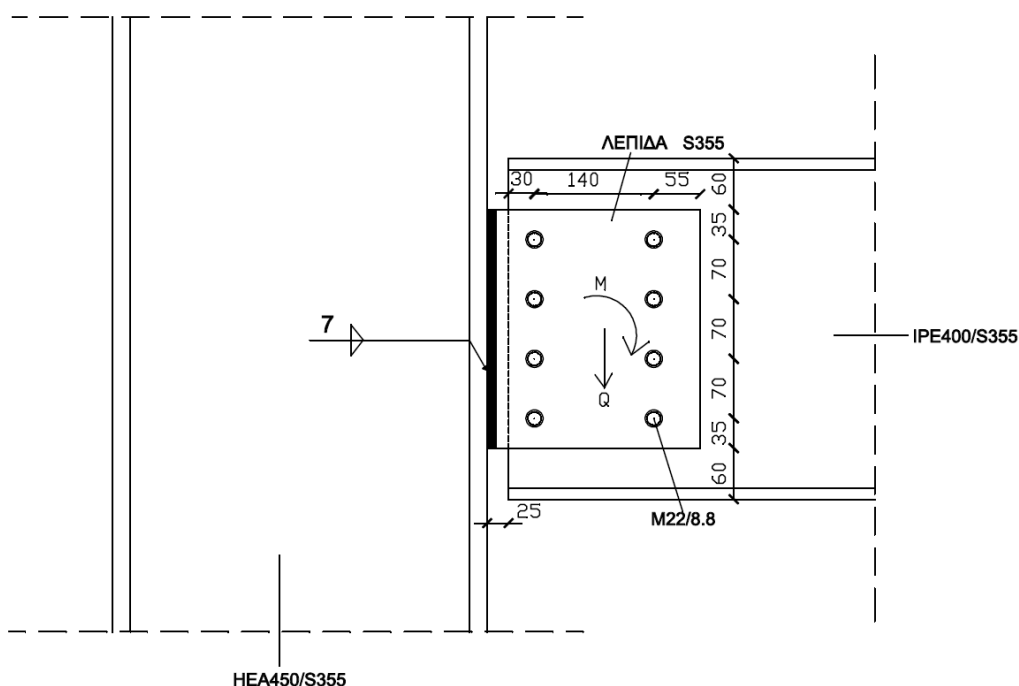
Να ελεγχθεί η ημιάκαμπτη σύνδεση (κοχλίωση, συγκόλληση, λεπίδα) του ακόλουθου σχήματος έναντι τέμνουσας $Q = 145 \text{ kN}$ και ροπής $M = 29 \text{ kNm}$, οι οποίες δρουν στο Κ.Β. της κοχλίωσης. Υλικό S355, κοχλίες M22/8.8, διάτμηση στο σπείρωμα, λεπίδα 250X280X10.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για αυτό τον τύπο σύνδεσης, οι διαστάσεις της λεπίδας καθορίζονται ως εξής:

α) ο λόγος ύψος λεπίδας / καθαρό ύψος διατομής δοκού να είναι < 1 , β) ο λόγος ύψος λεπίδας / συνολικό ύψος διατομής δοκού να είναι $> 0,6$, γ) για την αποφυγή τοπικού λυγισμού θα πρέπει i) η απόσταση του κέντρου βάρους της πλησιέστερης οπής από το πέλμα του υποστυλώματος να είναι μικρότερη από το λόγο πάχους λεπίδας/0,15 , ii) ο λόγος της κεντροβαρικής απόστασης δυο διαδοχικών οπών προς το πάχος της λεπίδας να είναι $< 9\epsilon$, iii) ο λόγος της απόστασης του κέντρου βάρους της ακραίας οπής από το άκρο της λεπίδας κατά την οριζόντια έννοια προς το πάχος της λεπίδας να είναι $< 14\epsilon$, iv) για την αποφυγή ελέγχου κάμψης της λεπίδας θα πρέπει το ύψος λεπίδας να είναι $> 2,73$ επί την απόσταση του κέντρου βάρους της πλησιέστερης οπής από το πέλμα του υποστυλώματος. Επίσης, για τη λεπίδα η αντοχή σε διάτμηση βρίσκεται ως

$$V_{Rd} = \min \left(\frac{A f_y}{1.27 \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}, \frac{A_{net} f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}}, V_{eff,2,Rd} \right), \text{ ενώ για την κοχλίωση η αντοχή σε διάτμηση}$$

$$\text{ως } V_{Rd} = \frac{n F_{V,Rd}}{1.45}, \text{ όπου } n \text{ ο αριθμός των κοχλίων.}$$



Έλεγχος συγκόλλησης με την απλοποιημένη μέθοδο

$$\alpha_w = 7mm ; l_w = 280mm$$

$$\tau = \tau_{II} = \frac{V}{A_w} = \frac{145 \cdot 10^3}{2 \cdot 280 \cdot 7} = 36.99N / mm^2$$

$$\text{Ροπή στη συγκόλληση : } M = 29 + 145 \cdot (25 + 30 + 70) \cdot 10^{-3} = 47.125 kNm$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{47.125 \cdot 10^6 \cdot 280 / 2}{7 \cdot 2 \cdot 280^3 / 12} = 257.61N / mm^2$$

$$f_{w.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = \frac{510 / \sqrt{3}}{0.9 \cdot 1.25} = 261.74N / mm^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = 260.25N / mm^2 < 261.74N / mm^2$$

Έλεγχος συγκόλλησης με την μέθοδο συνιστωσών

$$\sigma_{\perp} = \sigma \cdot \sin 45^\circ = 182.13N / mm^2 ; \tau_{\perp} = \sigma \cdot \cos 45^\circ = 182.13N / mm^2$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)} = \sqrt{182.13^2 + 3 \cdot (182.13^2 + 36.99^2)} = 369.85N / mm^2 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = 453.33N / mm^2$$

$$\sigma_{\perp} = 182.13N / mm^2 < \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M_2}} = 367.2N / mm^2$$

Έλεγχος κοχλίωσης

$$e_1 = 35mm ; e_2 = 55mm ; p_1 = 70mm ; p_2 = 140mm ; d_0 = 24mm ; t = 8.6mm$$

$$e_1 > 1.2d_0 = 28.8mm ; e_2 > 1.2d_0 = 28.8mm ; e_1 \text{ και } e_2 < 4t + 40 = 74.4mm$$

$$p_1 > 2.2d_0 = 52.8mm ; p_2 > 2.4d_0 = 57.6mm ; p_1 \text{ και } p_2 < \min(14t, 200) = 120.4mm$$

$$F_{v.Rd} = 0.6 \cdot A_s \cdot f_{ub} / \gamma_{M_2} = 0.6 \cdot 80 \cdot 3.03 / 1.25 = 116.35kN$$

Αντυγα στην δ/ση των 280mm – Εξωτερικοί κοχλίες

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.486, 1.57, 1) = 0.486 ; k_1 = \min\left(\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 0.486 \cdot 2.2 \cdot 0.86 \cdot 51 / 1.25 = 93.79kN$$

Αντογα στην δ/ση των 280mm – Εσωτερικοί κοχλίες

$$\alpha = \min\left(\frac{\rho_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.722, 1.57, 1) = 0.722 ; k_1 = \min\left(\frac{1.4\rho_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 0.722 \cdot 2.2 \cdot 0.86 \cdot 51 / 1.25 = 139.33kN$$

Αντογα στην δ/ση των 250mm – Εξωτερικοί κοχλίες

$$e_1 = 55mm ; e_2 = 35mm ; \rho_1 = 140mm ; \rho_2 = 70mm$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.764, 1.57, 1) = 0.764 ; k_1 = \min\left(\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.38$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.38 \cdot 0.764 \cdot 2.2 \cdot 0.86 \cdot 51 / 1.25 = 140.36kN$$

Αντογα στην δ/ση των 250mm – Εσωτερικοί κοχλίες

$$\alpha = \min\left(\frac{\rho_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(1.69, 1.57, 1) = 1 ; k_1 = \min\left(\frac{1.4\rho_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.38$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.38 \cdot 1 \cdot 2.2 \cdot 0.86 \cdot 51 / 1.25 = 183.72kN$$

Επειδή $F_{b.Rd} = 93.79kN < F_{v.Rd} = 116.35kN$, ισχύει η ελαστική θεώρηση και επιτρέπεται εναλλακτικά η πλαστική κατανομή δυνάμεων στους κοχλίες.

Ελαστική θεώρηση

Λόγω τέμνουσας ο κάθε κοχλίας παραλαμβάνει $145/8 = 18.12kN$. Λόγω στρεπτικής ροπής, βρίσκεται η πολική ροπής αδράνειας των κοχλιών ως $J_p = 4 \cdot (70^2 + 105^2) + 4 \cdot (70^2 + 35^2) = 88200mm^2$.

Ο δυσμενέστερος κοχλίας θα παραλάβει $29 \cdot 10^3 \cdot 105 / 88200 = 34.52kN$ κατά την κατακόρυφη διεύθυνση και $29 \cdot 10^3 \cdot 70 / 88200 = 23.01kN$ κατά την οριζόντια. Συνολικά η δύναμη στο δυσμενέστερο κοχλία είναι $\sqrt{23.01^2 + (34.52 + 18.12)^2} = 57.45kN < 93.79kN$.

Πλαστική θεώρηση

Βρίσκεται ο πόλος περιστροφής ως $-145 \cdot 10^3 \cdot 88200 / (-29 \cdot 8 \cdot 10^6) = 55.12mm$ και η απόσταση του δυσμενέστερου κοχλία από τον πόλο περιστροφής ίση με $\sqrt{(55.12 + 70)^2 + 105^2} = 163.3mm$. Η δύναμη στο δυσμενέστερο κοχλία είναι $29 \cdot 10^3 \cdot 163.3 / 88200 = 53.69kN < 109.05kN$

Παρατηρείται ότι είτε με θεώρηση ελαστικής είτε με θεώρηση πλαστικής κατανομής, η κοχλίωση επαρκεί, ενώ η δύναμη στο δυσμενέστερο κοχλία με θεώρηση πλαστικής είναι κατά 3.76kN μικρότερη. Τέλος, ελέγχεται η κοχλίωση σε διάτμηση (η απαίτηση αυτή αναφέρεται στο 'μόρφωμα' λεπίδας-κοχλίωσης και υπολογίζεται με συγκεκριμένο τρόπο για αυτού του είδους τη σύνδεση ο οποίος παραλείπεται). Με βάση την εκφώνηση είναι

$$V_{Rd} = \frac{nF_{V,Rd}}{1.45} = \frac{8 \cdot 109.05}{1.45} = 601.65kN > 145kN$$

Έλεγχος λεπίδας (βλέπε σημείωση εκφώνησης)

Η λεπίδα ελέγχεται μόνο σε διάτμηση. Έλεγχος κάμψης δεν χρειάζεται καθότι ικανοποιείται η απαίτηση της εκφώνησης.

$$V_{Rd} = \min \left(\frac{A_f \cdot f_y}{1.27 \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}, \frac{A_{net} \cdot f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}}, V_{eff,2,Rd} \right)$$

$$A_v = 28 \cdot 1 = 28cm^2 ; A_{v.net} = A_v - A_{οπών} = 28 - 4 \cdot 2.4 \cdot 1 = 18.4cm^2$$

$$A_{nt} = (14 - 2 \cdot 2.4 / 2) \cdot 1 = 11.6cm^2 ; A_{nv} = (24.5 - 3.5 \cdot 2.4) \cdot 2 \cdot 1 = 32.2cm^2$$

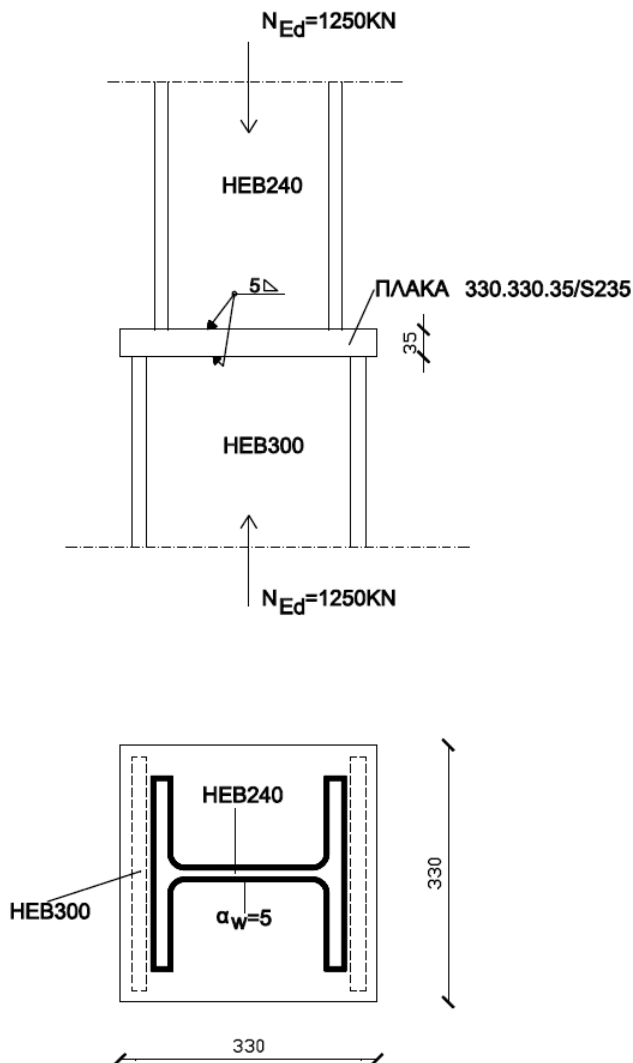
$$\frac{A_v \cdot f_y}{1.27 \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 451.89kN > 145kN ; \frac{A_{v.net} \cdot f_u}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} = 433.44kN > 145kN$$

$$V_{eff,1,Rd} = A_{nt} \cdot f_u / \gamma_{M2} + A_{nv} \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 399.04 + 511.25 = 910.3kN > 145kN$$

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 11 – Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος

Υποστύλωμα διατομής HEB300 καταλήγει σε διατομή HEB240 με τη βοήθεια μετωπικής πλάκας 330 x 330 x 35 και περιμετρικών συγκολλήσεων πάχους 5mm επί της πλάκας,

όπως φαίνεται στο Σχ.2. Να ελεγχθούν οι συγκολλήσεις με τη μέθοδο συνιστωσών για θλιπτικό αξονικό φορτίο $N_{Ed} = 1250 \text{ kN}$. Χάλυβας S235.



Η κατανομή των δυνάμεων στον κορμό της HEB240 έχει ως εξής :

$$N_{w.Ed} = N_{Ed} \cdot \frac{A_w}{A} = 1250 \cdot \frac{20.6}{106} = 243 \text{ kN}$$

$$A_w^{weld} = 2 \cdot 0.5 \cdot 20.6 = 20.6 \text{ cm}^2 ; \sigma_y = \frac{243}{20.6} = 11.8 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 11.8 \cdot \sqrt{2} / 2 = 8.34 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2} = 16.68 \text{ kN / cm}^2 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = 36 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = 8.34 \text{ kN / cm}^2 < \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M_2}} = 25.92 \text{ kN / cm}^2$$

$$N_{f.Ed} = (1250 - 243) / 2 = 503.5kN$$

$$I_f^{weld} = 0.5 \cdot (138.4 - 2 \cdot 20.6) = 48.6cm ; A_f^{weld} = 0.5 \cdot 48.6 = 24.3cm^2$$

$$\sigma_y = \frac{503.5}{24.3} = 20.72kN / cm^2$$

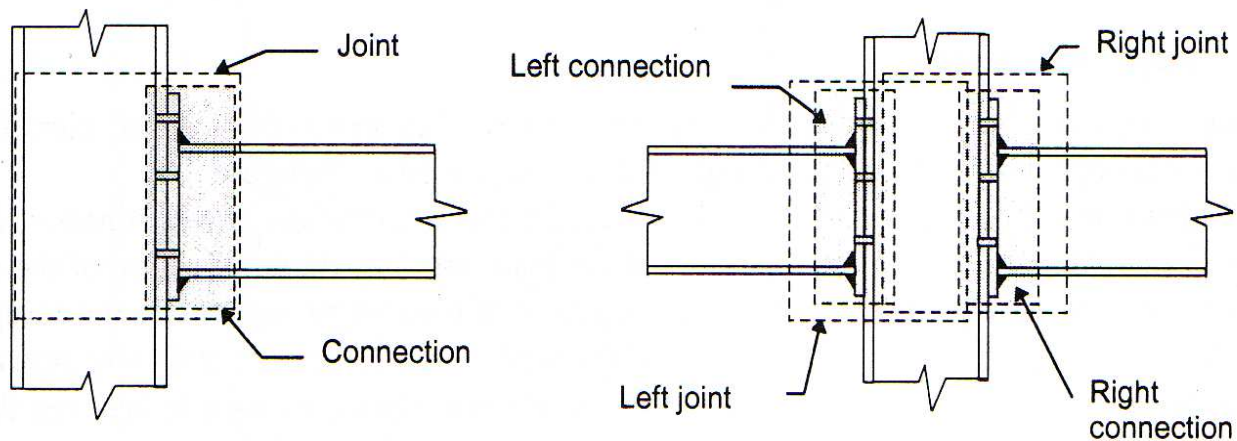
$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 20.72 \cdot \sqrt{2} / 2 = 14.65kN / cm^2$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2} = 29.32kN / cm^2 < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = 36kN / cm^2$$

$$\sigma_{\perp} = 14.65kN / cm^2 < \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M_2}} = 25.92kN / cm^2$$

Αρκεί ο ανωτέρω έλεγχος συγκόλλησης της HEB240 γιατί η αντίστοιχη κατανομή δυνάμεων σε πέλμα και κορμό της HEB300 είναι $N_{w.Ed} = 241.78kN$ και $N_{f.Ed} = 504.11kN$, αντίστοιχα, και το μήκος συγκόλλησης της HEB300 επί της μετωπικής πλάκας είναι μεγαλύτερο.

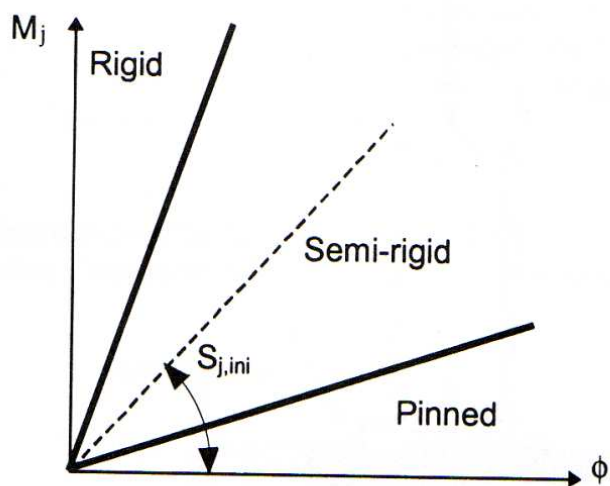
ΚΟΜΒΟΙ



Κόμβος (joint): Η περιοχή της σύνδεσης και η ευρύτερη ζώνη αλληλεπίδρασης γύρω από τη σύνδεση που αποτελείται από τα διασυνδεδεμένα μέλη.

Σύνδεση (connection): Ομάδα φυσικών στοιχείων (ελάσματα, κοχλίες, συγκολλήσεις) τα οποία συνδέουν μηχανικά διάφορα κατασκευαστικά μέλη.

ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΚΟΜΒΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ



Άκαμπτος (Rigid)

$S_{j,ini} \geq 8EI/L$ σε πλαίσια στα οποία το σύστημα δυσκαμψίας μειώνει τις οριζόντιες μετακινήσεις τουλάχιστον κατά 80%.

$S_{j,ini} \geq 25EI/L$ σε όλες τις άλλες περιπτώσεις με την προϋπόθεση ότι σε κάθε όροφο ισχύει $K_b/K_c \geq 0,1$, όπου K_b είναι η μέση τιμή του I_b/L_b για όλες τις δοκούς στην άνω στάθμη ενός ορόφου και K_c είναι η μέση τιμή του I_c/L_c για όλα τα υποστυλώματα του ορόφου.

Ημιάκαμπος (Semi-rigid)

Ένας κόμβος ο οποίος δεν ικανοποιεί τα κριτήρια άκαμπτου ή ονομαστικά αρθρωτού κόμβου πρέπει να ταξινομείται ως ημι-άκαμπος. Προαιρετικά μπορούν να ενταχθούν και οι άκαμπτοι και οι ονομαστικά αρθρωτοί.

Ονομαστικά αρθρωτός (Pinned)

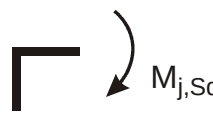
$$S_{j,ini} \leq 0.5EI/L$$

ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΚΟΜΒΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΑΝΤΟΧΗ

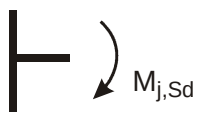
Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως πλήρους αντοχής, ονομαστικά αρθρωτός ή μερικής αντοχής συγκρίνοντας την αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης $M_{j,Rd}$ με τις αντοχές σχεδιασμού σε ροπή κάμψης των μελών που συνδέει. Για την ταξινόμηση κόμβων, η αντοχή ενός μέλους πρέπει να λαμβάνεται στην παρειά του κόμβου.

Ονομαστικά αρθρωτός: Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως ονομαστικά αρθρωτός αν η αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης $M_{j,Rd}$ δεν είναι μεγαλύτερη από 0,25 φορές την αντοχή σχεδιασμού σε ροπή που απαιτείται για ένα κόμβο πλήρους αντοχής, με την προϋπόθεση ότι διαθέτει και επαρκή στρωφική ικανότητα.

Πλήρους αντοχής: Η αντοχή σχεδιασμού ενός κόμβου πλήρους αντοχής δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από την αντοχή κανενός από τα συνδεόμενα μέλη.



$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd} \quad \text{ή} \quad M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$$

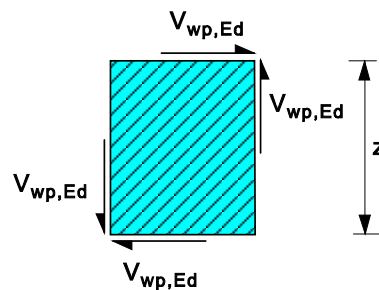
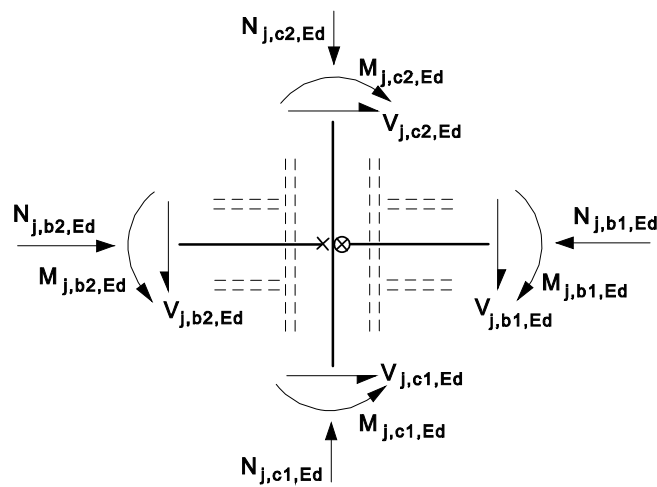
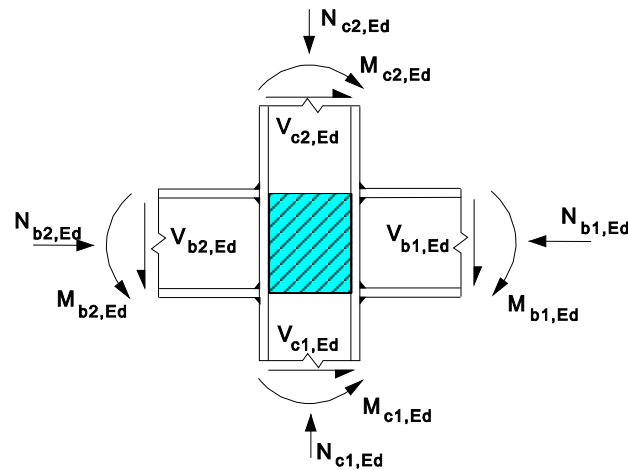


$$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd} \quad \text{ή} \quad M_{j,Rd} \geq 2 M_{c,pl,Rd}$$

Μερικής αντοχής: Ένας κόμβος ο οποίος δεν πληροί τα κριτήρια ενός κόμβου πλήρους αντοχής ή ενός ονομαστικά αρθρωτού κόμβου.

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΟΜΒΩΝ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ Η ΚΑΙ Ι

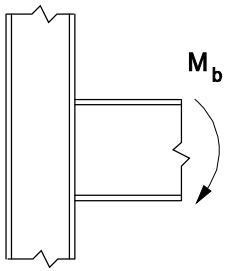
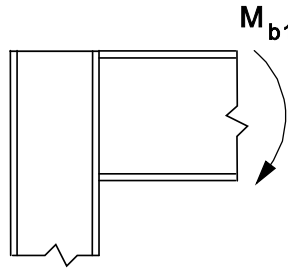
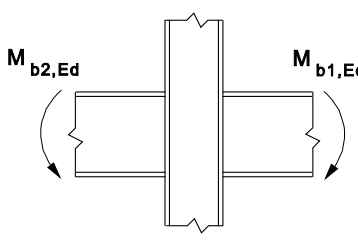
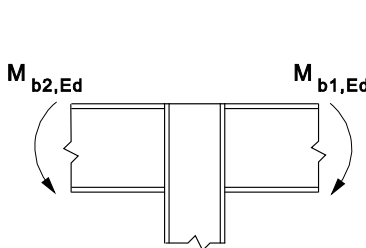
Οι κόμβοι πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να παραλαμβάνουν ασφαλώς τις καμπτικές ροπές $M_{b1,Ed}$ και $M_{b2,Ed}$, τις αξονικές δυνάμεις $N_{b1,Ed}$ και $N_{b2,Ed}$ και τις διατμητικές δυνάμεις $V_{b1,Ed}$ και $V_{b2,Ed}$ που ασκούνται στις συνδέσεις από τα συνδεόμενα μέλη.



$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed})/z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed})/2$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Ο μοχλοβραχίονας z ορίζεται σε επόμενη παράγραφο.

Προσεγγιστικές τιμές της παραμέτρου μετασχηματισμού β

Τύπος διαμόρφωσης κόμβου		Δράση	β
		$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
		$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta = 0^*$
		$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
		$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
		$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$
* Στην περίπτωση αυτή, η τιμή του β είναι ακριβής και όχι προσέγγιση			

Ακριβέστερες τιμές της παραμέτρου μετασχηματισμού β

Η πιθανή επίδραση του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση στη στρωφική δυσκαμψία του κόμβου πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μέσω των παραμέτρων μετασχηματισμού β_1 (για το δεξιό κόμβο) και β_2 (για τον αριστερό κόμβο).

$$\beta_1 = \left| 1 - M_{j,b2,Ed} / M_{j,b1,Ed} \right| \leq 2 \quad \text{και} \quad \beta_2 = \left| 1 - M_{j,b1,Ed} / M_{j,b2,Ed} \right| \leq 2$$

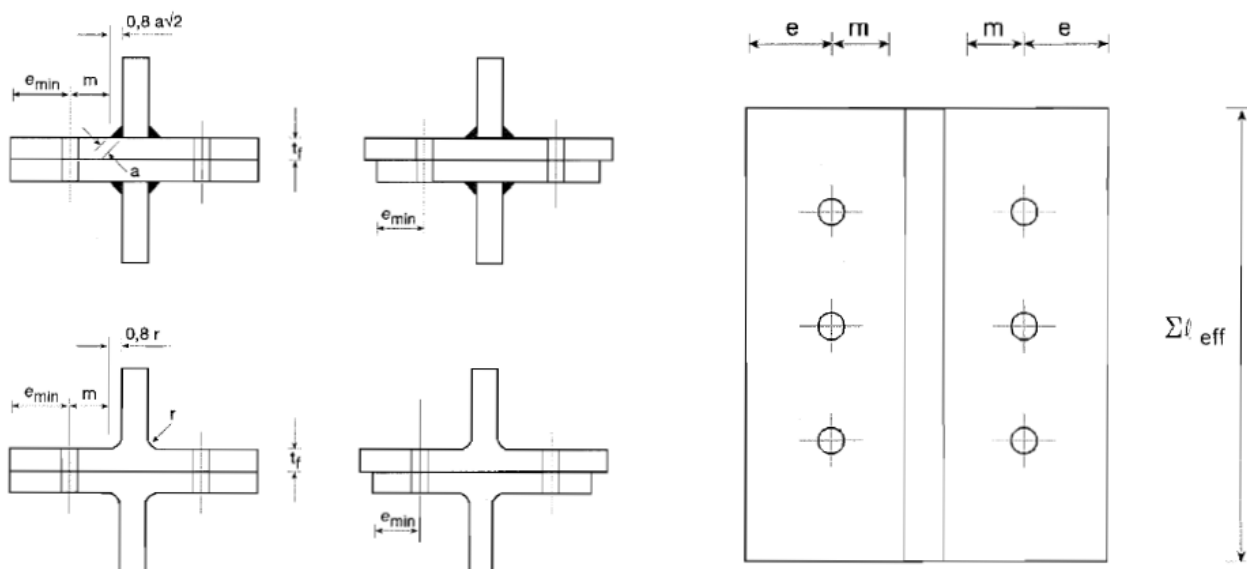
Γενικοί κανόνες

- 1) Σε συγκολλητές και κοχλιωτές με μετωπική πλάκα συνδέσεις, οι συγκολλήσεις που συνδέουν τον κορμό της δοκού πρέπει να σχεδιάζονται για να μεταφέρουν τη διατμητική δύναμη από τη συνδεόμενη δοκό στον κόμβο, χωρίς καμία συμμετοχή των συγκολλήσεων που συνδέουν τα πέλματα της δοκού.
- 2) Σε κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπική πλάκα, η αντοχή σχεδιασμού κάθε σειράς κοχλιών πρέπει να ελέγχεται με το κριτήριο αλληλεπίδρασης διάτμησης-εφελκυσμού, λαμβάνοντας υπόψη τη συνολική εφελκυστική δύναμη των κοχλιών, συμπεριλαμβανομένων και των επιρροών από τις δυνάμεις επαφής.

- 3) Σε όλους τους κόμβους, οι διαστάσεις των συγκολλήσεων πρέπει να είναι επαρκείς ώστε η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή $M_{j,Rd}$ να περιορίζεται πάντα από την αντοχή των άλλων συστατικών μερών του κόμβου και όχι από την αντοχή σχεδιασμού των συγκολλήσεων.
- 4) Σε έναν κόμβο δοκού-υποστυλώματος ή σε έναν κόμβο αποκατάστασης συνέχειας δοκού, όπου απαιτείται ο σχηματισμός και η στροφή πλαστικής άρθρωσης για οποιονδήποτε συνδυασμό φόρτισης, οι συγκολλήσεις πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να παραλαμβάνουν δράσεις ροπής ίσης με τη μικρότερη τιμή εκ των i) πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή του συνδεόμενου μέλους $M_{pl,Rd}$ και ii) α φορές την αντοχή σχεδιασμού σε ροπή του κόμβου $M_{j,Rd}$, όπου $\alpha=1.40$ για αμετάθετα πλαίσια και $\alpha=1.70$ για οποιαδήποτε άλλη περίπτωση.

Ισοδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό

Σε κοχλιωτές συνδέσεις θεωρείται ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό για την προσομοίωση της αντοχής σχεδιασμού πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη, μετωπικής πλάκας σε κάμψη, γωνιακού πέλματος σε κάμψη και πλάκας έδρασης σε κάμψη και εφελκυσμό. Οι διαστάσεις πέλματος βραχέος ταυ ορίζονται ως e_{min} , l_{eff} και m .



Το συνολικό ενεργό μήκος Σl_{eff} ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ πρέπει να είναι τέτοιο ώστε η αντοχή σχεδιασμού του πέλματός του να είναι ισοδύναμη με εκείνη που θεωρείται ότι αντιπροσωπεύει (το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ αποτελεί ένα σχηματικό μήκος και δεν αντιστοιχεί απαραίτητα σε πραγματικό μήκος).

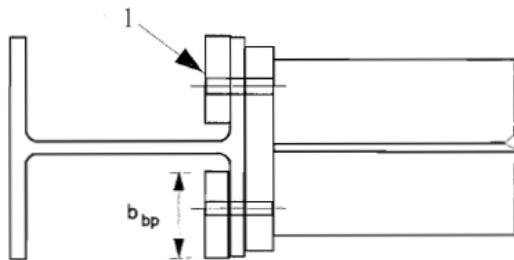
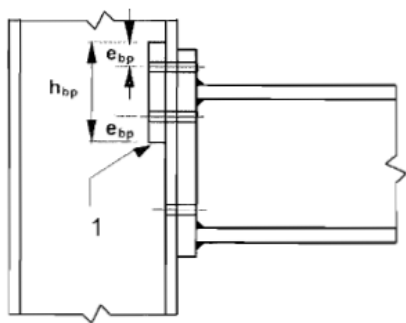
Αντοχή σχεδιασμού ενός πέλματος βραχέος ται

Μηχανισμός 1:

Πλήρης διαρροή του πέλματος – εμφάνιση δυνάμεων επαφής ($L_b \leq L_b^* = \frac{8.8m^3 A_s}{\sum \ell_{eff,1} t_f^3}$)

χωρίς ενισχυτικά ελάσματα : $F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$

με ενισχυτικά ελάσματα (ακόλουθο σχήμα) : $F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$



$$h_{bp} \geq \sum \ell_{eff,1}$$

$$e_{bp} \geq 2d$$

Μηχανισμός 2:

Αστοχία κοχλίας με διαρροή του πέλματος : $F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$

Αν δεν εμφανίζονται δυνάμεις επαφής τότε για τους μηχανισμούς 1 και 2 ισχύει:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$$

Μηχανισμός 3:

Αστοχία κοχλίας : $F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$

$$M_{pl,1,Rd} = 0.25 \sum \ell_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}, \quad M_{pl,2,Rd} = 0.25 \sum \ell_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}, \quad M_{bp,Rd} = 0.25 \sum \ell_{eff,1} t_{bp}^2 f_{y,bp} / \gamma_{M0}$$

$$n = e_{min} \quad \text{με} \quad n \leq 1.25m$$

t_{bp} είναι το πάχος των ενισχυτικών ελασμάτων

$f_{y,bp}$ είναι το όριο διαρροής των ενισχυτικών ελασμάτων

L_b είναι είτε το παραμορφώσιμο μήκος του κοχλίας, το οποίο λαμβάνεται ίσο με το μήκος συγκράτησης (συνολικό πάχος πέλματος και δακτυλίων) συν το μισό του αθροίσματος του

πάχους της κεφαλής κοχλία και του πάχους περικοχλίου είτε το παραμορφώσιμο μήκος του αγκυρίου, το οποίο λαμβάνεται ίσο με το άθροισμα 8 φορές της ονομαστικής διαμέτρου του αγκυρίου, της τσιμεντοκονίας, του πάχους της πλάκας, του πάχους του δακτυλίου και του μισού πάχους του περικοχλίου.

Θεωρήσεις για τους κοχλίες

- ✓ Όταν χρησιμοποιείται ισοδύναμο βραχύ ταυ για την προσομοίωση μίας ομάδας σειρών κοχλίων, μπορεί να είναι απαραίτητος ο διαχωρισμός της ομάδας σε μεμονωμένες σειρές κοχλίων και η χρησιμοποίηση ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ για την προσομοίωση κάθε μίας από αυτές.
- ✓ Στην περίπτωση προσομοίωσης ομάδας σειράς κοχλίων θα πρέπει η δύναμη σε κάθε σειρά κοχλίων να μην υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη σειρά κοχλίων, όταν εξετάζεται ως μεμονωμένη και η συνολική δύναμη σε κάθε υποομάδα σειρών κοχλίων που αποτελείται από δύο ή περισσότερες διαδοχικές σειρές κοχλίων να μην υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού της συγκεκριμένης υποομάδας.
- ✓ Όταν προσδιορίζεται η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό ενός βραχέος ταυ, πρέπει να υπολογίζονται η μέγιστη αντοχή σχεδιασμού μιας σειράς κοχλίων, λαμβάνοντάς τη υπόψη ως μεμονωμένη και η συνεισφορά κάθε σειράς κοχλίων στη μέγιστη αντοχή σχεδιασμού δύο ή περισσότερων διαδοχικών σειρών κοχλίων μίας ομάδας κοχλίων, λαμβάνοντας υπόψη μόνο τις συγκεκριμένες σειρές κοχλίων. Σε κάθε μια περίπτωση λαμβάνεται διαφορετική τιμή για το Σl_{eff} .

Ισοδύναμο βραχύ ταυ σε θλίψη (θα αναφερθεί και στο κεφάλαιο 'ΕΔΡΑΣΕΙΣ')

Το πέλμα ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ σε θλίψη μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την προσομοίωση της αντοχής σχεδιασμού της μεταλλικής πλάκας έδρασης σε κάμψη υπό σύνθλιψη του θεμελίου και του σκυροδέματος και/ή της τσιμεντοκονίας σε σύνθλιψη. Το ολικό μήκος l_{eff} και το ολικό πλάτος b_{eff} ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ πρέπει να είναι τέτοιο ώστε η αντοχή σχεδιασμού του πέλματός του να είναι ισοδύναμη με εκείνη που θεωρείται ότι αντιπροσωπεύει (το ενεργό μήκος και το ενεργό πλάτος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ αποτελούν σχηματικές διαστάσεις και δεν αντιστοιχούν απαραίτητα σε πραγματικές).

Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση

Θα πρέπει $d/t_w \leq 69\epsilon$

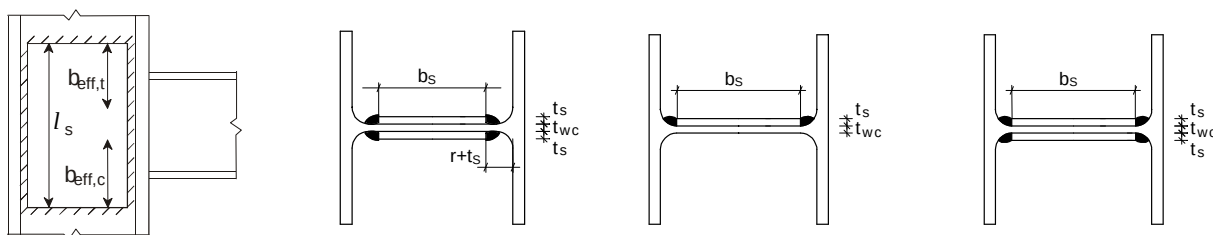
$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9f_{y,wc}A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{M_0}} \quad \text{όπου } A_{vc} \text{ είναι η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος}$$

Χρήση νευρώσεων σε εφελκυσμένη και θλιβόμενη ζώνη οδηγεί σε αύξηση της πλαστικής αντοχής του κορμού σε διάτμηση :

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad \text{με} \quad V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \quad \text{όπου}$$

d_s η απόσταση μεταξύ των κεντροβαρικών γραμμών των νευρώσεων, $M_{pl,fc,Rd}$ η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη του πέλματος του υποστυλώματος και $M_{pl,st,Rd}$ η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη της νευρώσης. Σε συγκολλητούς κόμβους οι εγκάρσιες νευρώσεις πρέπει να ευθυγραμμίζονται με το αντίστοιχο πέλμα της δοκού. Δύναται να χρησιμοποιηθούν και διαγώνιες νευρώσεις οπότε η αντοχή σε διάτμηση του κορμού υπολογίζεται κατάλληλα.

Σε κορμό υποστυλώματος δύναται να τοποθετηθούν ενισχυτικά ελάσματα (είτε από τη μία είτε και από τις δυο πλευρές) όπως στο ακόλουθο σχήμα, οπότε η επιφάνεια διάτμησης A_{vc} μπορεί να αυξηθεί κατά $b_s t_{wc}$.



Η ποιότητα χάλυβα των ενισχυτικών ελασμάτων κορμού πρέπει να είναι όμοια με εκείνη του υποστυλώματος. Το πλάτος b_s πρέπει να είναι τέτοιο ώστε το ενισχυτικό έλασμα κορμού να εκτείνεται τουλάχιστον μέχρι τη ρίζα της ακτίνας συναρμογής της συγκόλλησης. Το μήκος l_s πρέπει να είναι τέτοιο ώστε το συμπληρωματικό έλασμα κορμού να εκτείνεται στο σύνολο της ενεργού περιοχής του κορμού σε εφελκυσμό και θλίψη. Το πάχος t_s του ενισχυτικού ελάσματος κορμού δεν πρέπει να είναι μικρότερο από το πάχος του κορμού του υποστυλώματος t_{wc} . Το πλάτος b_s ενός ενισχυτικού ελάσματος κορμού δεν πρέπει να είναι μικρότερο από $40\epsilon t_s$.

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη

$$F_{C,WC,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M_0}} \quad \text{με} \quad F_{C,WC,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M_1}}$$

όπου:

$b_{eff,c,wc}$ είναι το ενεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη :

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s) \quad \text{για συγκολλητή σύνδεση}$$

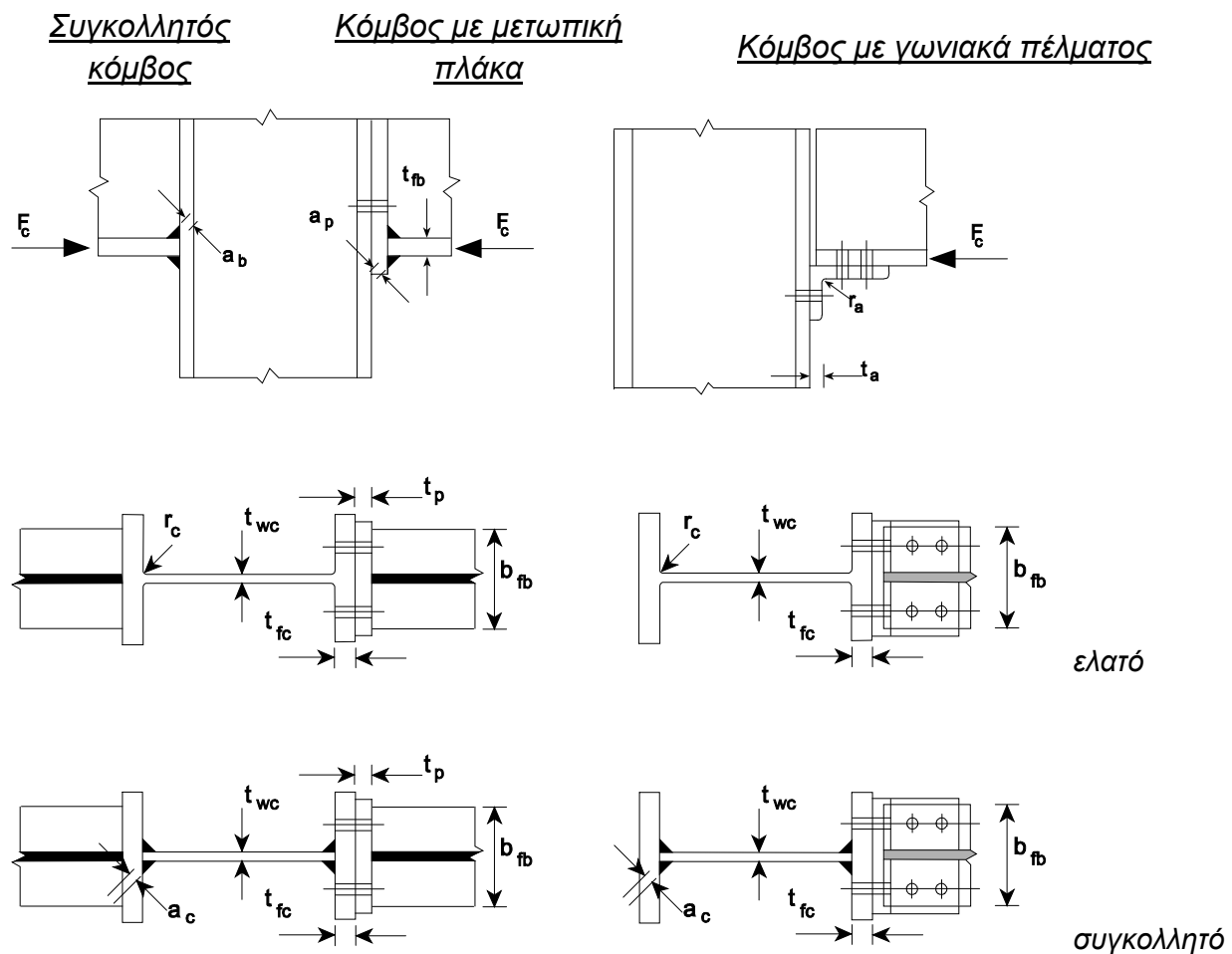
$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad \text{για κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα}$$

$$b_{eff,c,wc} = 2t_a + 0.6r_a + 5(t_{fc} + s) \quad \text{για κοχλιωτή σύνδεση με γωνιακά πελμάτων}$$

$$s = r_c \quad \text{για υποστύλωμα ελατής διατομής I ή H}$$

$$s = \sqrt{2}a_c \quad \text{για υποστύλωμα συγκολλητής διατομής I ή H}$$

s_p είναι το μήκος που προκύπτει από προβολή 45° μέσω της μετωπικής πλάκας (τουλάχιστον t_p και μέχρι $2t_p$, με την προϋπόθεση ότι το τμήμα της μετωπικής πλάκας πλησίον του πέλματος είναι επαρκές).



Παράμετρος μετασχηματισμού β	Μειωτικός συντελεστής ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$

$$\text{όπου } \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}} \text{ και } \omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2(b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff},c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}}$$

$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c)$ για υποστύλωμα ελατής διατομής I ή H

$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2}a_c)$ για υποστύλωμα συγκολλητής διατομής I ή H

$k_{wc} = 1$ για $\sigma_{\text{com,Ed}} \leq 0.7 f_{y,wc}$

$k_{wc} = 1.7 - \sigma_{\text{com,Ed}} / f_{y,wc}$ για $\sigma_{\text{com,Ed}} > 0.7 f_{y,w}$ όπου $\sigma_{\text{com,Ed}}$ είναι η μέγιστη διαμήκης θλιπτική τάση λόγω αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής στο υποστύλωμα. Γενικά ο μειωτικός συντελεστής k_{wc} μπορεί να θεωρηθεί ίσος με 1.0.

$$\rho = 1.0 \text{ για } \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \text{ και } \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 \text{ για } \bar{\lambda}_p > 0.72$$

Για την αύξηση της αντοχής σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη μπορούν να χρησιμοποιηθούν εγκάρσιες νευρώσεις ή ενισχυτικά ελάσματα κορμού. Για την αύξηση της αντοχής σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη μπορούν να χρησιμοποιηθούν εγκάρσιες νευρώσεις ή κατάλληλες διατάξεις διαγώνιων νευρώσεων σε συνδυασμό με τις προηγούμενες νευρώσεις. Σε συγκολλητούς κόμβους, οι εγκάρσιες νευρώσεις πρέπει να ευθυγραμμίζονται με το αντίστοιχο πέλμα της δοκού. Σε κοχλιωτούς κόμβους, η νεύρωση της θλιβόμενης ζώνης πρέπει να ευθυγραμμίζεται με το κέντρο θλίψης όπως αυτό ορίζεται σε επόμενη παράγραφο.

Σε περίπτωση παρουσίας ενισχυτικών ελασμάτων κορμού, το ενεργό πάχος του κορμού μπορεί να λαμβάνεται ίσο με $1.5 t_{wc}$, αν τοποθετείται ένα μόνο ενισχυτικό έλασμα, ή ίσο με $2.0 t_{wc}$, αν τοποθετούνται ενισχυτικά ελάσματα και στις δύο πλευρές του κορμού. Στον

υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή ω για την πιθανή επιρροή των διατμητικών τάσεων, η επιφάνεια διάτμησης A_{vc} του κορμού μπορεί να αυξηθεί μόνο μέχρι του ορίου που καθορίζεται για τον προσδιορισμό της αντοχής σχεδιασμού κορμού υποστυλώματος σε διάτμηση.

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s) \text{ αν η σύνδεση είναι συγκολλητή}$$

Σε μία κοχλιωτή σύνδεση το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wc}$ του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στο πέλμα του υποστυλώματος.

Ο συντελεστής ω προσδιορίζεται από τον προηγούμενο πίνακα θεωρώντας την τιμή του $b_{eff,t,wc}$.

$s = r_c$ για υποστύλωμα ελατής διατομής I ή H

$s = \sqrt{2}a_c$ για υποστύλωμα συγκολλητής διατομής I ή H

Για την αύξηση της αντοχής σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό μπορούν να χρησιμοποιηθούν νευρώσεις ή ενισχυτικά ελάσματα κορμού. Για την αύξηση της αντοχής σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό μπορούν να χρησιμοποιηθούν εγκάρσιες νευρώσεις και/ή κατάλληλες διατάξεις διαγώνιων νευρώσεων. Σε συγκολλητούς κόμβους, οι εγκάρσιες νευρώσεις πρέπει να ευθυγραμμίζονται με το αντίστοιχο πέλμα της δοκού.

Όταν ένας μη ενισχυμένος κορμός υποστυλώματος ενισχύεται με πρόσθετα ενισχυτικά ελάσματα, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό εξαρτάται από το πάχος ραφής των διαμήκων συγκολλήσεων που συνδέουν τα ενισχυτικά ελάσματα κορμού.

- ✓ Αν οι διαμήκεις συγκολλήσεις είναι εσωραφές πλήρους διεξόδου με πάχος ραφής $a \geq t_s$, τότε $t_{w,eff} = 1.5 t_{wc}$ για ένα ενισχυτικό έλασμα κορμού και $t_{w,eff} = 2.0 t_{wc}$ για ενισχυτικά ελάσματα κορμού και στις δύο πλευρές.

- ✓ Αν οι διαμήκεις συγκολλήσεις είναι εξωραφές με πάχος ραφής $a \geq t_s / \sqrt{2}$ τότε είτε για ένα μόνο ενισχυτικό έλασμα κορμού είτε για δύο είναι $t_{w,eff} = 1.4 t_{wc}$ για χάλυβες S 235, S 275 ή S 355.

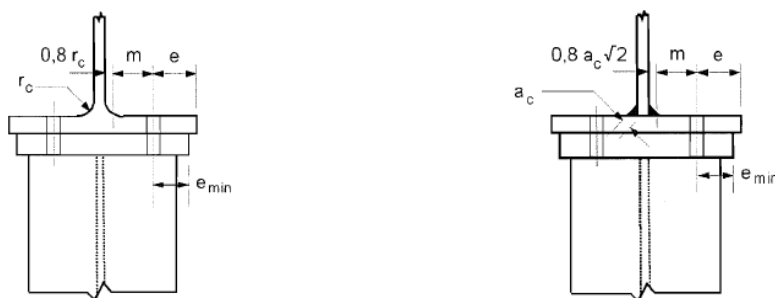
Στον υπολογισμό του συντελεστή ω , για την πιθανή επιρροή των διατμητικών τάσεων, η επιφάνεια διάτμησης A_{vc} του ενισχυμένου κορμού με πρόσθετα ενισχυτικά ελάσματα, μπορεί να αυξηθεί μόνο μέχρι του ορίου που καθορίζεται από τον προσδιορισμό της αντοχής σχεδιασμού σε διάτμηση.

Πέλμα υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη

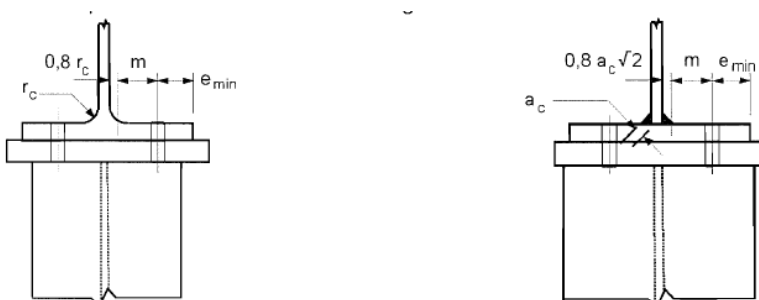
- ✓ Μη ενισχυμένο πέλμα, κοχλιωτή σύνδεση

Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας ενός μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, πρέπει να προσδιορίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ για τις εξής δυο περιπτώσεις: α) για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλίων που απαιτείται να παραλάβει εφελκυσμό και β) για κάθε ομάδα σειρών κοχλίων που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό. Οι διαστάσεις του ισοδύναμου βραχέος ταυ e_{min} και m βρίσκονται από τα ακόλουθα σχήμα.

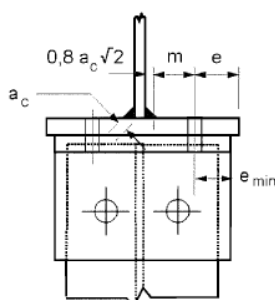
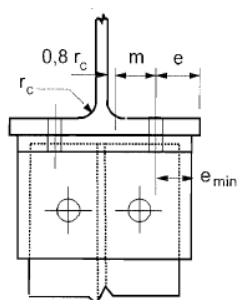
Συγκολλητή μετωπική πλάκα στενότερη από το πέλμα του υποστυλώματος



Συγκολλητή μετωπική πλάκα πλατύτερη από το πέλμα του υποστυλώματος



Γωνιακά πέλματος



Το ενεργό μήκος του ισοδύναμου βραχέος του πρέπει να προσδιορίζεται για μεμονωμένες σειρές κοχλιών και για ομάδες κοχλιών από τις τιμές του ακόλουθου πίνακα.

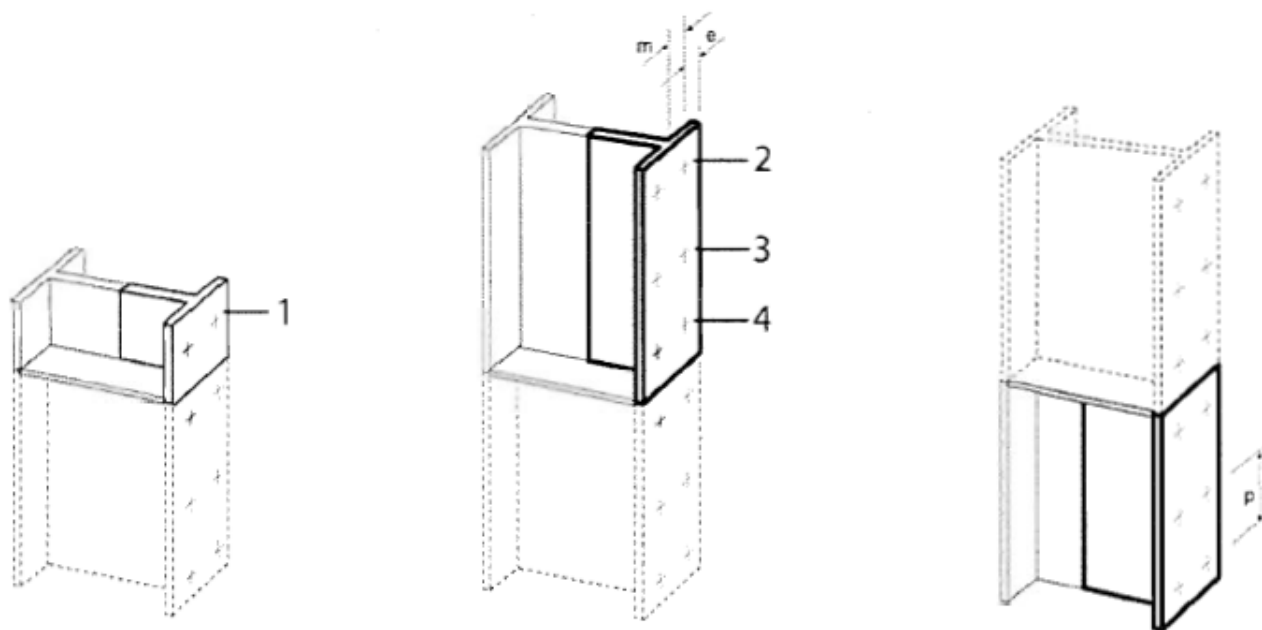
Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές	Μη κυκλικές μορφές	Κυκλικές μορφές	Μη κυκλικές μορφές
	$\ell_{\text{eff,cp}}$	$\ell_{\text{eff,nc}}$	$\ell_{\text{eff,cp}}$	$\ell_{\text{eff,nc}}$
Εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1.25e$	$2p$	p
Ακραία σειρά κοχλιών	Το μικρότερο από: $2\pi m$	Το μικρότερο από: $4m + 1.25e$	Το μικρότερο από: $\pi m + p$	Το μικρότερο από: $2m + 0.625e + 0.5p$
	$\pi m + 2e_1$	$2m + 0.625e + e_1$	$2e_1 + p$	$e_1 + 0.5p$
Μηχανισμός 1:	$\ell_{\text{eff,1}} = \ell_{\text{eff,nc}}$ αλλά $\ell_{\text{eff,1}} \leq \ell_{\text{eff,cp}}$		$\sum \ell_{\text{eff,1}} = \sum \ell_{\text{eff,nc}}$ αλλά $\sum \ell_{\text{eff,1}} \leq \sum \ell_{\text{eff,cp}}$	
Μηχανισμός 2:	$\ell_{\text{eff,2}} = \ell_{\text{eff,nc}}$		$\sum \ell_{\text{eff,2}} = \sum \ell_{\text{eff,nc}}$	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Το e_1 προσδιορίζεται από το ακόλουθο σχήμα ως η απόσταση από το κέντρο του ακραίου κοχλία της ανώτερης σειράς κοχλιών μέχρι το άκρο του πέλματος (βλέπε 1 και 2 του εν λόγω σχήματος).

✓ Ενισχυμένο πέλμα, κοχλιωτή σύνδεση

Για την αύξηση της αντοχής σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε κάμψη μπορούν να χρησιμοποιηθούν εγκάρσιες νευρώσεις και/ή κατάλληλες διατάξεις διαγώνιων νευρώσεων (οι νευρώσεις θα πρέπει να ικανοποιούν όσα αναφέρονται στην παράγραφο 'Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση'. Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας ενός ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, πρέπει να προσδιορίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ του για τις

δύο περιπτώσεις μη ενισχυμένου πέλματος που προαναφέρθηκαν. Οι ομάδες σειρών κοχλιών εκατέρωθεν της νεύρωσης πρέπει να προσομοιώνονται με ξεχωριστά ισοδύναμα βραχέα ταυ, όποτε η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας προσδιορίζεται ξεχωριστά για κάθε βραχύ ταυ όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα στο οποίο η αρίθμηση αντιστοιχεί: 1 - Ακραία σειρά κοχλιών πλησίον νεύρωσης, 2 - Ακραία σειρά κοχλιών, 3 - Εσωτερική σειρά κοχλιών, 4 - Σειρά κοχλιών πλησίον νεύρωσης.



Οι διαστάσεις του ισοδύναμου βραχέος ταυ e_{min} και m βρίσκονται από το προηγούμενο σχήμα για την περίπτωση μη ενισχυμένου πέλματος. Το ενεργό μήκος του ισοδύναμου βραχέος ταυ πρέπει να προσδιορίζεται για μεμονωμένες σειρές κοχλιών και για ομάδες κοχλιών από τις τιμές του ακόλουθου πίνακα. Για την τιμή α του πίνακα βλέπε EC3 - Μέρος 1-8.

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	<u>Κυκλικές μορφές</u> $l_{eff,cp}$	<u>Μη κυκλικές μορφές</u> $l_{eff,nc}$	<u>Κυκλικές μορφές</u> $l_{eff,cp}$	<u>Μη κυκλικές μορφές</u> $l_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών πλησίον νεύρωσης	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e)$

Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1.25e$	$2p$	p
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	Το μικρότερο από: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	Το μικρότερο από: $4m + 1.25e$ $2m + 0.625e + e_1$	Το μικρότερο από: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	Το μικρότερο από: $2m + 0.625e + 0.5p$ $e_1 + 0.5p$
Ακραία σειρά κοχλιών πλησίον νεύρωσης	Το μικρότερο από: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	$e_1 + \alpha m -$ $-(2m + 0.625e)$	δεν υπάρχει	δεν υπάρχει
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ αλλά $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

- ✓ Μη ενισχυμένο πέλμα, συγκολλητή σύνδεση

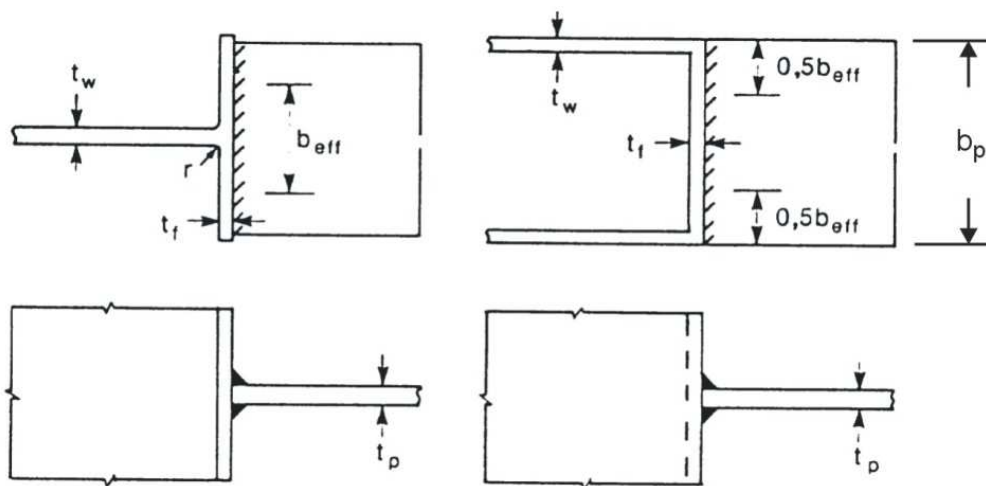
Σε έναν συγκολλητό κόμβο η αντοχή σχεδιασμού $F_{fc,Rd}$ ενός μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη, λόγω εφελκυσμού ή θλίψης του πέλματος της δοκού, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{fc,Rd} = b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{y,fb} / \gamma_{M0}$$

όπου $b_{eff,b,fc}$ είναι το ενεργό (ισοδύναμο) πλάτος πέλματος δοκού b_{eff} θεωρούμενο ως έλασμα. Συγκεκριμένα:

- ✓ Για ένα μη ενισχυμένο πέλμα μίας διατομής I ή H, πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο $b_{eff} \geq (f_{y,p} / f_{u,p}) b_p$
- ✓ Για μία μη ενισχυμένη διατομή I ή H είναι $b_{eff} = t_w + 2s + 7kt_f$, $k = (t_f / t_p)(f_{y,f} / f_{y,p})$, με $k \leq 1$, $s=r$ για ελατή διατομή και $s = \sqrt{2} a_w$ για συγκολλητή διατομή.
- ✓ Για κλειστές οι κοίλες διατομές, όπου το πλάτος του συνδεόμενου ελάσματος είναι περίπου ίσο με το πάχος του πέλματος, είναι $b_{eff} = 2t_w + 5t_f$ με $b_{eff} \leq 2t_w + 5kt_f$.

Ακόμα και όταν $b_{eff} \leq b_p$, οι συγκολλήσεις πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να μεταφέρουν την αντοχή σχεδιασμού του ελάσματος $b_p t_p f_{y,p} / \gamma_{M0}$, θεωρώντας ομοιόμορφη κατανομή τάσεων.



Όταν ένα έλασμα (ή πέλμα δοκού) συγκολλείται σε ένα μη ενισχυμένο πέλμα μιας διατομής I, H ή άλλης, η δρώσα δύναμη κάθετα στο μη ενισχυμένο έλασμα δεν πρέπει να υπερβαίνει

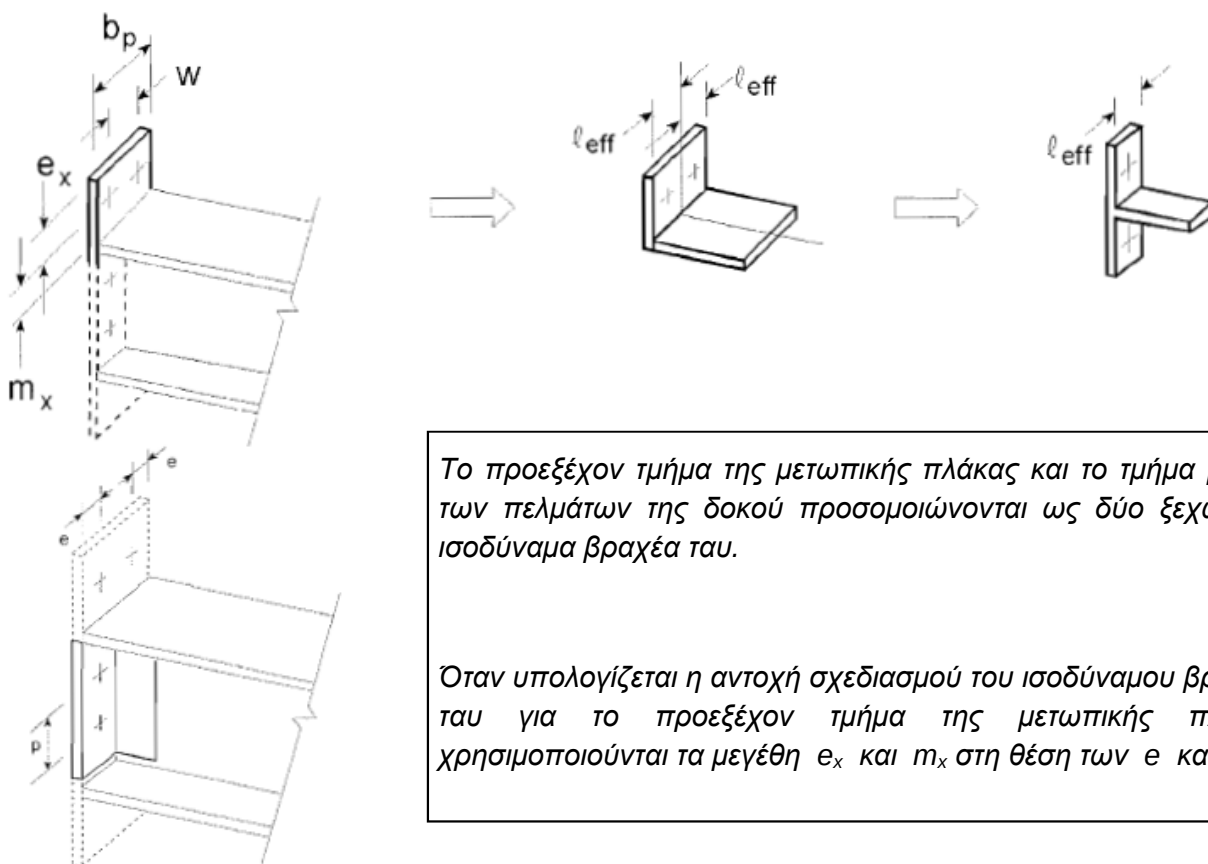
Α) την αντοχή του κορμού του μέλους διατομής I ή H

β) την αντοχή του ελάσματος επί της κοιλοδοκού

Γ) την αντοχή του πέλματος του μέλους διατομής I ή H, θεωρώντας ότι η δρώσα δύναμη εφαρμόζεται σε ισοδύναμο πλάτος b_{eff} του πέλματος.

Μετωπική πλάκα σε κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας μιας μετωπικής πλάκας σε κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, πρέπει να προσδιορίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ για τις εξής δυο περιπτώσεις: α) για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που απαιτείται να παραλάβει εφελκυσμό και β) για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό. Οι ομάδες σειρών κοχλιών εκατέρωθεν οποιασδήποτε νεύρωσης συνδεόμενης με τη μετωπική πλάκα πρέπει να προσομοιώνονται με ξεχωριστά ισοδύναμα βραχέα ταυ. Σε προεξέχουσες μετωπικές πλάκες η σειρά κοχλιών στο προεξέχον τμήμα πρέπει και αυτή να προσομοιώνεται με ξεχωριστό ισοδύναμο βραχύ ταυ (βλέπε ακόλουθο σχήμα). Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας πρέπει να προσδιορίζονται ξεχωριστά για κάθε ισοδύναμο βραχύ ταυ. Οι διαστάσεις του ισοδύναμου βραχέος ταυ e_{min} και m για το τμήμα της μετωπικής πλάκας μεταξύ των πελμάτων της δοκού βρίσκονται από τα σχήμα της παραγράφου ‘Πέλμα υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη’. Για το προεξέχον τμήμα η e_{min} πρέπει να λαμβάνεται ίση με e_x (βλέπε ακόλουθο σχήμα).



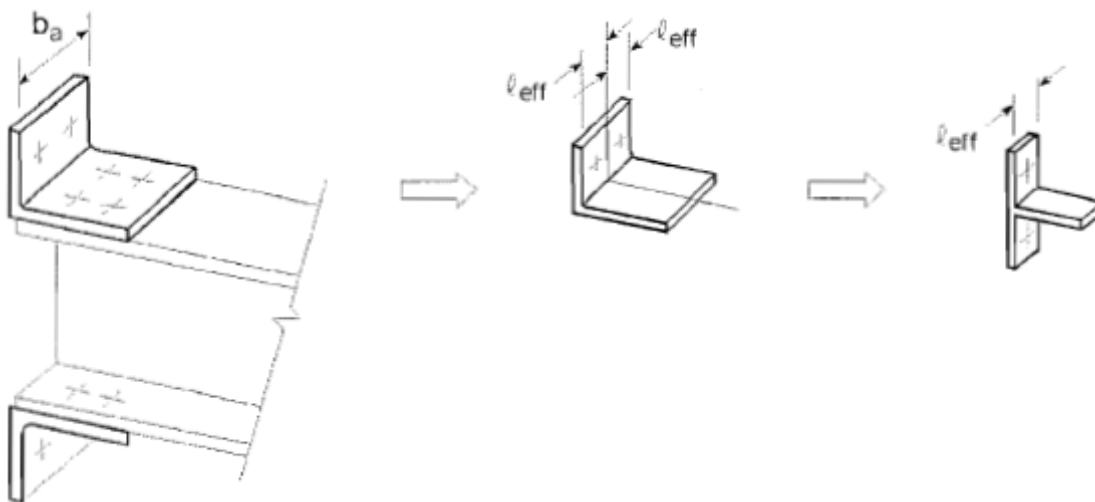
Το ενεργό μήκος του ισοδύναμου βραχέος ταυ πρέπει να προσδιορίζεται για μεμονωμένες σειρές κοχλιών και για ομάδες κοχλιών από τις τιμές του ακόλουθου πίνακα. Για την τιμή α του πίνακα βλέπε EC3 - Μέρος 1-8. Οι τιμές των m και m_x που χρησιμοποιούνται στον ακόλουθο πίνακα, πρέπει να προσδιορίζονται από το προηγούμενο σχήμα.

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	<u>Κυκλικές μορφές</u>	<u>Μη κυκλικές μορφές</u>	<u>Κυκλικές μορφές</u>	<u>Μη κυκλικές μορφές</u>
	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού	Το μικρότερο από: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Το μικρότερο από: $4m_x + 1.25e_x$ $e + 2m_x + 0.625e_x$ $0.5b_p$ $0.5w + 2m_x + 0.625e_x$	δεν υπάρχει	δεν υπάρχει

Πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από το εφελκυσμένο πέλμα της δοκού	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1.25 e$	$2p$	p
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1.25 e$	$\pi m + p$	$2m + 0.625e + 0.5p$
Μηχανισμός 1:	$\ell_{\text{eff},1} = \ell_{\text{eff},nc}$ αλλά $\ell_{\text{eff},1} \leq \ell_{\text{eff},cp}$		$\sum \ell_{\text{eff},1} = \sum \ell_{\text{eff},nc}$ αλλά $\sum \ell_{\text{eff},1} \leq \sum \ell_{\text{eff},cp}$	
Μηχανισμός 2:	$\ell_{\text{eff},2} = \ell_{\text{eff},nc}$		$\sum \ell_{\text{eff},2} = \sum \ell_{\text{eff},nc}$	

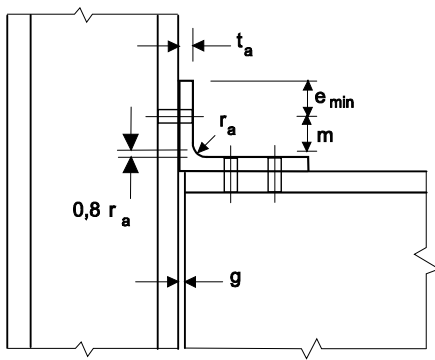
Γωνιακό πέλματος σε κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας ενός γωνιακού πέλματος σε κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, πρέπει να προσδιορίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ. Το ενεργό μήκος ℓ_{eff} του ισοδύναμου βραχέος ταυ πρέπει να λαμβάνεται ίσο με $0.5b_a$, όπου b_a είναι το μήκος του γωνιακού (βλέπε ακόλουθο σχήμα).

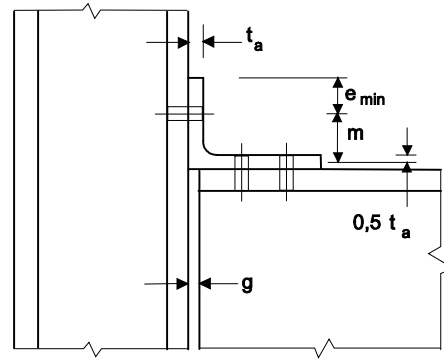


ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ: Α) Ο αριθμός των σειρών κοχλιών που συνδέουν το γωνιακό στο πέλμα του υποστυλώματος περιορίζεται στη μία. Β) Ο αριθμός των σειρών κοχλιών που συνδέουν το γωνιακό στο πέλμα της δοκού δεν περιορίζεται. Γ) Το μήκος b_a του γωνιακού μπορεί να είναι διαφορετικό από το πλάτος του πέλματος της δοκού και από το πλάτος του πέλματος του υποστυλώματος.

Οι διαστάσεις $e_{\min}$ και m προσδιορίζονται από το ακόλουθο σχήμα:



α) Διάκενο $g \leq 0,4 t_a$



β) Διάκενο $g > 0,4 t_a$

Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb})$$

όπου h το ύψος της δοκού, $M_{c,Rd}$ η αντοχή της διατομής σε ροπή απομειωμένη, αν απαιτείται, λόγω τέμνουσας, t_{fb} το πάχος πέλματος της δοκού.

Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb} / \gamma_{M_0}$$

Το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wb}$ του κορμού της δοκού σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ται που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα σε κάμψη, για μία μεμονωμένη σειρά κοχλιών ή μια ομάδα κοχλιών.

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ ΚΟΜΒΩΝ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ ΣΥΝΕΧΕΙΑΣ

Γενικοί κανόνες

$$1) \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1,0$$

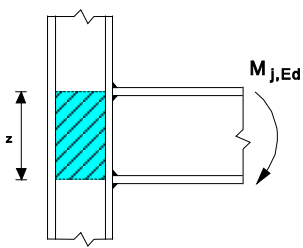
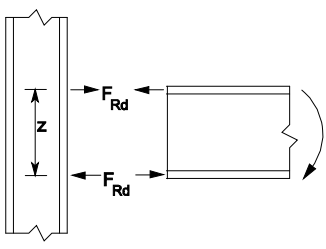
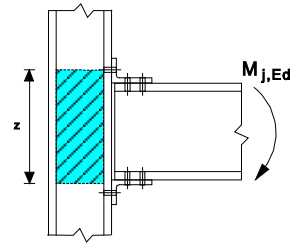
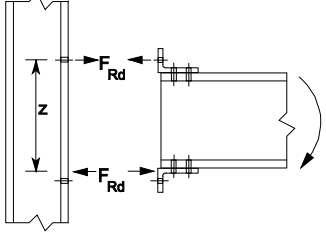
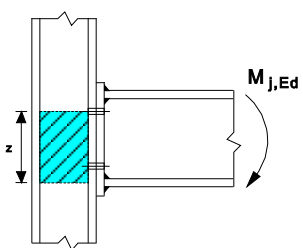
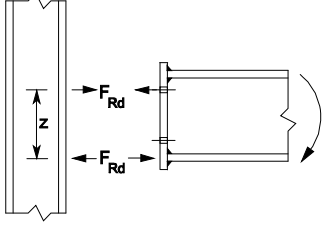
2) Αν η αξονική δύναμη N_{Ed} στο συνδεδεμένο μέλος υπερβαίνει το 5% της αντοχής

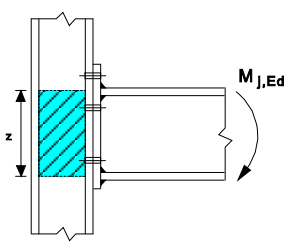
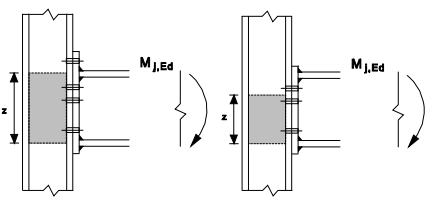
σχεδιασμού $N_{pl,Rd}$, μπορεί να χρησιμοποιείται το κριτήριο $\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1,0$ όπου :

$M_{j,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή του κόμβου αγνοώντας τις αξονικές και $N_{j,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού του κόμβου σε αξονική δύναμη αγνοώντας τις δρώσες ροπές. Αν η αξονική δύναμη N_{Ed} στο συνδεόμενο μέλος είναι μικρότερη από το 5% της αντοχής σχεδιασμού $N_{pl,Rd}$, δεν λαμβάνεται υπόψη.

3) Ανάλογα με τον τύπο της σύνδεσης στο ακόλουθο σχήμα παρέχεται το κέντρο θλίψης, ο μοχλοβραχίονας και η κατανομή των δυνάμεων για την εύρεση της ροπής σχεδιασμού $M_{j,Rd}$.

4) Γενικά, το κέντρο θλίψης τοποθετείται στο κέντρο βάρους των τάσεων της θλιβόμενης περιοχής. Απλοποιητικά, το κέντρο θλίψης μπορεί να τοποθετείται όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.

Τύπος σύνδεσης	Κέντρο θλίψης	Μοχλοβραχίονας	Κατανομή δυνάμεων
α) Συγκολλητή σύνδεση 	Στο μέσο του πάχους του θλιβόμενου πέλματος	$z = h - t_{fb}$ h το ύψος της συνδεόμενης δοκού t_{fb} το πάχος του πέλματος της δοκού	
β) Κοχλιωτή σύνδεση με γωνιακά 	Στο μέσο του πάχους του σκέλους του γωνιακού στο θλιβόμενο πέλμα	Η απόσταση από το κέντρο θλίψης μέχρι την εφελκυσμένη σειρά κοχλιών	
γ) Κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα και μία μόνο ενεργοποιημένη εφελκυσμένη σειρά κοχλιών 	Στο μέσο του πάχους του θλιβόμενου πέλματος	Η απόσταση από το κέντρο θλίψης μέχρι την εφελκυσμένη σειρά κοχλιών	

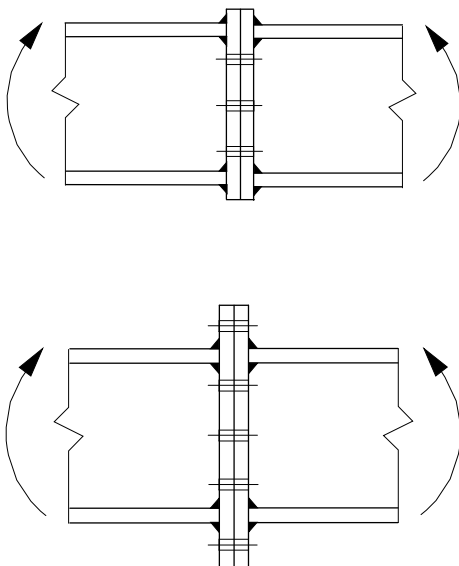
δ) Κοχλιωτή σύνδεση με προεξέχουσα μετωπική πλάκα και δύο μόνο ενεργοποιημένες εφελκυσμένες σειρές κοχλιών 	Στο μέσο του πάχους του θλιβόμενου πέλματος	Συντηρητικά, το z μπορεί να λαμβάνεται ως η απόσταση από το κέντρο θλίψης μέχρι το σημείο στο μέσο των δύο εφελκυσμένων σειρών κοχλιών	
ε) Άλλη κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα και με δύο ή περισσότερες εφελκυσμένες σειρές κοχλιών 	Στο μέσο του πάχους του θλιβόμενου πέλματος	Μία προσεγγιστική τιμή μπορεί να προκύψει θεωρώντας την απόσταση από το κέντρο θλίψης μέχρι το μέσο των δύο πιο απομακρυσμένων εφελκυσμένων σειρών κοχλιών	Μια πιο ακριβής τιμή μπορεί να προσδιοριστεί θεωρώντας το μοχλοβραχίονα z ίσο με z_{eq} , βλέπε EC3 - Μέρος 1-8.

5) Μια αποκατάσταση συνέχειας σε ένα μέλος που υπόκειται σε εφελκυσμό πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να μεταφέρει όλα τα εντατικά μεγέθη που δρουν στο μέλος στο σημείο της αποκατάστασης. Οι δυνάμεις τριβής μεταξύ των επιφανειών επαφής δεν πρέπει να συνυπολογίζονται για την εξασφάλιση της συνέχειας σε μία αποκατάσταση συνέχειας με σύνθλιψη. Τα μέλη πρέπει να διατάσσονται έτσι ώστε ο κεντροβαρικός άξονας των μέσων αποκατάστασης να συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα του μέλους. Αν υπάρχει εκκεντρότητα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι προκύπτουσες δυνάμεις.

6) Η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή $M_{j,Rd}$ ενός κόμβου δοκού-υποστυλώματος με μία κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση: $M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd}$ όπου $F_{tr,Rd}$ είναι η ενεργός αντοχή σε εφελκυσμό της σειράς κοχλιών r , h_r είναι η απόσταση της σειράς κοχλιών r από το κέντρο θλίψης και r είναι ο αριθμός των σειρών κοχλιών.

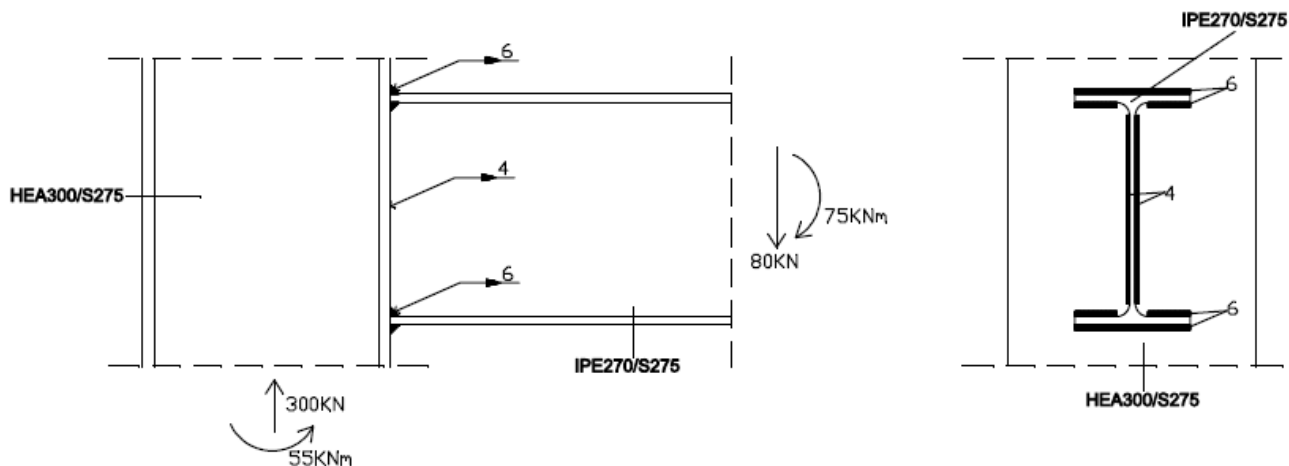
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Σε μία κοχλιωτή σύνδεση με περισσότερες από μία σειρές κοχλιών σε εφελκυσμό, η αρίθμηση των σειρών κοχλιών αρχίζει από την πλέον απομακρυσμένη από το κέντρο θλίψης.

- ✓ Η ενεργός αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $F_{tr,Rd}$ σε κάθε σειρά κοχλιών πρέπει να προσδιορίζεται διαδοχικά, ξεκινώντας από την πλέον απομακρυσμένη από το κέντρο θλίψης. Όταν υπολογίζεται η τιμή $F_{tr,Rd}$ για τη σειρά κοχλιών r πρέπει να αγνοείται η ενεργός αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό όλων των σειρών κοχλιών που βρίσκονται πλησιέστερα στο κέντρο θλίψης.
- ✓ Η ενεργός αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $F_{tr,Rd}$ της σειράς κοχλιών r , θεωρώντας τη ως μεμονωμένη, πρέπει να λαμβάνεται ίση με τη μικρότερη τιμή των αντοχών σχεδιασμού σε εφελκυσμό των ακόλουθων μερών: κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό $F_{t,wc,Rd}$, πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη $F_{t,fc,Rd}$, μετωπική πλάκα σε κάμψη $F_{t,ep,Rd}$, κορμός δοκού σε εφελκυσμό $F_{t,wb,Rd}$.
- ✓ Η ενεργός αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $F_{tr,Rd}$ της σειράς κοχλιών r μπορεί να μειώνεται από την τιμή $F_{tr,Rd}$ που βρέθηκε ανωτέρω (για περισσότερες λεπτομέρειες βλέπε Ευρωκώδικα 3, μέρος 1-8).
- ✓ Όλα τα ανωτέρω που αναφέρονται από το 1) έως το 6) εφαρμόζονται και στην περίπτωση αποκαταστάσεων συνέχειας όπως αυτές των ακόλουθων σχημάτων.



ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 12 – Συγκολλητός κόμβος

Να ελεγχθεί η αντοχή του συγκολλητού κόμβου του ακόλουθου σχήματος. Να θεωρηθεί ότι ο κορμός του υποστυλώματος δεν φέρει ενισχύσεις, $k_{wc}=1$.



Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη – Διατομή δοκού κατηγορίας 1

$$F_{c,fb,Ed} = M_{Ed} / (h - t_{fb}) = 7500 / (27 - 1.02) = 288.7kN$$

$$F_t = F_c = 288.7kN < F_{t,fb,Rd} = A_f \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 1.02 \cdot 13.5 \cdot 27.5 / 1 = 378.7kN$$

Τέμνουσα αντοχής δοκού

$$V_w = 80kN < V_{pl,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 351.53kN, \text{ όπου } A_v = 22.14cm^2$$

$V_w = 80kN < 0.5 \cdot V_{pl,Rd} = 175.76kN$ άρα δεν υπάρχει απομείωση της καμπτικής ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας οπότε

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) = 484 \cdot 27.5 / (27 - 1.02) = 512.32kN$$

Πέλμα υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη

$$\text{Μη ενισχυμένο πέλμα} : b_{eff} = t_w + 2s + 7kt_f, k = (t_f / t_p)(f_{y,f} / f_{y,p}) \leq 1 \text{ με } b_{eff} \geq (f_{y,p} / f_{u,p})b_p$$

$$\text{Είναι } b_{eff} = t_w + 2s + 7kt_f = 0.85 + 2 \cdot 2.7 + 7 \cdot 1 \cdot 1.40 = 16.05cm > 13.5 \cdot 27.5 / 36 = 10.31cm$$

Το πέλμα του στύλου δεν χρειάζεται ενίσχυση συνεπώς

$$F_{fc,Rd} = b_{eff,b,fc} t_{fb} f_{y,fb} / \gamma_{M_0} = 16.05 \cdot 1.02 \cdot 27.5 / 1 = 450.20kN$$

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη – θεωρείται ότι $\beta=1$

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s) = 1.02 + 2\sqrt{2} \cdot 0.4 + 5 \cdot (1.4 + 2.7) = 22.65cm$$

$$\omega_1 = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(22.65 \cdot 0.85 / 37.25)^2}} = 0.86$$

$$\text{όπου } A_{vc} = 112.5 - 2 \cdot 30 \cdot 1.4 + (0.85 + 2 \cdot 2.7) \cdot 1.4 = 37.25 \text{ cm}^2$$

$$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) = 29 - 2 \cdot (1.4 + 2.7) = 20.80 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff},c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} = 0.932 \sqrt{\frac{22.65 \cdot 20.8 \cdot 27.5}{21000 \cdot 0.85^2}} = 0.861 > 0.72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 = 0.89$$

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0.86 \cdot 22.65 \cdot 0.85 \cdot 27.5}{1} = 455.32 \text{ kN} \quad \text{αλλά}$$

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} = 0.89 \cdot 455.32 / 1 = 405.23 \text{ kN} > 288.7 \text{ kN}$$

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0.86 \cdot 22.65 \cdot 0.85 \cdot 27.5}{1} = 455.32 \text{ kN} > 288.7 \text{ kN}$$

Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση

$$d/t_w = 219/6.6 = 33.18 \leq 69\epsilon = 63.78$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{0.9 \cdot 27.5 \cdot 37.25}{\sqrt{3} \cdot 1} = 532.29 \text{ kN} > 288.7 \text{ kN}$$

Ροπή αντοχής

$$M_{j,Rd} = 405.23 \cdot (27 - 1.02) \cdot 10^{-2} = 105.28 \text{ kNm} > 75 \text{ kNm}$$

Έλεγχος συγκολλήσεων κορμού

$$f_{w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{43 / \sqrt{3}}{0.85 \cdot 1.25} = 23.36 \text{ kN / cm}^2$$

$$F_{w.Rd} = f_{vw.d} \cdot \alpha_w = 23.36 \cdot 0.4 \cdot 2 = 18.69 \text{ kN / cm}$$

$$V_{w.Rd} = F_{w.Rd} \cdot l_w = 18.69 \cdot 21.9 = 409.38 \text{ kN} > 80 \text{ kN}$$

Έλεγχος συγκολλήσεων πελμάτων

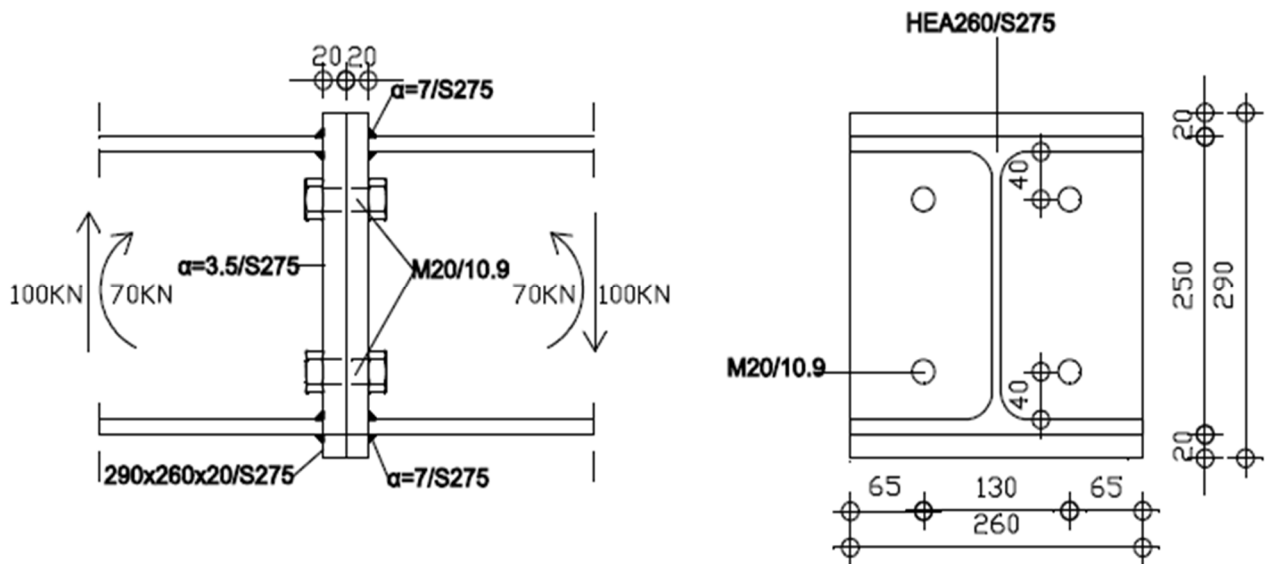
$$F_{w.Rd} = f_{vw.d} \cdot \alpha_w = 23.36 \cdot 0.6 = 14.02 \text{ kN / cm}$$

$$F_{f.Rd} = F_{w.Rd} \cdot l_w = 14.02 \cdot (2 \cdot 13.5 - 0.66 - 2 \cdot 1.5) = 327.23 \text{ kN} > 288.7 \text{ kN}$$

Αν αναπτυχθεί η $M_{j.Rd}$ τότε $10528 / (27 - 1.02) = 405.23 \text{ kN} > 327.23 \text{ kN}$ και η συγκόλληση δεν επαρκεί.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 13 – Έλεγχος μετωπικής πλάκας και κοχλιών

Να ελεγχθεί η αντοχή της κοχλιωτής σύνδεσης του ακόλουθου σχήματος, θεωρώντας για την παραλαβή της ροπής α) μόνον την κάτω σειρά κοχλιών και β) και τις δυο σειρές κοχλιών. Χάλυβας S275, κοχλίες M20/10.9, διάτμηση στην πλήρη διατομή του κοχλία. ΣΗΜΕΙΩΣΗ: παραλείπονται οι έλεγχοι των συγκολλήσεων.



α) Θεωρείται μόνο η κάτω (περισσότερο εφελκυσμένη σειρά) κοχλιών και κέντρο θλίψης το μέσο του πάνω πέλματος.

$$m = \frac{130 - 7.5}{2} - 0.8 \cdot 3.5 \cdot \sqrt{2} = 57.3 \text{ mm} ; e = 65 \text{ mm} ; m_2 = 40 - 0.8 \cdot 7 \cdot \sqrt{2} = 32.1 \text{ mm}$$

Από EC3/Μέρος 1-8 είναι $\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = 0.47$ και $\lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = 0.26$, συνεπώς $\alpha=6.8$

$$I_{eff,nc} = \alpha \cdot m = 6.8 \cdot 57.3 = 389.64 = I_{eff,2} ; I_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot 3.14 \cdot 57.3 = 359.84$$

Είναι $I_{eff,1} = I_{eff,nc}$ αλλά $I_{eff,1} \leq I_{eff,cp}$ άρα $I_{eff,1} = 359.84mm$

$$M_{pl.1.Rd} = 0.25 \cdot I_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 35.98 \cdot 2^2 \cdot 27.5 / 1 = 989.45kNcm$$

$$M_{pl.2.Rd} = 0.25 \cdot I_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 38.96 \cdot 2^2 \cdot 27.5 / 1 = 1071.4kNcm$$

$$F_{t.Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M_b} = 0.9 \cdot 100 \cdot 2.45 / 1.25 = 176.4kN$$

$$F_{T.1.Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl.1.Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 989.45}{5.73} = 690.72kN$$

$$F_{T.2.Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd} + n \cdot \sum F_{T.Rd}}{m+n} = \frac{2 \cdot 1071.4 + 6.5 \cdot 2 \cdot 176.4}{5.73 + 6.5} = 362.71kN$$

$$F_{T.3.Rd} = \sum F_{T.Rd} = 2 \cdot 176.4 = 352.8kN \text{ άρα κρίσιμη τιμή αστοχίας τα } 352.8kN$$

$$h_1 = 25 - 1.25 - 4 - 1.25 / 2 = 19.125cm \text{ και } M / h_1 = 7000 / 19.125 = 366.01kN > 352.8kN$$

$$F_{v.Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A / \gamma_{M_b} = 0.6 \cdot 100 \cdot 3.14 / 1.25 = 150.72kN$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min(1.10, 1.95, 2.33, 1) = 1$$

$$k_1 = \min \left(\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, \frac{1.4p_2}{d_0} - 1.7, 2.5 \right) = 2.5$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 43 / 1.25 = 344kN$$

Όταν αναπτύσσεται η ροπή αντοχής είναι $F_{t.Ed} = 352.8 / 2 = 176.4kN$. Συνεπώς από αλληλεπίδραση εφελκυσμού-διάτμησης είναι

$$\rho = \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 1 - \frac{F_{t.Ed}}{1.4 F_{t.Rd}} = 1 - \frac{176.4}{1.4 \cdot 176.4} = 0.285$$

και η συνολική τέμνουσα αντοχής είναι ίση με

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0.285 \cdot 150.72 = 85.91kN < 100kN$$

Με βάση τα ανωτέρω η σύνδεση δεν μπορεί να παραλάβει τα εντατικά μεγέθη.

β) Θεωρούνται και οι δυο σειρές κοχλιών και κέντρο θλίψης το μέσο του πάνω πέλματος. Οι υπολογισμοί για την 1^η σειρά κοχλιών είναι οι ίδιοι με την περίπτωση α). Για τη 2^η σειρά κοχλιών είναι :

$$I_{eff,nc} = 4 \cdot m + 1.25 \cdot e = 4 \cdot 57.3 + 1.25 \cdot 65 = 310.45 = I_{eff,2}$$

$$I_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot 3.14 \cdot 57.3 = 359.84$$

$$\text{Είναι } I_{eff,1} = I_{eff,nc} \text{ αλλά } I_{eff,1} \leq I_{eff,cp} \text{ άρα } I_{eff,1} = 310.45mm$$

$$M_{pl.1.Rd} = M_{pl.2.Rd} = 0.25 \cdot I_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 31.04 \cdot 2^2 \cdot 27.5 / 1 = 853.6kNcm$$

$$F_{t.Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M_b} = 0.9 \cdot 100 \cdot 2.45 / 1.25 = 176.4kN$$

$$F_{T.1.Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl.1.Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 853.6}{5.73} = 595.88kN$$

$$F_{T.2.Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd} + n \cdot \sum F_{T.Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 853.6 + 6.5 \cdot 2 \cdot 176.4}{5.73 + 6.5} = 327.1kN$$

$$F_{T.3.Rd} = \sum F_{T.Rd} = 2 \cdot 176.4 = 352.8kN \text{ άρα κρίσιμη τιμή αστοχίας τα } 327.1kN$$

$$h_2 = 4 + 1.25 / 2 = 4.625cm$$

$$M = (352.8 \cdot 19.125 + 327.1 \cdot 4.625) \cdot 10^{-2} = 82.6kNm > 70kNm$$

Όταν αναπτύσσεται η ροπή αντοχής είναι $F_{t.Ed} = 327.1 / 2 = 163.5kN$. Συνεπώς από αλληλεπίδραση εφελκυσμού-διάτμησης είναι

$$\rho = \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 1 - \frac{F_{t.Ed}}{1.4 F_{t.Rd}} = 1 - \frac{163.5}{1.4 \cdot 176.4} = 0.338$$

και η συνολική τέμνουσα αντοχής είναι ίση με

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0.285 \cdot 150.72 + 2 \cdot 0.338 \cdot 150.72 = 187.8kN > 100kN$$

Η σύνδεση μπορεί να παραλάβει τα εντατικά μεγέθη. Η δοκός είναι κατηγορίας 1 αφού για τον κορμό είναι $177/7.5=23.6 < 72\varepsilon=66.24$ και για το πέλμα είναι $102.25/12.5=8.18 < 9\varepsilon=8.28$.

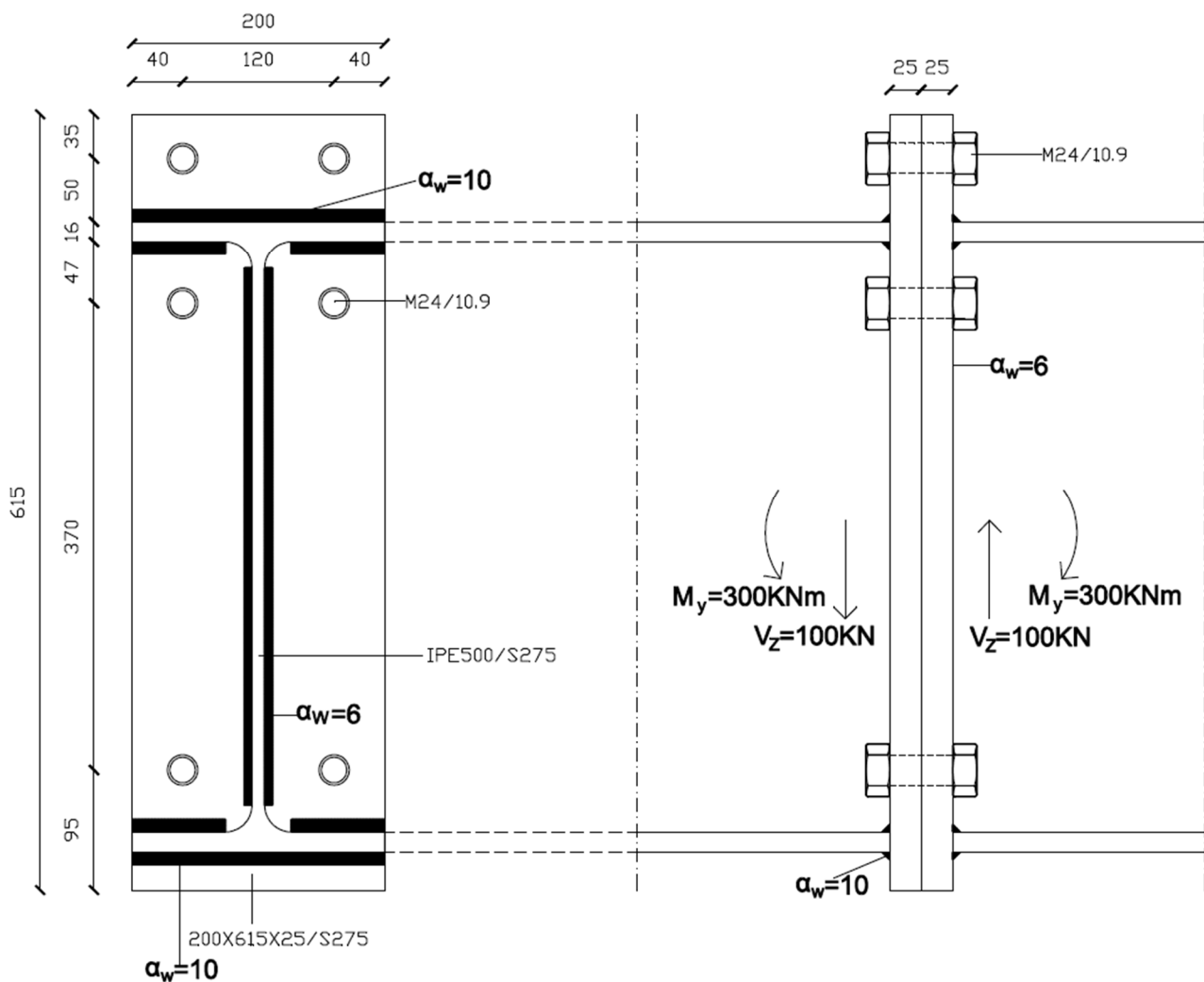
$$\text{Η ροπή αντοχής της δοκού είναι } M_{pl.Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 920 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 253kNm$$

$$\text{και η αντοχή της σε τέμνουσα } V_{pl.Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 28.73 \cdot 27.5 \cdot \sqrt{3} \cdot 1 = 456.28kN$$

Η σύνδεση είναι μερικής αντοχής αφού η ροπή αντοχής της είναι μικρότερη από αυτή της δοκού. Η αντοχή της σύνδεσης σε διάτμηση δεν καλύπτει την αντοχή της δοκού σε τέμνουσα κατά την ανάπτυξη της πλήρους ροπής της σύνδεσης.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 14 – Έλεγχος μετωπικής πλάκας και κοχλιών

Να ελεγχθεί η αντοχή της κοχλιωτής σύνδεσης του ακόλουθου σχήματος για τα εντατικά μεγέθη $V_{Ed}=100\text{kN}$ και $M_{Ed}=300\text{kNm}$. Χάλυβας S275, κοχλίες M24/10.9, διάτμηση στην πλήρη διατομή του κοχλίου.



1^η σειρά κοχλιών (εκτός εφελκυσμένου πέλματος)

$$e = 40\text{mm} ; e_x = 35\text{mm} ; e_{\min} = \min(e, e_x) = 35\text{mm} ; m = 50\text{mm} ; w = 120\text{mm} ;$$

$$b_p = 200\text{mm} ; m_x = m - 0.8 \cdot \alpha_w \cdot \sqrt{2} = 50 - 0.8 \cdot 10 \cdot \sqrt{2} = 38.7\text{mm} ;$$

$$n = \min(e_{\min}, 1.25 \cdot m_x) = 35\text{mm}$$

Κυκλικοί και μη-κυκλικοί τύποι αστοχίας για μεμονωμένης σειρά κοχλιών

$$I_{eff,nc} = \min(4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_x, e + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x, 0.5 \cdot b_p, 0.5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x)$$

$$I_{eff,nc} = \min(199, 139, 100, 159) = 100mm$$

$$I_{eff,cp} = \min(2 \cdot \pi \cdot m_x, \pi \cdot m_x + w, \pi \cdot m_x + 2 \cdot e) = \min(243, 242, 201) = 201mm$$

$$\text{Είναι } I_{eff,1} = \min(I_{eff,nc}, I_{eff,cp}) = 100mm \text{ και } I_{eff,2} = I_{eff,nc} = 100mm$$

$$M_{pl.1.Rd} = 0.25 \cdot I_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 10 \cdot 2.5^2 \cdot 27.5 / 1 = 429.69kNcm$$

$$M_{pl.2.Rd} = 0.25 \cdot I_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 10 \cdot 2.5^2 \cdot 27.5 / 1 = 429.69kNcm$$

$$F_{t.Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M_b} = 0.9 \cdot 100 \cdot 3.53 / 1.25 = 254.16kN$$

$$L_b^* = 8.8 \cdot m^3 \cdot A_s / (I_{eff,1} \cdot t^3) = 8.8 \cdot 38.7^3 \cdot 353 / (100 \cdot 25^3) = 115mm$$

$$L_b = 25 + 26 + 2 \cdot 4 + (15 + 20) / 2 = 76.5mm$$

$$F_{T.1.Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl.1.Rd}}{m_x} = \frac{4 \cdot 429.69}{3.87} = 444.12kN$$

$$F_{T.2.Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd} + n \cdot \sum F_{T.Rd}}{m_x + n} = \frac{2 \cdot 429.69 + 3.5 \cdot 2 \cdot 254.16}{3.87 + 3.5} = 358.29kN$$

$$F_{T.3.Rd} = \sum F_{T.Rd} = 2 \cdot 254.16 = 508.32kN \text{ άρα κρίσιμη τιμή αστοχίας τα } F_{t1.Rd} = 358.29kN$$

2η σειρά κοχλιών (εντός εφελκυσμένου πέλματος)

Επειδή $m_x = m = (115 + 35) - 85 - 16 - 0.8 \cdot 10 \cdot \sqrt{2} = 37.7mm \approx 38.7mm$, γίνεται χρήση της θεωρήσης της παραγράφου 6.2.7.1.(8) του EC3/1-8 : $F_{t2.Rd} = F_{t1.Rd} = 358.29kN$ εφόσον $F_{t1.Rd} = 358.29kN \leq 1.9 \cdot 254.16 = 483kN$.

$$h_2 = 50 + 500 - 16 / 2 = 542mm ; h_2 = 500 - 16 - 8 - 47 = 429mm$$

$$M = 358.29 \cdot 0.542 + 358.29 \cdot 0.429 = 347.90kNm > 300kNm$$

Δοκός σε θλίψη (δεν απαιτείται απομείωση στην καμπτική αντοχή λόγω τέμνουσας)

$$\sum F_{T.Rd} = 2 \cdot 358.29 = 716.58kN \leq F_{c,fb,Rd} = (W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M_0}) / h_2 = 603.35 / 0.484 = 1246.6kN$$

Κοχλίες

$$F_{v.Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A / \gamma_{M_b} = 0.6 \cdot 100 \cdot 4.52 / 1.25 = 216.96 \text{ kN}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.448, 1.224, 2.33, 1) = 0.448$$

$$k_1 = \min\left(\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, \frac{1.4p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 0.448 \cdot 2.4 \cdot 2.5 \cdot 43 / 1.25 = 231.17 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 100 \text{ kN} \leq 2 \cdot 216.96 = 433.92 \text{ kN}$$

Όταν αναπτύσσεται η ροπή αντοχής είναι $F_{t.Ed} = 358.29 / 2 = 179.14 \text{ kN}$. Συνεπώς από αλληλεπίδραση εφελκυσμού-διάτμησης είναι

$$\rho = \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} = 1 - \frac{F_{t.Ed}}{1.4 F_{t.Rd}} = 1 - \frac{179.14}{1.4 \cdot 254.16} = 0.496$$

και η συνολική τέμνουσα αντοχής είναι ίση με

$$V_{Rd} = 4 \cdot \rho \cdot F_{v.Rd} = 4 \cdot 0.496 \cdot 216.96 = 430.45 \text{ kN}$$

Η σύνδεση μπορεί να παραλάβει τα εντατικά μεγέθη.

Έλεγχος Συγκολλήσεων

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0.707 \frac{F_{\perp}}{\alpha_w \cdot l_w} ; \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}}$$

$$\text{οριακή τιμή αντοχής συγκόλλησης : } F_{\perp.Rd} = \frac{f_u \cdot \alpha_w \cdot l_w}{\sqrt{2} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M_2}}$$

Ραφές πέλματος : $\alpha_w = 10 \text{ mm}$; $l_w = l_{eff} = 100 \text{ mm}$ (συντηρητικά)

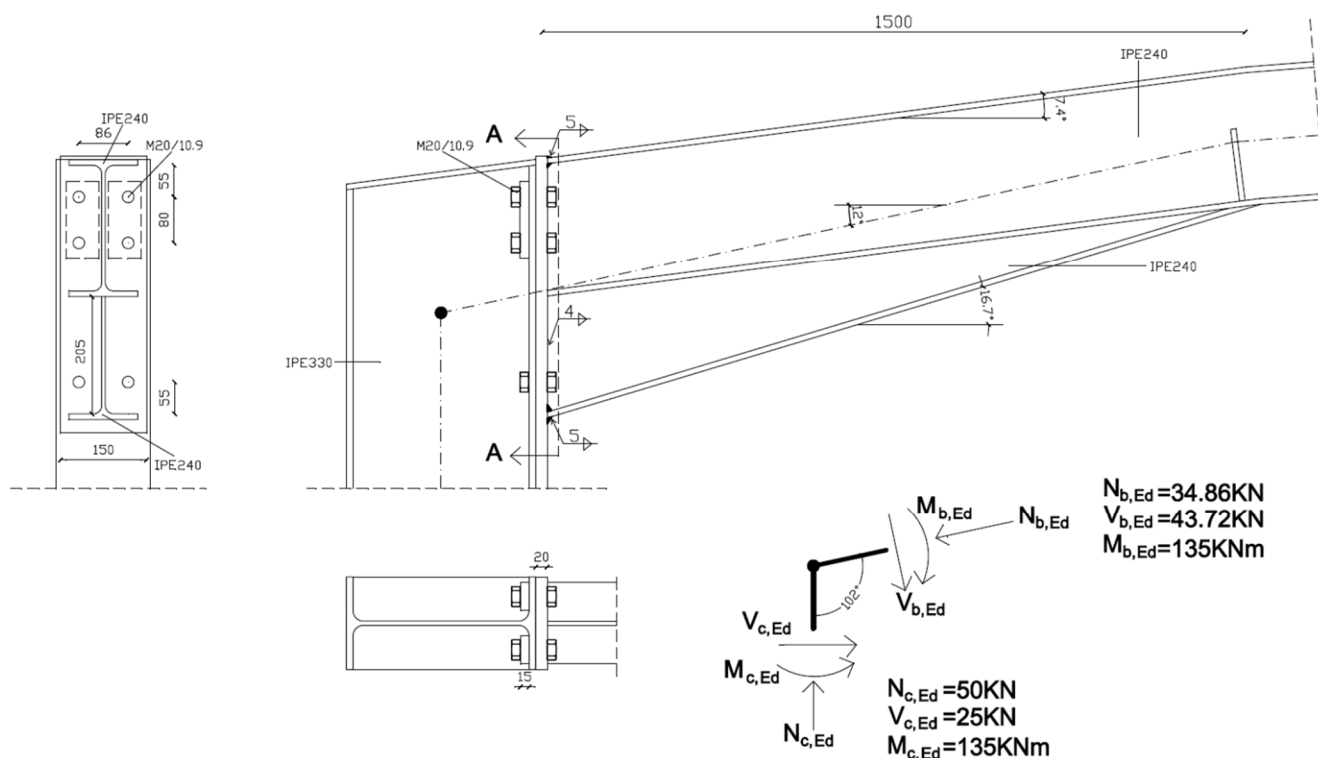
$$F_{t1.Rd} = 358.29 \text{ kN} \leq \frac{43 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10}{\sqrt{2} \cdot 0.85 \cdot 1.25} = 572.43 \text{ kN}$$

Ραφές κορμού : $\alpha_w = 6 \text{ mm}$; $l_w = 426 \text{ mm}$

$$V_{Ed} = 100 \text{ kN} \leq \frac{43 \cdot 2 \cdot 0.6 \cdot 42.6}{\sqrt{2} \cdot 0.85 \cdot 1.25} = 1463.12 \text{ kN}$$

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 15 – Έλεγχος κοχλιωτής σύνδεσης πλαισίου

Να ελεγχθεί η αντοχή σε ροπή της κοχλιωτής σύνδεσης του ακόλουθου σχήματος. Χάλυβας S275, κοχλίες M20/10.9, πάχος μετωπικής πλάκας 20mm, πάχος ενισχυτικών ελασμάτων 15mm, διάτμηση στο σπείρωμα. ΣΗΜΕΙΩΣΗ: παραλείπονται ο έλεγχος παραλαβής της τέμνουσας ως μη σημαντικός καθώς και οι έλεγχοι των συγκολλήσεων. ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Στην επίλυση παρουσιάζονται μόνο οι έλεγχοι για το υποστύλωμα IPE330 καθότι η δοκός IPE240 ενισχύεται στο σημείο σύνδεσης (η διατομή έχει τρία πέλματα).



Ροπή στην κοχλιωτή σύνδεση

$$M_{Ed} = 135 - 43.72 \cdot 0.165 / \cos 12^\circ = 127.62 \text{ kNm}$$

Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη - 1^η εφελκυσόμενη σειρά κοχλιών

$$m = \frac{86 - 7.5}{2} - 0.8 \cdot 18 = 24.85 \text{ mm} ; e_{\min} = e = \frac{150 - 86}{2} = 32 \text{ mm} ;$$

$$m_2 = 55 - 0.8 \cdot 5 \cdot \sqrt{2} = 49.3 \text{ mm}$$

$$\text{Από EC3/Μέρος 1-8 είναι } \lambda_1 = \frac{m}{m+e} = 0.44 \text{ και } \lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = 0.87, \text{ συνεπώς } \alpha = 5.7$$

Σειρά κοχλιών ως μεμονωμένη :

$$I_{eff,nc} = \alpha \cdot m = 141.64mm \quad ; \quad I_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 156.06mm$$

Σειρά κοχλιών ως ομάδα :

$$I_{eff,nc} = 0.5 \cdot p + \alpha \cdot m - (2 \cdot m + 0.625 \cdot e) = 111.9mm \quad ; \quad I_{eff,cp} = \pi \cdot m + p = 158.1mm$$

$$I_{eff,1} = I_{eff,2} = 111.9mm$$

Μετωπική πλάκα

$$M_{pl,Rd} = 0.25 \cdot I_{eff,1} \cdot t_p^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 11.19 \cdot 2^2 \cdot 27.5 / 1 = 307.72kNcm$$

Πέλμα υποστυλώματος

$$M_{pl,Rd} = 0.25 \cdot I_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 11.19 \cdot 1.15^2 \cdot 27.5 / 1 = 101.74kNcm$$

Ενισχυτικά ελάσματα

$$M_{bp,Rd} = 0.25 \cdot I_{eff,1} \cdot t_{bp}^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 11.19 \cdot 1.5^2 \cdot 27.5 / 1 = 173.1kNcm$$

Κρίσιμα το πέλμα του υποστυλώματος και τα ενισχυτικά ελάσματα.

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd} + 2 \cdot M_{bp,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 101.74 + 2 \cdot 173.1}{2.485} = 303.08kN$$

$$n = \min(e_{min}, 1.25 \cdot m) = 31.06mm$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M_b} = 0.9 \cdot 100 \cdot 2.45 / 1.25 = 176.4kN$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{T,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 101.74 + 3.106 \cdot 2 \cdot 176.4}{2.485 + 3.106} = 232.38kN$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{T,Rd} = 2 \cdot 176.4 = 352.8kN$$

$$\text{Κρίσιμη τιμή αστοχίας } F_{t1,Rd} = 232.38kN < 1.9 \cdot F_{t,Rd} = 335.16kN$$

Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη - 2^η εφελκυσμένη σειρά κοχλιών

Σειρά κοχλιών ως μεμονωμένη :

$$I_{eff,nc} = 4 \cdot m + 1.25 \cdot e = 139.4mm \quad ; \quad I_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 156.06mm$$

Σειρά κοχλιών ως ομάδα :

$$I_{eff,nc} = 0.5 \cdot p + 2 \cdot m + 0.625 \cdot e = 109.7mm \quad ; \quad I_{eff,cp} = \pi \cdot m + p = 158.1mm$$

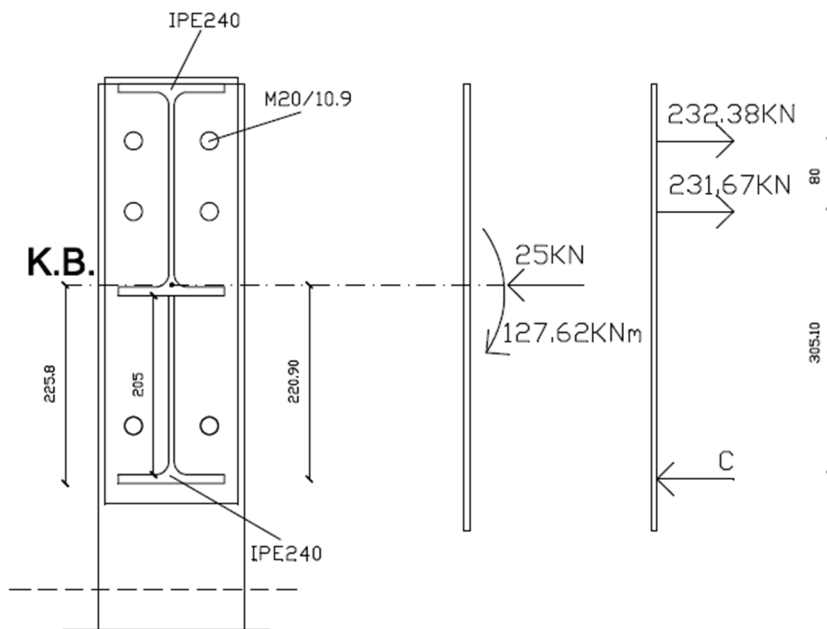
$$I_{eff,1} = I_{eff,2} = 109.7mm$$

Το ενεργό μήκος της 2^{ης} σειράς κοχλιών διαφέρει ελάχιστα από αυτό της 1^{ης}, συνεπώς αρκεί ο υπολογισμός της $F_{T.2.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = 0.25 \cdot I_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 10.97 \cdot 1.15^2 \cdot 27.5 / 1 = 99.74 kNcm$$

$$F_{T.2.Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl.2Rd} + n \cdot \sum F_{T.Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 99.74 + 3.106 \cdot 2 \cdot 176.4}{2.485 + 3.106} = 231.67 kN$$

Η 3^η σειρά κοχλιών θεωρείται ότι δεν συνεισφέρει αφού βρίσκεται πλησίον του θλιβόμενου πέλματος.



Ροπή στο θλιβόμενο πέλμα : $M_{Ed} = 127.62 - 25 \cdot 0.221 = 122.09 kNm$

Έλεγχος παραλαβής της ροπής :

$$M_{Ed} = 122.09 kNm < 232.38 \cdot (0.305 + 0.08) + 231.67 \cdot 0.305 = 160.14 kNm$$

Έλεγχος κορμού υποστυλώματος σε εφελκυσμό

$$\frac{F_{t.wb.Rd}}{b_{eff.t.wb} \cdot t_{wb}} = \frac{231.67}{10.97 \cdot 0.75} = 28.16 kN / cm^2 > f_y / \gamma_{M_0} = 27.5 kN / cm^2 \text{ άρα ο κορμός χρειάζεται}$$

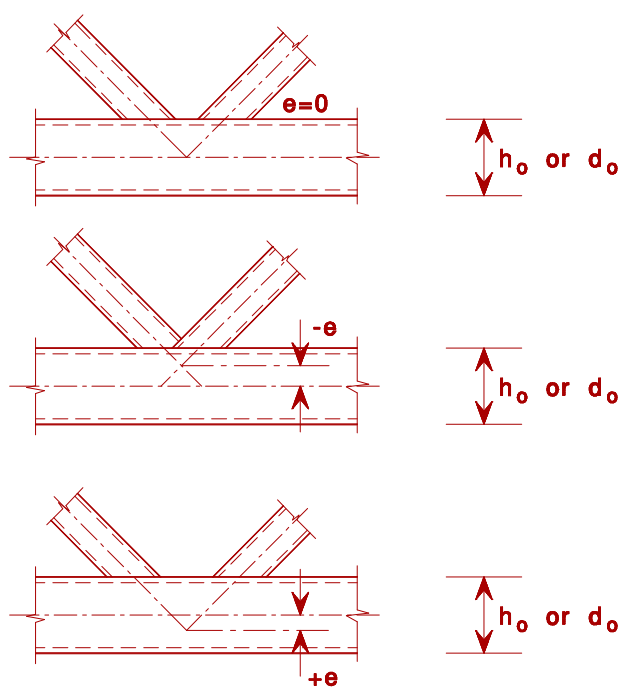
ενισχυτικά ελάσματα.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΜΒΩΝ ΕΚ ΚΟΙΛΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Για το σχεδιασμό εφελκυσόμενων πελμάτων και διαγώνιων μελών, οι ροπές που οφείλονται σε εκκεντρότητες μπορούν να αγνοηθούν. Μπορούν επίσης να αγνοηθούν και στο σχεδιασμό συνδέσεων, αν βρίσκονται εντός των εξής ορίων:

$$-0.55 d_0 \leq e \leq 0.25 d_0$$

$$-0.55 h_0 \leq e \leq 0.25 h_0$$



Όταν οι εκκεντρότητες βρίσκονται εντός των ανωτέρω ορίων, οι ροπές που οφείλονται στις εκκεντρότητες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό θλιβόμενων πελμάτων. Συγκεκριμένα θα πρέπει να κατανέμονται μεταξύ των θλιβόμενων πελμάτων σε κάθε πλευρά του κόμβου, με βάση το σχετικό συντελεστή δυσκαμψίας τους I/L , όπου L είναι το μήκος του μέλους μετρούμενο μεταξύ των κόμβων.

Στην περίπτωση που οι εκκεντρότητες βρίσκονται εκτός των ανωτέρω ορίων τότε οι ροπές που οφείλονται στις εκκεντρότητες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό των συνδέσεων και των θλιβόμενων πελμάτων. Συγκεκριμένα, οι ροπές που προκύπτουν από τις εκκεντρότητες πρέπει να κατανέμονται σε όλα τα μέλη που συντρέχουν στον κόμβο με βάση το σχετικό συντελεστή δυσκαμψίας τους.

Οι τάσεις σε ένα πέλμα οι οποίες οφείλονται σε ροπές που λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό του πέλματος, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και για τον προσδιορισμό των συντελεστών k_m , k_n και k_p που χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό των συνδέσεων.

ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΟΙ ΚΟΜΒΟΙ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ CHS ΚΑΙ ΠΕΛΜΑΤΩΝ CHS

Όρια ισχύος

$$0.2 \leq d_i / d_0 \leq 1.0$$

$$10 \leq d_0 / t_0 \leq 50 \text{ για πέλματα σε θλίψη ή εφελκυσμό γενικά και } d_i / t_i \leq 50 \text{ για διαγώνια}$$

$$\lambda_{ov} \geq 25\% \text{ επικάλυψη και } g \geq t_1 + t_2 \text{ διάκενο}$$

Σε συνδέσεις διαγωνίων μελών που υπόκεινται μόνο σε αξονικά φορτία, η εσωτερική αξονική δύναμη σχεδιασμού $N_{i,Ed}$ δεν πρέπει να υπερβαίνει την αξονική αντοχή σχεδιασμού του συγκολλητού κόμβου $N_{i,Rd}$ ενώ για την περίπτωση συνδέσεων διαγωνίων μελών που υπόκεινται σε συνδυασμό καμπτικής ροπής και αξονικής δύναμης πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left[\frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \right]^2 + \frac{|M_{op,i,Ed}|}{M_{op,i,Rd}} \leq 1,0 \text{ όπου:}$$

$M_{ip,i,Rd}$ είναι η εντός επιπέδου αντοχή σχεδιασμού σε ροπή,

$M_{ip,i,Ed}$ είναι η εντός επιπέδου εσωτερική ροπή σχεδιασμού,

$M_{op,i,Rd}$ είναι η εκτός επιπέδου αντοχή σχεδιασμού σε ροπή,

$M_{op,i,Ed}$ είναι η εκτός επιπέδου εσωτερική ροπή σχεδιασμού.

Οι συντελεστές k_g , k_m , k_n και k_p που χρησιμοποιούνται στις ακόλουθες σχέσεις μπορούν να βρεθούν από νομογραφήματα (βλέπε EC3 - Μέρος 1-8) και $\gamma_{M_5} = 1.0$. Επίσης

β : ο λόγος της μέσης διαμέτρου ή του πλάτους του διαγώνιου μέλους, προς εκείνη του πέλματος:

- ✓ για κόμβους μορφής T, Y : $\frac{d_1}{d_0}$, $\frac{d_1}{b_0}$ ή $\frac{b_1}{b_0}$
- ✓ για κόμβους μορφής K και N : $\frac{d_1 + d_2}{2 d_0}$, $\frac{d_1 + d_2}{2 b_0}$ ή $\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4 b_0}$

β_p : ο λόγος b_i / b_p

γ : ο λόγος του πλάτους ή της διαμέτρου του πέλματος προς το διπλάσιο του πάχους του

τοιχώματός του: $\frac{d_0}{2 t_0}$, $\frac{b_0}{2 t_0}$ ή $\frac{b_0}{2 t_f}$

η : ο λόγος του ύψους του διαγώνιου μέλους, προς τη διάμετρο ή το πλάτος του πέλματος:

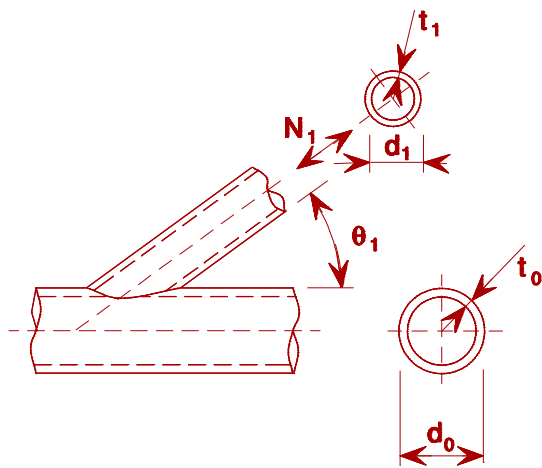
$$\frac{h_i}{d_0} \quad \text{ή} \quad \frac{h_i}{b_0}$$

η_p : ο λόγος h_i/b_p

λ_{ov} : ο λόγος υπερκάλυψης

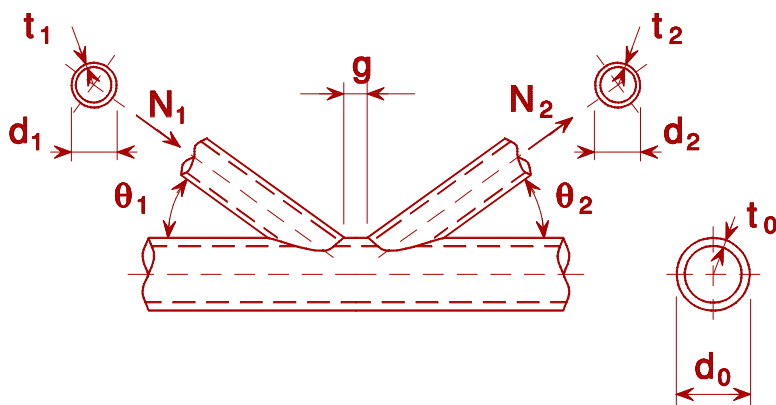
Αντοχές σχεδιασμού σε αξονικά φορτία

Αστοχία όψης πέλματος - Κόμβοι Τ και Υ



$$N_{1Rd} = \frac{\gamma^{0,2} k_p f_{y0} t_0^2}{\sin \theta_1} (2.8 + 14.2 \beta^2) / \gamma_{M5}$$

Αστοχία όψης πέλματος - Κόμβοι Κ και Ν με διάκενο ή υπερκάλυψη



$$N_{1,Rd} = \frac{k_g \cdot k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot \left(1.8 + 10.2 \frac{d_1}{d_0} \right) / \gamma_{M_5}$$

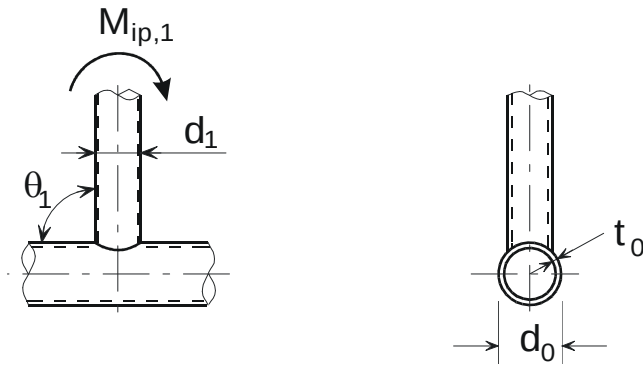
$$N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} \cdot N_{1,Rd}$$

Αστοχία από διάτρηση των ανωτέρω τύπων κόμβων

$$d_i \leq d_0 - 2 \cdot t_0 : N_{i,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_i \cdot \frac{1 + \sin \theta_i}{2 \sin^2 \theta_i} / \gamma_{M_5}$$

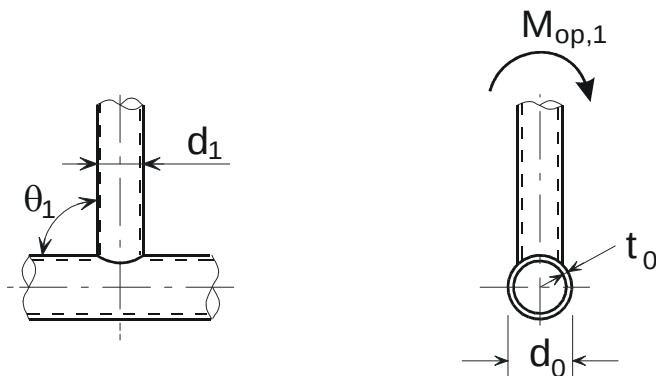
Αντοχές σχεδιασμού σε ροπή συγκολλητών κόμβων μεταξύ διαγωνίων CHS και πελμάτων CHS

Αστοχία όψης πέλματος - Κόμβοι Τ και Υ



$$M_{ip,1,Rd} = 4.85 \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_1}{\sin \theta_1} \sqrt{\gamma} \cdot \beta \cdot k_p / \gamma_{M_5}$$

Αστοχία όψης πέλματος - Κόμβοι Κ, Ν, Τ και Υ

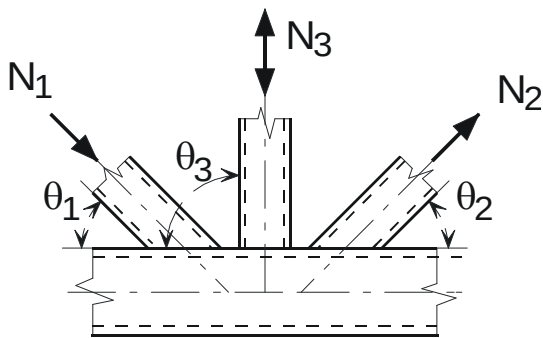


$$M_{op,1Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot d_1}{\sin \theta_1} \cdot \frac{2.7}{1 - 0.81\beta} \cdot k_p / \gamma_{M_5}$$

Αστοχία από διάτρηση των ανωτέρω τύπων κόμβων

$$d_1 \leq d_0 - 2 \cdot t_0 : M_{ip,1Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1 + 3 \sin \theta_1}{4 \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M_5} \quad \text{και} \quad M_{op,1Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0 \cdot d_1^2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{3 + \sin \theta_1}{4 \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M_5}$$

Ειδικός τύπος



Το μέλος 1 είναι θλιβόμενο και το μέλος 2 είναι εφελκυσμένο. Επίσης, $N_{1,Ed} \sin \theta_1 + N_{3,Ed} \sin \theta_3 \leq N_{1,Rd} \sin \theta_1$ και $N_{2,Ed} \sin \theta_2 \leq N_{1,Rd} \sin \theta_1$, όπου $N_{1,Rd}$ υπολογίζεται για κόμβο Κ αλλά με το $\frac{d_1}{d_0}$ να αντικαθίσταται από το: $\frac{d_1 + d_2 + d_3}{3d_0}$.

ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΟΙ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΙ ΚΟΜΒΟΙ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ RHS ΚΑΙ ΠΕΛΜΑΤΩΝ RHS

Κ ή Ν με διάκενο :

Όρια ισχύος

$$b_i / b_0 \geq 0.35 \text{ και } \geq 0.1 + 0.01 b_0 / t_0$$

$$b_i / t_i \leq 35 \text{ και } h_i / t_i \leq 35 \text{ σε θλίψη, } b_i / t_i \leq 35 \text{ και } h_i / t_i \leq 35 \text{ σε εφελκυσμό}$$

$$h_0 / b_0 \text{ και } h_i / b_i \geq 0.5 \text{ αλλά } \leq 2.0$$

$$b_0 / t_0 \text{ και } h_0 / t_0 \leq 35$$

$$\text{Διάκενο: } g / b_0 \geq 0.5(1 - \beta) \text{ αλλά } \leq 1.5(1 - \beta) \text{ και ως ελάχιστο } g \geq t_1 + t_2$$

Κ ή Ν με υπερκάλυψη :

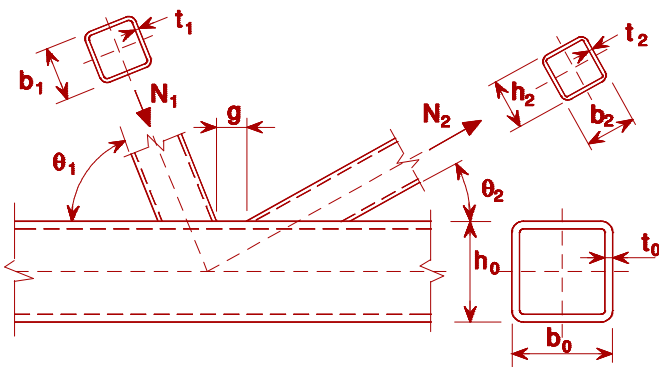
Επιπλέον των ανωτέρω $b_i / b_0 \geq 0.25$, υπερκάλυψη : $\lambda_{ov} \geq 25\%$ με $\lambda_{ov} \leq 100\%$ και $b_i / b_j \geq 0.75$.

Αντοχές σχεδιασμού σε αξονικό φορτίο

Παράμετροι κόμβου [$i = 1$ ή 2 , $j =$ καλυπτόμενη διαγώνιος]

Κόμβοι Κ και Ν με διάκενο

Αστοχία όψης πέλματος, $\beta \leq 1.0$



$$N_{i,Rd} = \frac{8.9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma}}{\sin \theta_i} \cdot \left(\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0} \right) / \gamma_{M_5}$$

Διάτμηση πέλματος : $N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \sin \theta_i} / \gamma_{M_5}$ και

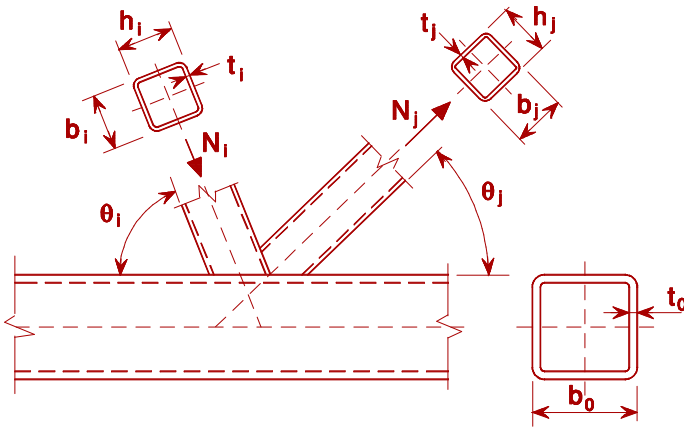
$$N_{0,Rd} = \left[(A_0 - A_v) \cdot f_{y0} + A_v \cdot f_{y0} \cdot \sqrt{1 - (V_{Sd} / V_{pl,Rd})^2} \right] / \gamma_{M_5}$$

Αστοχία διαγωνίου : $N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot (2h_i - 4t_i + b_i + b_{eff}) / \gamma_{M_5}$

Αστοχία από διάτμηση με $\beta \leq (1 - 1/\gamma)$: $N_{i,Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0}{\sqrt{3} \sin \theta_i} \cdot \left(\frac{2h_i}{\sin \theta_i} + b_i + b_{e,p} \right) / \gamma_{M_5}$

Κόμβοι Κ και Ν με υπερκάλυψη

Μόνο το καλυπτόμενο διαγώνιο μέλος i πρέπει να ελεγχθεί. Για το καλύπτον διαγώνιο μέλους j η αντοχή σχεδιασμού του κόμβου διά την πλαστική αντοχή σχεδιασμού του μέλους πρέπει να λαμβάνεται ίση με εκείνη του καλυπτόμενου διαγώνιου μέλους. Το μέλος i ή το μέλος j μπορεί να είναι είτε εφελκόμενο είτε θλιβόμενο, αλλά το ένα πρέπει να είναι εφελκόμενο και το άλλο θλιβόμενο.



Αστοχία διαγωνίου, $25\% \leq \lambda_{ov} < 50\%$: $N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot \left(b_{eff} + b_{e,ov} + \frac{\lambda_{ov}}{50} \cdot (2h_i - 4t_i) \right) / \gamma_{M_5}$

Αστοχία διαγωνίου, $50\% \leq \lambda_{ov} < 80\%$: $N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot [b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i] / \gamma_{M_5}$

Αστοχία διαγωνίου, $\lambda_{ov} \geq 80\%$: $N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot [b_i + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i] / \gamma_{M_5}$

Για τα ανωτέρω είναι:

$$A_v = (2h_0 + \alpha b_0)t_0 \quad \text{όπου} \quad \alpha = \sqrt{1 / (1 + \frac{4g^2}{3t_0^2})}$$

$$b_{eff} = \frac{10}{b_0 / t_0} \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0}{f_{yi} \cdot t_i} \cdot b_i \quad \text{αλλά} \quad b_{eff} \leq b_i$$

$$b_{e,p} = \frac{10}{b_0 \cdot t_0} \cdot b_i \quad \text{αλλά} \quad b_{e,p} \leq b_i$$

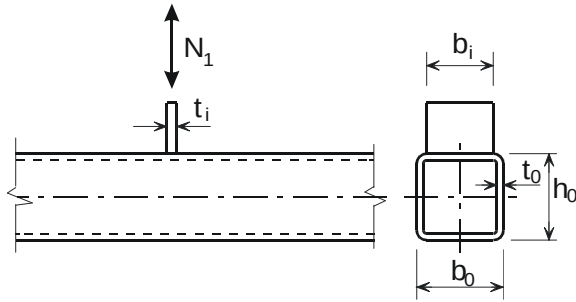
$$b_{e,ov} = \frac{10}{b_j / t_j} \cdot \frac{f_{yj} \cdot t_j}{f_{ji} \cdot t_i} \cdot b_i \quad \text{αλλά} \quad b_{e,ov} \leq b_i$$

ΕΛΑΣΜΑ ΕΠΙ ΚΟΙΛΟΔΟΚΟΥ – ΑΞΟΝΙΚΕΣ ΑΝΤΟΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Όρια ισχύος των ανωτέρω σχέσεων επιπλέον των ορίων της παραγράφου ‘ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΟΙ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΙ ΚΟΜΒΟΙ ΜΕΤΑΞΥ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ RHS ΚΑΙ ΠΕΛΜΑΤΩΝ RHS’ :

$$0.5 \leq \beta \leq 1.0 \quad \text{και} \quad b_0/t_0 \leq 30$$

Εγκάρσιο έλασμα



$$\beta \leq 0.85$$

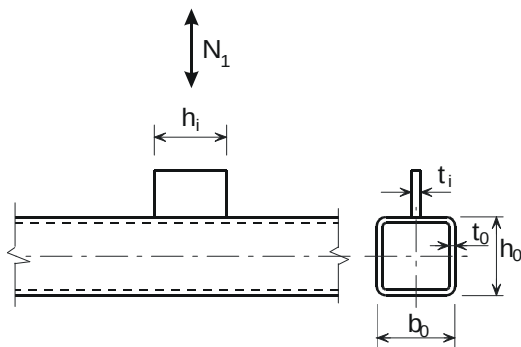
Αστοχία διαγωνίου : $N_{1,Rd} = k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \frac{2 + 2.8\beta}{\sqrt{1 - 0.9\beta}} / \gamma_{M_5}$

Σύνθλιψη πλευρικού τοιχώματος πέλματος όταν $b_1 \geq b_0 - 2t_0$:

$$N_{1,Rd} = k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0 \cdot (2t_1 + 10t_0) / \gamma_{M_5}$$

Αστοχία από διάτρηση όταν $b_1 \leq b_0 - 2t_0$: $N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0}{\sqrt{3}} \cdot (2t_1 + 2b_{e,p}) / \gamma_{M_5}$

Διαμήκης έλασμα



$$t_1 / b_0 \leq 0.2$$

Αστοχία όψης πέλματος : $N_{1,Rd} = k_m \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \left(2h_1 / b_0 + 4\sqrt{1 - t_1 / b_0} \right) / \gamma_{M_5}$

$$b_{eff} = \frac{10}{b_0 / t_0} \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0}{f_{y1} \cdot t_1} b_1 \quad \mu\epsilon \quad b_{eff} \leq b_i$$

$$b_{e,p} = \frac{10}{b_0 / t_0} \cdot b_1 \quad \mu\epsilon \quad b_{e,p} \leq b_i$$

Οι συνδέσεις διαγωνίων μελών οι οποίες υπόκεινται σε συνδυασμό κάμψης και αξονικής δύναμης πρέπει να ικανοποιούν τον εξής περιορισμό :

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1.0$$

όπου:

$M_{ip,i,Rd}$ είναι η εντός επιπέδου αντοχή σχεδιασμού σε ροπή,

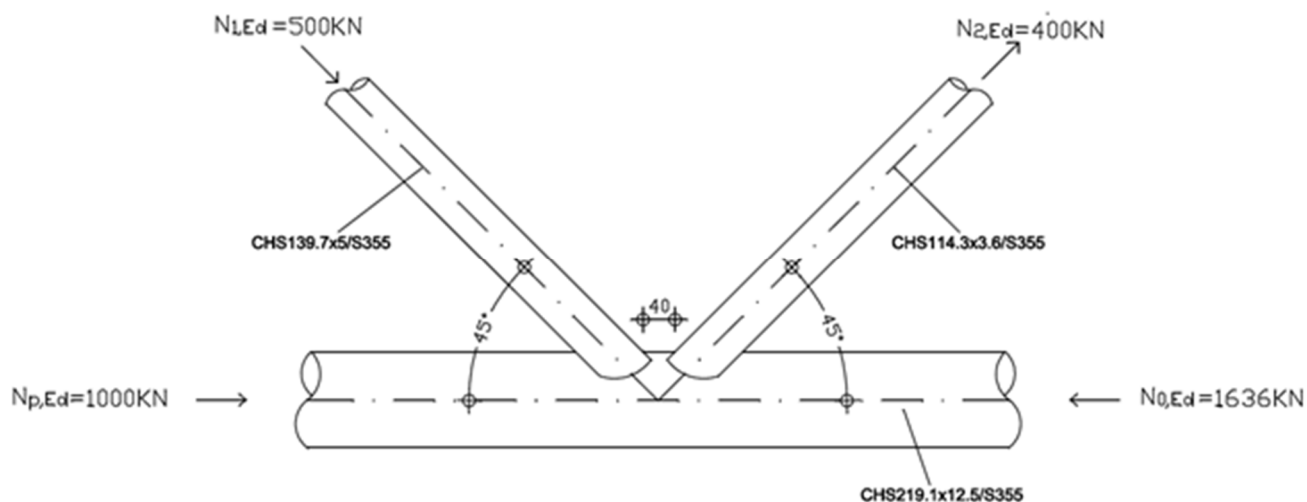
$M_{ip,i,Ed}$ είναι η εντός επιπέδου εσωτερική ροπή,

$M_{op,i,Rd}$ είναι η εκτός επιπέδου αντοχή σχεδιασμού σε ροπή,

$M_{op,i,Ed}$ είναι η εκτός επιπέδου εσωτερική ροπή.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 16 – Κόμβος διατομών CHS

Να ελεγχθεί ο κόμβος του ακόλουθου σχήματος. Δίνονται $k_g=1.761$, $k_p=0.86$ και $e=0$.



Έλεγχος για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$d_0 / t_0 \leq 70\epsilon^2 : 219.1 / 12.5 = 17.53 \leq 70\epsilon^2 = 70\sqrt{235/355} = 46.34$$

$$d_1 / t_1 \leq 70\epsilon^2 : 139.7 / 5.0 = 27.94 \leq 70\epsilon^2 = 70\sqrt{235/355} = 46.34$$

Λοιποί έλεγχοι

$$10 \leq d_0 / t_0 \leq 50 : d_0 / t_0 = 219.1 / 12.5 = 17.53$$

$$d_i / t_i \leq 50 : d_1 / t_1 = 139.7 / 5.0 \leq 27.94 \text{ και } d_2 / t_2 = 114.3 / 3.6 \leq 31.75$$

$$0.2 \leq d_1 / d_0 \leq 1.0 : d_1 / d_0 = 139.7 / 219.1 = 0.64 \text{ και } d_2 / d_0 = 114.3 / 219.1 = 0.52$$

$$-0.55d_0 \leq e \leq 0.25d_0 : -0.55 \cdot 219.1 \leq e \leq 0.25 \cdot 219.1 = -120.5 \leq e \leq 54.8$$

$$g \geq t_1 + t_2 : 40 \geq t_1 + t_2 = 5 + 3.6 = 8.6 \text{ mm}$$

$$30^\circ \leq \theta_i \leq 90^\circ : \theta_1 = \theta_2 = 45^\circ$$

Αστοχία όψης πέλματος

$$N_{1,Rd} = \frac{\frac{k_g \cdot k_p \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{\sin \theta_1} \cdot \left(1.8 + 10.2 \frac{d_1}{d_0}\right)}{\gamma_{M_5}} = \frac{\frac{1.761 \cdot 0.86 \cdot 355 \cdot 12.5}{\sin 45^\circ} \cdot \left(1.8 + 10.2 \frac{139.7}{219.1}\right)}{1.0} = 986 \text{ kN}$$

$$N_{2,Rd} = \frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} \cdot N_{1,Rd} = 986 \text{ kN}$$

Αστοχία από διάτρηση

$$d_i \leq d_0 - 2 \cdot t_0 : d_1 = 139.7 \text{ mm} \leq 219.1 - 2 \cdot 12.5 = 194.1 \text{ mm}$$

$$d_2 = 114.3 \text{ mm} \leq 219.1 - 2 \cdot 12.5 = 194.1 \text{ mm}$$

$$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_1 \cdot \frac{1 + \sin \theta_1}{2 \sin^2 \theta_1} / \gamma_{M_5} = \frac{355}{\sqrt{3}} \cdot 12.5 \cdot \pi \cdot 139.7 \cdot \frac{1 + \sin 45^\circ}{2 \sin^2 45^\circ} / 1.0 = 1919 \text{ kN}$$

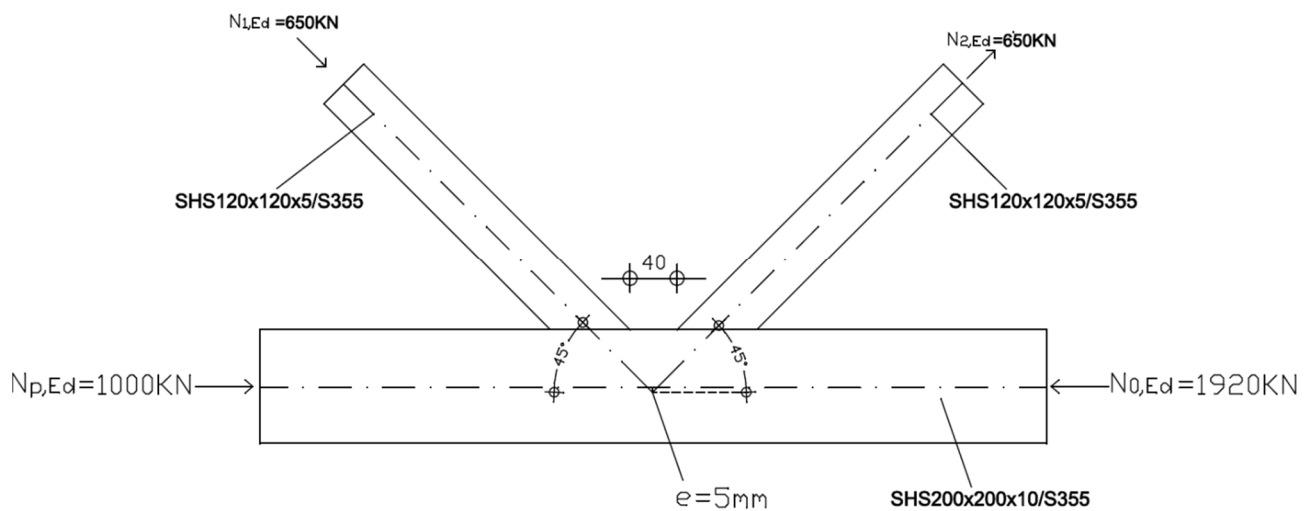
$$N_{2,Rd} = \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \cdot t_0 \cdot \pi \cdot d_2 \cdot \frac{1 + \sin \theta_2}{2 \sin^2 \theta_2} / \gamma_{M_5} = \frac{355}{\sqrt{3}} \cdot 12.5 \cdot \pi \cdot 114.3 \cdot \frac{1 + \sin 45^\circ}{2 \sin^2 45^\circ} / 1.0 = 1570 \text{ kN}$$

Τελικοί έλεγχοι

$$N_{1,Rd} = 986 \text{ kN} > 500 \text{ kN} \text{ και } N_{2,Rd} = 986 \text{ kN} > 400 \text{ kN}$$

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 17 – Κόμβος διατομών RHS

Να ελεγχθεί ο κόμβος του ακόλουθου σχήματος. Δίνονται $k_n=0.819$ και $e=5 \text{ mm}$.



Έλεγχος για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$(b_0 - 3t_0) / t_0 \leq 38\varepsilon : (200 - 3 \cdot 10) / 10 = 17 \leq 38\varepsilon = 38\sqrt{235/355} = 30.92$$

$$(h_0 - 3t_0) / t_0 \leq 38\varepsilon : (200 - 3 \cdot 10) / 10 = 17 \leq 38\varepsilon = 38\sqrt{235/355} = 30.92$$

$$(b_1 - 3t_1) / t_1 \leq 38\varepsilon : (120 - 3 \cdot 5) / 5 = 21 \leq 38\varepsilon = 38\sqrt{235/355} = 30.92$$

$$(h_1 - 3t_1) / t_1 \leq 38\varepsilon : (120 - 3 \cdot 5) / 5 = 21 \leq 38\varepsilon = 38\sqrt{235/355} = 30.92$$

Λοιποί έλεγχοι

$$b_0 / t_0 \leq 35 : b_0 / t_0 = 200 / 10 = 20$$

$$h_0 / t_0 \leq 35 : h_0 / t_0 = 200 / 10 = 20$$

$$b_i / t_i \leq 35 : b_1 / t_1 = 120 / 5 = 24 : b_2 / t_2 = 120 / 5 = 24$$

$$h_i / t_i \leq 35 : h_1 / t_1 = 120 / 5 = 24 : h_2 / t_2 = 120 / 5 = 24$$

$$b_i / b_0 \geq 0.35 : b_1 / b_0 = 120 / 200 = 0.6 \text{ και } b_2 / b_0 = 120 / 200 = 0.6$$

$$0.1 + 0.01 \cdot b_0 / t_0 \leq b_i / b_0 \leq 1.0 : 0.1 + 0.01 \cdot b_0 / t_0 = 0.3 \text{ και } b_1 / b_0 = b_2 / b_0 = 120 / 200 = 0.6$$

$$0.5 \leq h_0 / b_0 \leq 2.0 : h_0 / b_0 = 200 / 200 = 1.0$$

$$0.5 \leq h_i / b_i \leq 2.0 : h_1 / b_1 = 120 / 120 = 1.0 \text{ και } h_2 / b_2 = 120 / 120 = 1.0$$

$$-0.55d_0 \leq e \leq 0.25d_0 : -0.55 \cdot 200 \leq e \leq 0.25 \cdot 200 = -110 \leq e \leq 50$$

$$30^\circ \leq \theta_i \leq 90^\circ : \theta_1 = \theta_2 = 45^\circ$$

$$g \geq t_1 + t_2 : 40 \geq t_1 + t_2 = 5 + 5 = 10mm$$

$$0.5b_0(1-\beta) \leq g \leq 1.5b_0(1-\beta) : 0.5 \cdot 200 \cdot (1-0.6) \leq g \leq 1.5 \cdot 200 \cdot (1-0.6)$$

$$40mm \leq g \leq 120mm$$

Οι ακόλουθοι έλεγχοι ισχύουν τόσο για το θλιβόμενο όσο και το εφελκυσμένο διαγώνιο στοιχείο.

Αστοχία όψης πέλματος

$$\gamma = b_0 / 2t_0 = 200 / 2 \cdot 10 = 10$$

$$\begin{aligned} N_{1Rd} &= \frac{8.9 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma}}{\sin \theta_i} \cdot \left(\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0} \right) / \gamma_{M_5} = \\ &= \frac{8.9 \cdot 0.819 \cdot 355 \cdot 10^2 \cdot \sqrt{10}}{\sin 45^\circ} \cdot \left(\frac{120 + 120 + 120 + 120}{4 \cdot 200} \right) / 1.0 = 694kN \end{aligned}$$

Διάτμηση πέλματος

$$\alpha = \sqrt{1 / (1 + \frac{4g^2}{3t_0^2})} = \sqrt{1 / (1 + \frac{4 \cdot 40^2}{3 \cdot 10^2})} = 0.212$$

$$A_v = (2h_0 + \alpha b_0)t_0 = (2 \cdot 200 + 0.212 \cdot 200) \cdot 10 = 4424mm^2$$

$$N_{1Rd} = \frac{f_{y0} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \sin \theta_1} / \gamma_{M_5} = \frac{355 \cdot 4424}{\sqrt{3} \cdot \sin 45^\circ} / 1.0 = 1282kN$$

Αστοχία διαγωνίου

$$b_{eff} = \frac{10}{b_0 / t_0} \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0}{f_{y1} \cdot t_1} \cdot b_1 = \frac{10}{200 / 10} \cdot \frac{355 \cdot 10}{355 \cdot 5} \cdot 120 = 120mm, b_{eff} \leq b_1 = 120mm$$

$$N_{1Rd} = f_{y1} \cdot t_1 \cdot (2h_1 - 4t_1 + b_1 + b_{eff}) / \gamma_{M_5} = 355 \cdot 5 \cdot (2 \cdot 120 - 4 \cdot 5 + 120 + 120) / 1.0 = 817kN$$

Αστοχία από διάτμηση

$$\beta \leq (1 - 1/\gamma) : 0.6 \leq 1 - 1/10 = 0.9mm$$

$$b_{e,p,1} = \frac{10}{b_0 / t_0} \cdot b_1 = \frac{10}{200 / 10} \cdot 120 = 60mm , \quad b_{e,p,1} \leq b_i = 120mm$$

$$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0} \cdot t_0}{\sqrt{3} \sin \theta_i} \cdot \left(\frac{2h_1}{\sin \theta_1} + b_1 + b_{e,p,1} \right) / \gamma_{M_5} = \frac{355 \cdot 10}{\sqrt{3} \sin 45^\circ} \cdot \left(\frac{2 \cdot 120}{\sin 45^\circ} + 120 + 60 \right) / 1.0 = 1506kN$$

Τελικός έλεγχος

$$N_{1,Rd} = 694kN > 650kN . \quad \text{Όμοια βρίσκεται ότι } N_{2,Rd} = 694kN > 650kN .$$

Διάτμηση πέλματος

$$A_0 = 7490mm^2 , \quad A_v = 4424mm^2 , \quad V_{pl,Rd} = 4424 \cdot (355 / \sqrt{3}) / 1.0 = 906.7kN$$

$$V_{Sd} = \max(N_{1,Ed} \sin 45^\circ, N_{2,Ed} \sin 45^\circ) = 459.6kN$$

$$\begin{aligned} N_{0,Rd} &= \left[(A_0 - A_v) \cdot f_{y0} + A_v \cdot f_{y0} \cdot \sqrt{1 - (V_{Sd} / V_{pl,Rd})^2} \right] / \gamma_{M_5} = \\ &= \left[(7490 - 4424) \cdot 355 + 4424 \cdot 355 \cdot \sqrt{1 - (459.6 / 906.7)^2} \right] / 1.0 = 2442kN \end{aligned}$$

$$N_{0,Ed} = \max(N_{p,Ed} + N_{1,Ed} \cos 45^\circ, N_{0,Ed} + N_{2,Ed} \cos 45^\circ) = 1460kN$$

Τελικός έλεγχος

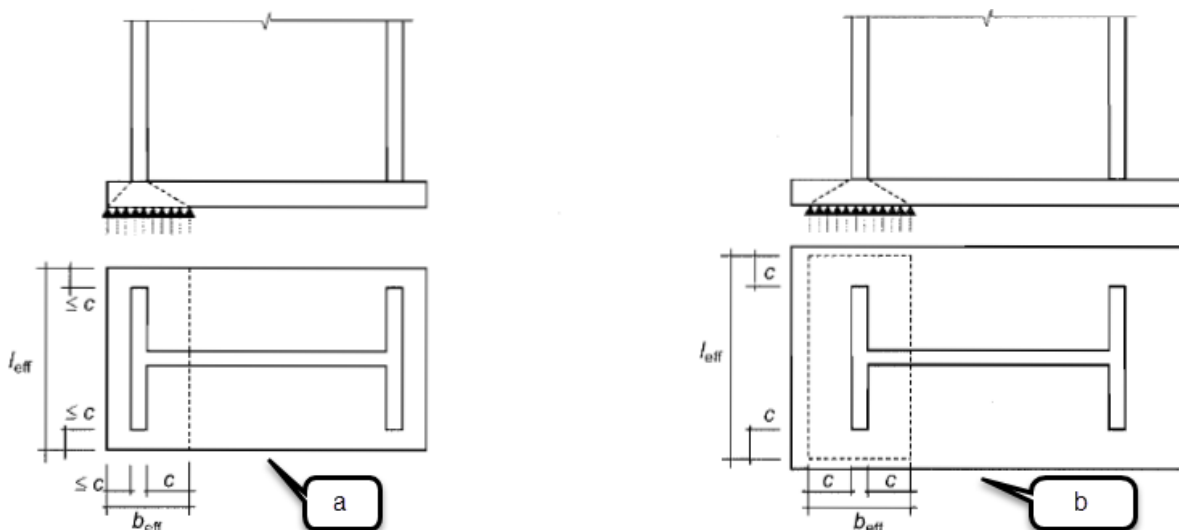
$$N_{0,Rd} = 2442kN > N_{0,Ed} = 1460kN$$

ΕΔΡΑΣΕΙΣ

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενός βραχέος ταυ είναι $F_{C,Rd} = f_{jd} b_{eff} l_{eff}$, όπου b_{eff} και l_{eff} είναι το ενεργό πλάτος και μήκος, αντίστοιχα, του βραχέος ταυ και f_{jd} είναι η αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη. Συγκεκριμένα είναι $f_{jd} = \beta_j F_{Rdu} / (b_{eff} l_{eff})$.

- ✓ β_j είναι ο συντελεστής του υλικού της βάσης του κόμβου, ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 2/3 αν η χαρακτηριστική αντοχή της τσιμεντοκονίας δεν είναι μικρότερη από 0.2 φορές τη χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος θεμελίωσης f_{ck} και το πάχος της τσιμεντοκονίας δεν είναι μεγαλύτερο από 0.2 φορές το μικρότερο πλάτος της μεταλλικής πλάκας έδρασης. Σε περιπτώσεις που το πάχος της τσιμεντοκονίας είναι μεγαλύτερο από 50 mm, η χαρακτηριστική αντοχή της τσιμεντοκονίας πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με εκείνη του σκυροδέματος της θεμελίωσης.
- ✓ F_{Rdu} είναι η συγκεντρωμένη δύναμη σχεδιασμού της αντοχής που δίνεται στον EC2, θεωρώντας A_{c0} ίσο με $b_{eff} l_{eff}$. Συντηρητικά είναι $F_{Rdu} = 3f_{cd} A_{c0}$ και τελικά $f_{jd} = 2 f_{cd} = 1.33 f_{ck}$ (ομοιόμορφο προφίλ τάσεων) και $f_{jd} = 2 f_{cd} = 1.13 f_{ck}$ (παραβολικό προφίλ τάσεων).

Οι δυνάμεις που μεταφέρονται μέσω του βραχέος ταυ θεωρείται ότι κατανέμονται ομοιόμορφα όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



- ✓ Η τάση στη θλιβόμενη επιφάνεια δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη f_{jd} , ενώ το επιπρόσθετο πλάτος σύνθλιψης, c δεν πρέπει να

υπερβαίνει την τιμή $c = t [f_y / (3 f_{jd} \gamma_{M0})]^{0.5}$, όπου t το πάχος του πέλματος του βραχέος και f_y το όριο διαρροής του. Όταν το θεωρούμενο μήκος του βραχέος του υπερβαίνει το c προς κάθε πλευρά, το επιπλέον τμήμα της προβολής πέραν του πλάτους c πρέπει να αμελείται (σχήμα b). Διαφορετικά, λαμβάνεται υπόψη όπως το σχήμα a. Το c καλείται ενεργό πλάτος έδρασης.

- ✓ Σε μία πλάκα έδρασης η αντοχή σχεδιασμού σε τριβή $F_{f,Rd}$ μεταξύ της πλάκας και της βάσης υπολογίζεται από τη σχέση $F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$, όπου $C_{f,d}$ είναι ο συντελεστής τριβής μεταξύ της πλάκας έδρασης και της επίστρωσης της βάσης (για αμμοσιμεντοκονίαμα είναι $C_{f,d}=0.20$, ενώ για άλλα είδη επίστρωσης ο συντελεστής τριβής $C_{f,d}$ πρέπει να προσδιορίζεται με δοκιμές) και $N_{c,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής θλιπτικής δύναμης του υποστυλώματος. Αν το υποστύλωμα φορτίζεται με εφελκυστική αξονική δύναμη τότε $F_{f,Rd} = 0$.
- ✓ Σε μία βάση υποστυλώματος, η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση ενός αγκυρίου $F_{vb,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από τις $F_{1,vb,Rd}$ και $F_{2,vb,Rd}$, όπου $F_{1,vb,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας του αγκυρίου και $F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_s / \gamma_{Mb}$ με $\alpha_b = 0.44 - 0.0003 f_{yb}$, όπου f_{yb} είναι το όριο διαρροής του αγκυρίου. Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση $F_{v,Rd}$ μιας πλάκας έδρασης υποστυλώματος υπολογίζεται ως $F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd}$, όπου n είναι ο αριθμός των αγκυρίων.

ΑΓΚΥΡΙΑ

Τα αγκύρια πρέπει να σχεδιάζονται για τη μεταφορά εφελκυσμού λόγω δυνάμεων ανύψωσης και καμπτικών ροπών. Όταν υπολογίζονται οι εφελκυστικές δυνάμεις στα αγκύρια λόγω καμπτικών ροπών, ο μοχλοβραχίονας δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερος από την απόσταση μεταξύ του κέντρου βάρους της περιοχής σύνθλιψης στη θλιβόμενη πλευρά και του κέντρου βάρους της ομάδας κοχλιών στην εφελκυσόμενη περιοχή.

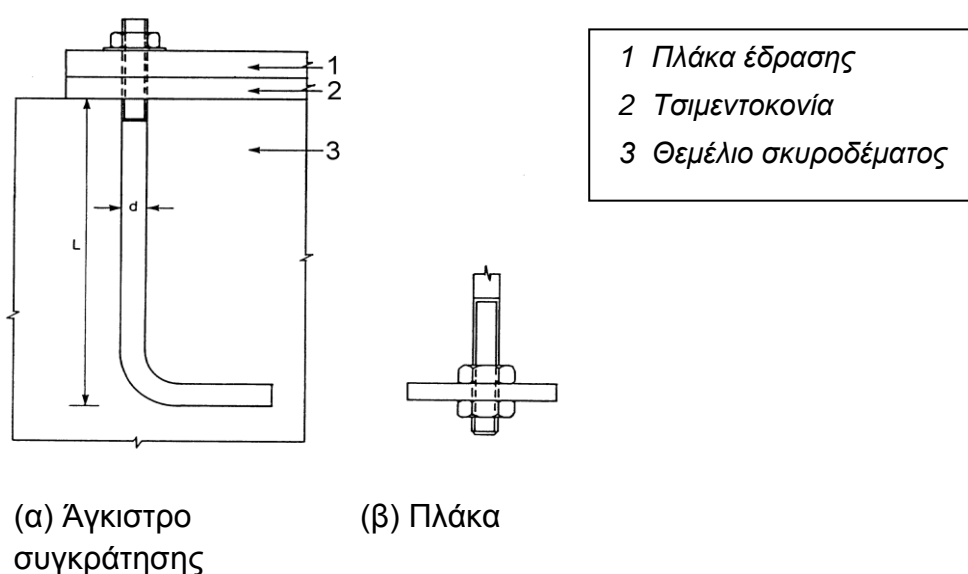
Η αντοχή σχεδιασμού των αγκυρίων πρέπει να λαμβάνεται από τη μικρότερη τιμή της αντοχής σχεδιασμού σε εφελκυσμό του αγκυρίου και της αντοχής σχεδιασμού της συνάφειας του σκυροδέματος και του αγκυρίου σύμφωνα με τον EC2.

Για την ασφαλή στερέωση των αγκυρίων στο θεμέλιο πρέπει να χρησιμοποιείται άγκιστρο, πλάκα συγκράτησης ή κάποια άλλη στερέωση ή κάποιο άλλο μέλος μεταβίβασης φορτίου

στο σκυρόδεμα. Όταν οι κοχλίες διαθέτουν άγκιστρο, το μήκος αγκύρωσης πρέπει να είναι τόσο ώστε να αποφεύγεται η αστοχία σε συνάφεια πριν από τη διαρροή του κοχλία.

Το μήκος αγκύρωσης πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με τον EC2. Αυτός ο τύπος αγκύρωσης δεν πρέπει να χρησιμοποιείται σε κοχλίες με όριο διαρροής f_{yb} μεγαλύτερο από 300 N/mm².

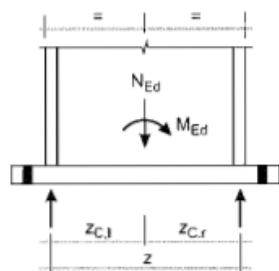
Όταν τα αγκύρια διαθέτουν πλάκα συγκράτησης ή άλλο μέλος μεταβίβασης φορτίου, δεν πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά της συνάφειας. Το σύνολο της δύναμης πρέπει να μεταφέρεται μέσω του μηχανισμού διανομής φορτίου.



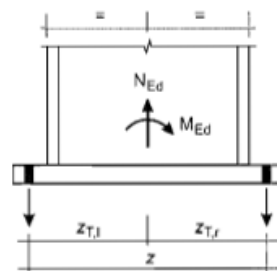
Κατά EC3, για μία βάση υποστυλώματος που υπόκειται σε συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπής, οι δυνάμεις μεταξύ της πλάκας έδρασης και της βάσης μπορούν να αναπτύξουν μία από τις ακόλουθες κατανομές, ανάλογα και με τη σχέση μεταξύ της δρώσας αξονικής δύναμης και της καμπτικής ροπής:

- πλήρης θλίψη στην περιοχή και των δύο πελμάτων του υποστυλώματος (α)
- πλήρης εφελκυσμός στην περιοχή και των δύο πελμάτων του υποστυλώματος (β)
- θλίψη στην περιοχή του ενός πέλματος του υποστυλώματος και εφελκυσμός στην περιοχή του άλλου (γ,δ).

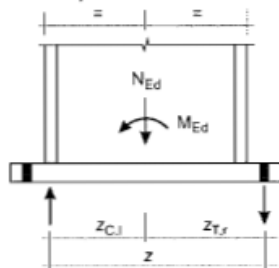
Τα (α-δ) αναφέρονται στο ακόλουθο σχήμα το οποίο παρέχει και μια εκτίμηση του μοχλοβραχίονα z για εδράσεις υποστυλώματος. Η μέθοδος αυτή διακρίνεται για την συντηρητική της προσέγγιση ως προς το μοχλοβραχίονα της θλιβόμενης περιοχής.



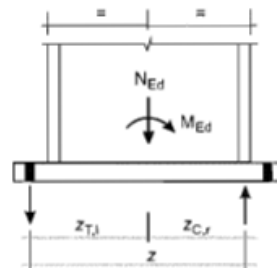
a) Column base connection in case of a dominant compressive normal force



b) Column base connection in case of a dominant tensile normal force

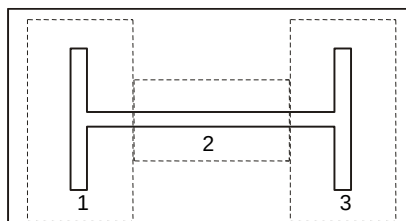


c) Column base connection in case of a dominant bending moment



d) Column base connection in case of a dominant bending moment

- ✓ Αν η βάση του υποστυλώματος καταπονείται μόνο σε αξονική θλιπτική δύναμη κεντρική, η αντοχή σχεδιασμού $N_{j,Rd}$ μπορεί να προσδιορίζεται αθροίζοντας τη μεμονωμένη αντοχή σχεδιασμού $F_{C,Rd}$ των τριών βραχέων του 1,2,3 του ακόλουθου σχήματος, χωρίς αυτά να αλληλεπικαλύπτονται.



- ✓ Αν η βάση του υποστυλώματος καταπονείται σε αξονική δύναμη και καμπτική ροπή, ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τον ακόλουθο πίνακα:

Φόρτιση	Μοχλοβραχίονας z	Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή $M_{j,Rd}$	
Αριστερή πλευρά σε εφελκυσμό	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ και $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ και $e \leq -z_{C,r}$
Δεξιά πλευρά σε θλίψη		Η μικρότερη από $\frac{F_{T,1,Rd} z}{z_{C,r} / e + 1}$ και $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{T,l} / e - 1}$	

<u>Αριστερή πλευρά σε εφελκυσμό</u>	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ και $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ και $-z_{T,r} < e \leq 0$
<u>Δεξιά πλευρά σε εφελκυσμό</u>		Η μικρότερη από $\frac{F_{T,l,Rd}}{z_{T,r}} \frac{z}{e+1}$ και $\frac{F_{T,r,Rd}}{z_{T,l}} \frac{z}{e-1}$	Η μικρότερη από $\frac{F_{T,l,Rd}}{z_{T,r}} \frac{z}{e+1}$ και $\frac{F_{T,l,Rd}}{z_{T,l}} \frac{z}{e-1}$
<u>Αριστερή πλευρά σε θλίψη</u>	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ και $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ και $e > z_{C,l}$
<u>Δεξιά πλευρά σε εφελκυσμό</u>		Η μικρότερη από $\frac{-F_{C,l,Rd}}{z_{T,r}} \frac{z}{e+1}$ και $\frac{F_{T,r,Rd}}{z_{C,l}} \frac{z}{e-1}$	
<u>Αριστερή πλευρά σε θλίψη</u>	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ και $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ και $-z_{C,r} < e \leq 0$
<u>Δεξιά πλευρά σε θλίψη</u>		Η μικρότερη από $\frac{-F_{C,l,Rd}}{z_{C,r}} \frac{z}{e+1}$ και $\frac{-F_{C,r,Rd}}{z_{C,l}} \frac{z}{e-1}$	Η μικρότερη από $\frac{-F_{C,l,Rd}}{z_{C,r}} \frac{z}{e+1}$ και $\frac{-F_{C,r,Rd}}{z_{C,l}} \frac{z}{e-1}$
$M_{Ed} > 0$ ωρολογιακή, $N_{Ed} > 0$ εφελκυσμός, τα $z_{T,l}$, $z_{C,l}$, $z_{T,r}$, $z_{C,r}$ αντιστοιχούν στο προηγούμενο σχήμα (περιπτώσεις α-δ) και $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$			

ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΣΥΜΒΟΛΩΝ ΚΑΙ ΣΥΣΤΑΣΕΩΝ ΤΟΥ ΑΝΩΤΕΡΩ ΠΙΝΑΚΑ:

$F_{T,l,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό της αριστερής πλευράς, $F_{T,r,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό της δεξιάς πλευράς, $F_{C,l,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη της αριστερής πλευράς και $F_{C,r,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη της δεξιάς πλευράς.

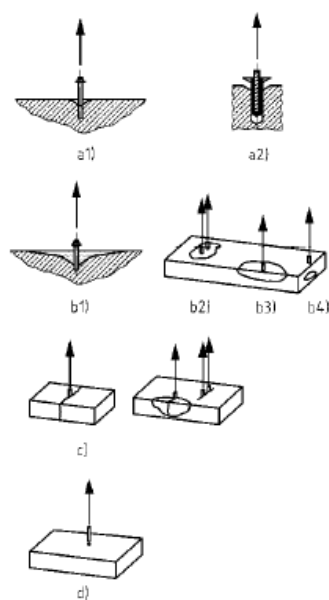
- ✓ Η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $F_{T,l,Rd}$ της αριστερής πλευράς λαμβάνεται ως η μικρότερη των αντοχών των ακόλουθων μερών : κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό στο αριστερό του πέλμα $F_{t,wc,Rd}$ και πλάκα έδρασης σε κάμψη στο αριστερό πέλμα του υποστυλώματος $F_{t,pl,Rd}$.
- ✓ Η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $F_{T,l,Rd}$ της δεξιάς πλευράς λαμβάνεται ως η μικρότερη των αντοχών των ακόλουθων μερών : κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό στο δεξιό του πέλμα $F_{t,wc,Rd}$ και πλάκα έδρασης σε κάμψη στο δεξιό πέλμα του υποστυλώματος $F_{t,pl,Rd}$.

- ✓ Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη $F_{C,l,Rd}$ της αριστερής πλευράς λαμβάνεται ως η μικρότερη των αντοχών των ακόλουθων μερών : σκυρόδεμα σε θλίψη στο αριστερό πέλμα του υποστυλώματος $F_{C,pl,Rd}$ και αριστερό πέλμα και κορμός υποστυλώματος σε θλίψη $F_{C,fc,Rd}$.
- ✓ Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη $F_{C,l,Rd}$ της δεξιάς πλευράς λαμβάνεται ως η μικρότερη των αντοχών των ακόλουθων μερών : σκυρόδεμα σε θλίψη στο δεξιό πέλμα του υποστυλώματος $F_{C,pl,Rd}$ και δεξιό πέλμα και κορμός υποστυλώματος σε θλίψη $F_{C,fc,Rd}$.

ΤΥΠΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

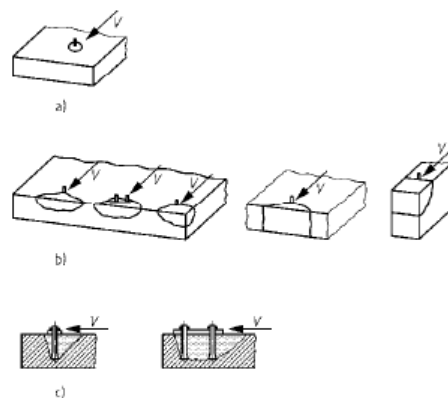
Γενικά, θα πρέπει να θεωρούνται κατάλληλες αποστάσεις τόσο μεταξύ των αγκυρίων όσο και μεταξύ αγκυρίων και άκρων του θεμελίου.

Οι μορφές αστοχίας καθώς και ενδεικτικά επιτρεπτά όρια αποστάσεων για αποφυγή αστοχίας αγκυρίων σε εφελκυσμό και διάτμηση φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα (συστάσεις για τις αποστάσεις s και c , βρίσκονται σε διάφορα τεχνικά εγχειρίδια ή παρέχονται από τον κατασκευαστή των αγκυρίων).



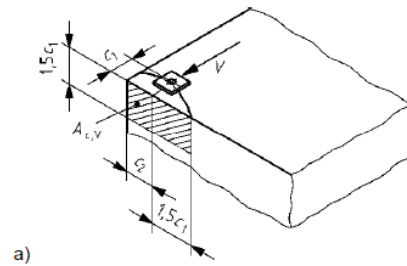
Key

- a1) pull-out failure
- a2) pull-out failure (bond failure)
- b1), b2), b3) concrete cone failures
- b4) concrete blow-out failure
- c) splitting failure
- d) steel failure

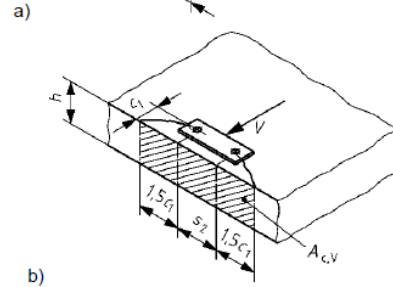


Key

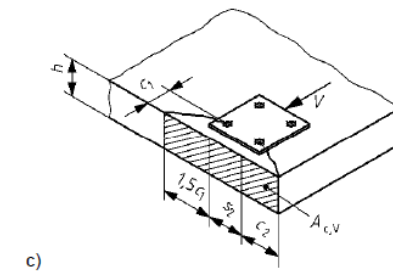
- a) steel failure
- b) concrete edge failure
- c) concrete pry-out failure



$$A_{c,V} = 1,5 c_1 (1,5 c_1 + c_2) \\ h \geq 1,5 c_1 \\ c_2 \leq 1,5 c_1$$



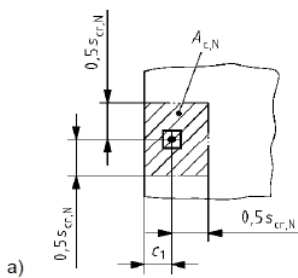
$$A_{c,V} = (2 \cdot 1,5 c_1 + s_1) \cdot h \\ h < 1,5 c_1 \\ s_1 \leq 3 c_1$$



$$A_{c,V} = (1,5 c_1 + s_1 + c_2) \cdot h \\ h < 1,5 c_1 \\ s_1 \leq 3 c_1 \\ c_2 \leq 1,5 c_1$$

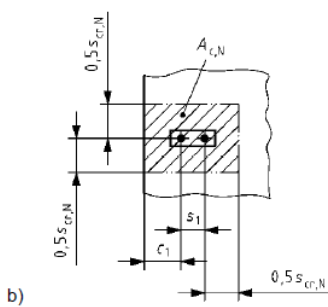
Key

- a) single anchor at a corner
b) group of anchors at an edge in a thin concrete member
c) group of anchors at a corner in a thin concrete member



$$A_{c,N} = (c_1 + 0,5 s_{or,N}) \cdot s_{or,N}$$

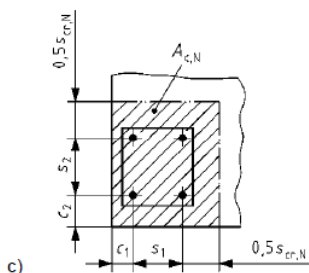
if: $c_1 \leq c_{or,N}$



$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{or,N}) \cdot s_{or,N}$$

if: $c_1 \leq c_{or,N}$

$$s_1 \leq s_{or,N}$$



$$A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{or,N}) \cdot (c_2 + s_2 + 0,5 s_{or,N})$$

if: $c_1; c_2 \leq c_{or,N}$

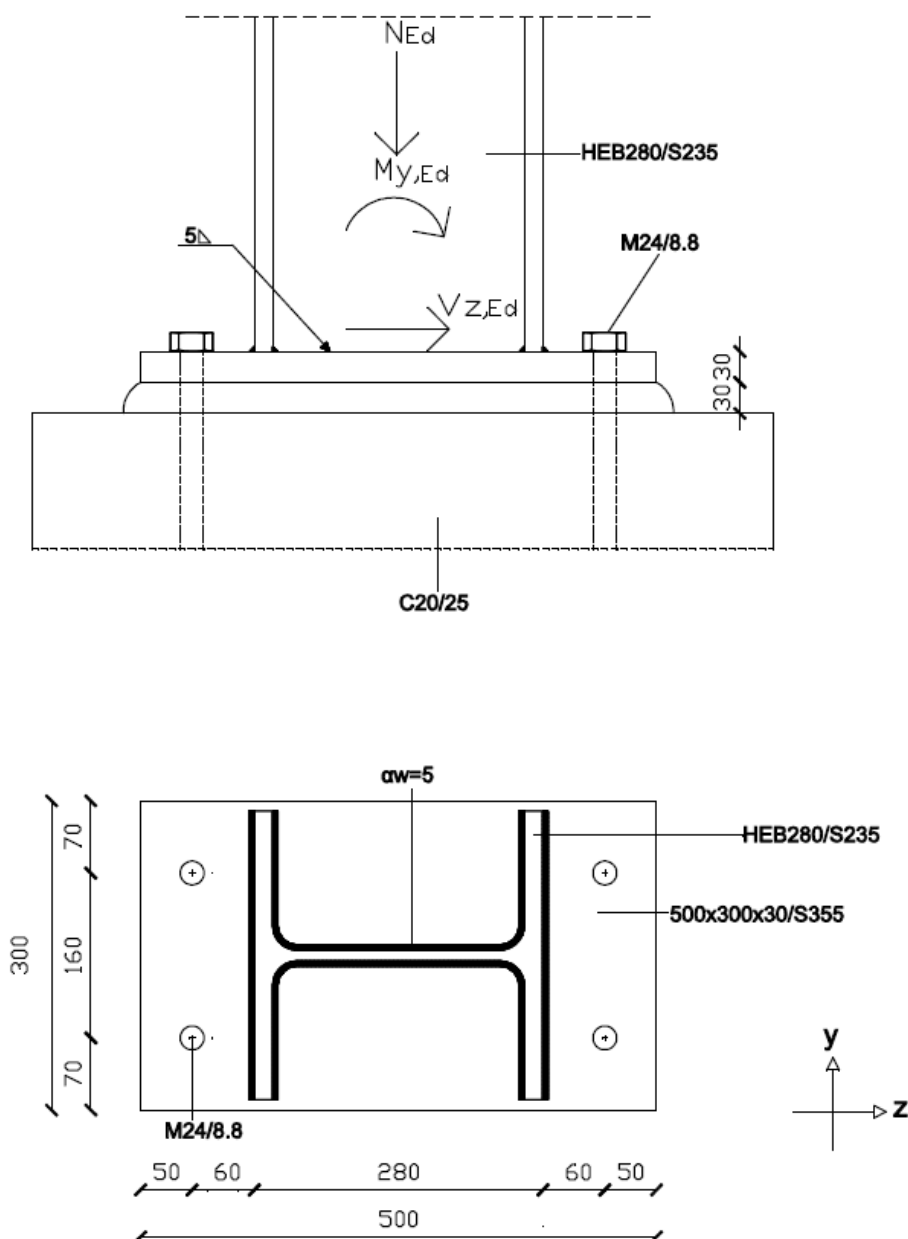
$$s_1; s_2 \leq s_{or,N}$$

Key

- a) Individual fastener at the edge of a concrete member
b) Group of two fasteners at the edge of a concrete member
c) Group of four fasteners at a corner of a concrete member

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 18 – Έλεγχος έδρασης υποστυλώματος

Να ελεγχθεί η έδραση του ακόλουθου σχήματος με βάση τον πίνακα των Σελ.114-115 για τα εντατικά μεγέθη $M_{y,Ed} = 110 \text{ kNm}$, $V_{z,Ed} = 22 \text{ kN}$ και $N_{Ed} = 230 \text{ kN}$ (θλίψη). Χάλυβας υποστυλώματος S235, χάλυβας πλάκας έδρασης S355, σκυρόδεμα C20/25, διάτμηση στο σπείρωμα, $C_{f,d} = 0,20$, $f_{jd} = 1.13 f_{ck}$, διατομή κατηγορίας 1. **ΣΗΜΕΙΩΣΗ:** παραλείπονται οι έλεγχοι των συγκολλήσεων και των αγκυρίων.



$$e = 70\text{mm} ; e_x = 50\text{mm} ; e_{\min} = \min(e, e_x) = 50\text{mm} ; m = 60\text{mm} ; w = 160\text{mm} ;$$

$$b_p = 300\text{mm} ; m_x = m - 0.8 \cdot \alpha_w \cdot \sqrt{2} = 60 - 0.8 \cdot 5 \cdot \sqrt{2} = 54.34\text{mm} ;$$

$$n = \min(e_{\min}, 1.25 \cdot m_x) = 50\text{mm}$$

Κυκλικοί και μη-κυκλικοί τύποι αστοχίας για μεμονωμένης σειρά κοχλιών

$$l_{eff,nc} = \min(4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_x, e + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x, 0.5 \cdot b_p, 0.5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x)$$

$$l_{eff,nc} = \min(280, 210, 150, 220) = 150mm$$

$$l_{eff,cp} = \min(2 \cdot \pi \cdot m_x, \pi \cdot m_x + w, \pi \cdot m_x + 2 \cdot e) = \min(341, 331, 311) = 311mm$$

$$\text{Είναι } l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc}, l_{eff,cp}) = 150mm \text{ και } l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 150mm$$

$$M_{pl.1.Rd} = 0.25 \cdot l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 15 \cdot 3^2 \cdot 23.5 / 1 = 793.125kNcm$$

$$M_{pl.2.Rd} = 0.25 \cdot l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 15 \cdot 3^2 \cdot 23.5 / 1 = 793.125kNcm$$

$$F_{t.Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M_b} = 0.9 \cdot 80 \cdot 3.53 / 1.25 = 203.32kN$$

$$L_b^* = 8.8 \cdot m^3 \cdot A_s / (l_{eff,1} \cdot t^3) = 8.8 \cdot 54.3^3 \cdot 353 / (150 \cdot 30^3) = 122.8mm$$

$$L_b = 8 \cdot d_m + t_g + t_e + t_{wa} + 0.5 \cdot t_n = 8 \cdot 24 + 30 + 30 + 1 + 0.5 \cdot 1 = 253.5mm$$

Επειδή $L_b > L_b^*$ δεν αναπτύσσονται δυνάμεις επαφής (μοχλού)

$$F_{T.1.Rd} = F_{T.2.Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl.1.Rd}}{m_x} = \frac{2 \cdot 793.125}{5.43} = 292.12kN$$

$$F_{T.3.Rd} = \sum F_{T.Rd} = 2 \cdot 203.32 = 406.64kN \text{ άρα κρίσιμη τιμή αστοχίας τα } F_{t.Rd,tot} = 292.12kN$$

$$N_{f.Ed} = 230 / 2 - 11000 / (28 - 1.8) = -305kN ; 28 - 2 \cdot 1.05 - 2 \cdot 2.4 = 21.1cm > 15cm \text{ άρα}$$

$$b_{eff,t.wc} = 15cm \text{ και } F_{t.wc.Rd} = b_{eff,t.wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y.wc} / \gamma_{M_1} = 15 \cdot 1.05 \cdot 23.5 / 1 = 370.12kN$$

Συνεπώς, για εφελκυσμό $F_{t.Rd} = 292.12kN$

$$F_c = N + F_t = 230 + 292.12 = 522.12kN$$

$$f_{jd} = 2 / 3 \cdot 3 \cdot f_{cd} \cdot 0.85 = 1.13 \cdot f_{ck} = 1.13 \cdot 20 = 22.6MPa ; A_{eff} = 522.12 / 2.26 = 231.03cm^2$$

$$N_{pl.Rd} = 128.14 \cdot 23.5 / 1 = 3011.29kN ; 0.25 \cdot N_{pl.Rd} = 752.82kN > 230kN$$

$$0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.5 \cdot 23.1 \cdot 1.05 \cdot 23.5 / 1 = 285kN > 230kN \text{ δεν επιδρά η αξονική δύναμη}$$

στην καμπτική αντοχή άρα $M_{pl.Rd} = 1495.26 \cdot 23.5 / 1 = 35138.61kNcm$

$$N_{f.Ed} = 230 / 2 + 11000 / (28 - 1.8) = 535kN \text{ και } N_{f.Rd} = 28 \cdot 1.8 \cdot 23.5 = 1184kN > 535kN$$

$$F_{c.fc.Rd} = 35138.61 / (28 - 1.8) = 1341.17 \text{ kN}$$

Συνεπώς, για θλίψη $F_{c.Rd} = 522.12 \text{ kN}$

Με βάση τον πίνακα των Σελ.114-115 για την περίπτωση εφελκυσμού αριστερά και θλίψης δεξιά είναι

$$|e| = 110 \cdot 10^2 / 230 = 47.82 \text{ cm} \quad ; \quad z_{t,l} = 14 + 6 = 20 \text{ cm} \quad ; \quad z_{c,r} = 14 - 1.8 / 2 = 13.10 \text{ cm} \quad \text{και} \\ z = 33.1 \text{ cm}$$

$$\frac{F_{t.Rd} \cdot z}{z_{c,r} / e + 1} = \frac{292.12 \cdot 33.10 \cdot 10^{-2}}{-13.10 / 47.82 + 1} = 133.17 \text{ kNm}$$

$$\frac{-F_{c.Rd} \cdot z}{z_{t,l} / e - 1} = \frac{-522.12 \cdot 33.10 \cdot 10^{-2}}{-20 / 47.82 - 1} = 121.86 \text{ kNm}$$

$\min(133.17, 121.86) = 121.86 \text{ kNm} > 110 \text{ kNm}$ οπότε η έδραση επαρκεί σε ροπή. Η έδραση επαρκεί και σε τέμνουσα καθώς για την ανάληψη της τέμνουσας μπορεί να ενεργοποιηθεί η τριβή $F_{f.Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c.Ed} = 0.2 \cdot 230 = 46 \text{ kN} > 22 \text{ kN}$.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 19 – Έλεγχος έδρασης υποστυλώματος

Να ελεγχθεί η έδραση του ακόλουθου σχήματος για τα εντατικά μεγέθη α) $M_{y,Ed} = 180 \text{ kNm}$, $V_{z,Ed} = 200 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 100 \text{ kN}$ (θλίψη) και β) $M_{y,Ed} = 180 \text{ kNm}$, $V_{z,Ed} = 200 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 100 \text{ kN}$ (εφελκυσμός). Χάλυβας υποστυλώματος και πλάκας έδρασης S275, σκυρόδεμα C20/25, $f_{jd} = 1.13 f_{ck}$.

α) έδραση υπό θλιπτική αξονική δύναμη

Γωνιακά αγκύρια

$$e = 50 \text{ mm} \quad ; \quad e_x = 50 \text{ mm} \quad ; \quad e_{\min} = \min(e, e_x) = 50 \text{ mm} \quad ; \quad m = \sqrt{50^2 + 40^2} = 64.03 \text{ mm} \quad ;$$

$$w = 200 \text{ mm} \quad ; \quad b_p = 500 \text{ mm} \quad ; \quad m_x = m - 0.8 \cdot \alpha_w \cdot \sqrt{2} = 64.03 - 0.8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 57.24 \text{ mm} \quad ;$$

$$n = \min(e_{\min}, 1.25 \cdot m_x) = 50 \text{ mm}$$

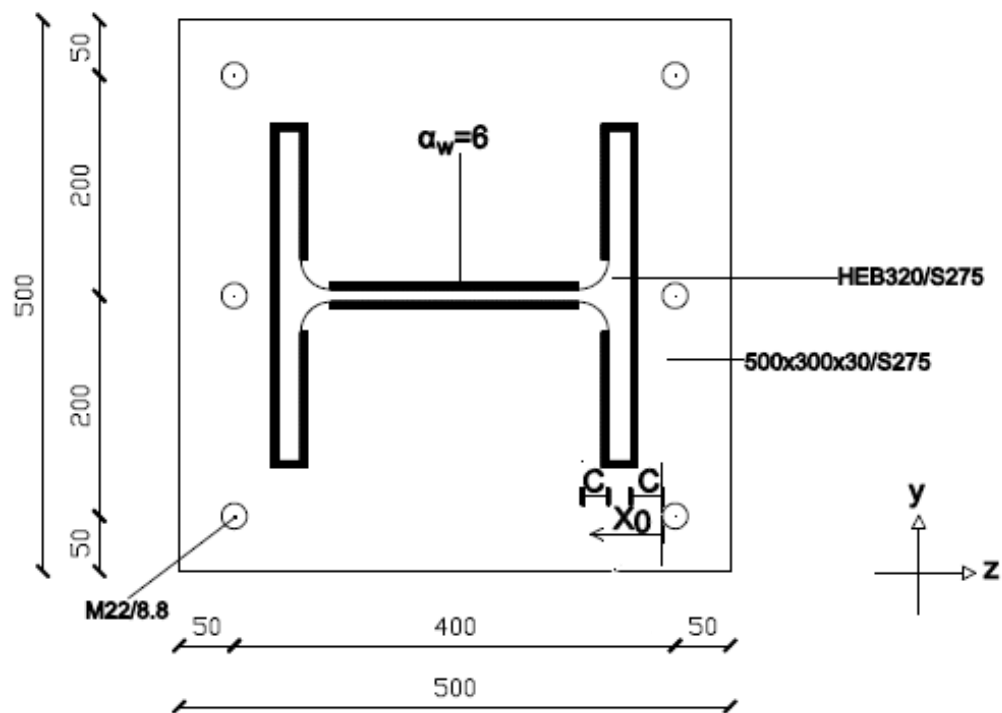
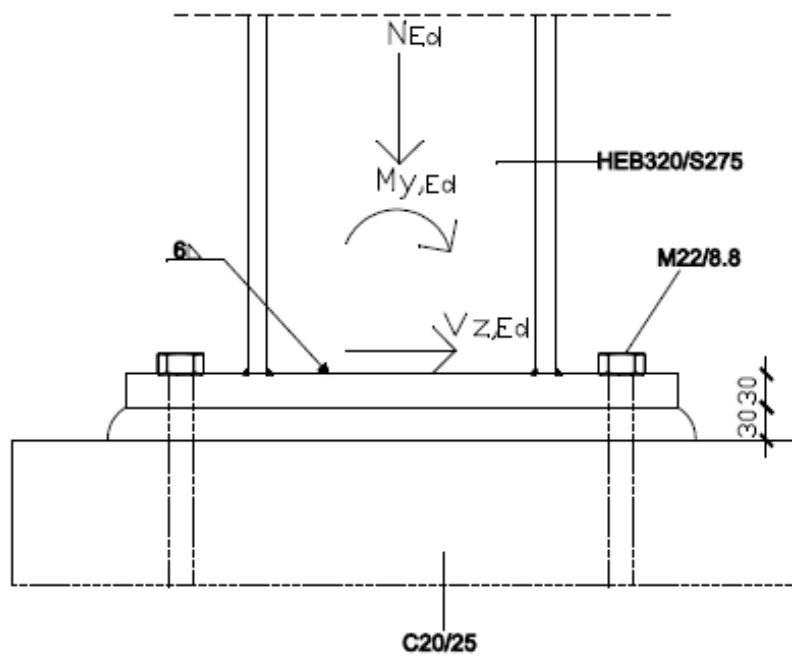
Κυκλικοί και μη-κυκλικοί τύποι αστοχίας για μεμονωμένης σειρά κοχλιών

$$l_{eff,nc} = \min(4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_x, e + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x, 0.5 \cdot b_p, 0.5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x)$$

$$l_{eff,nc} = \min(291.5, 196, 250, 245.73) = 196mm$$

$$l_{eff,cp} = \min(2 \cdot \pi \cdot m_x, \pi \cdot m_x + w, \pi \cdot m_x + 2 \cdot e) = \min(360, 380, 280) = 280mm$$

$$\text{Είναί } l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc}, l_{eff,cp}) = 196mm \text{ και } l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 196mm$$



Μεσαίο αγκύριο

$$e = 0\text{mm} ; e_x = 50\text{mm} ; e_{\min} = \min(e, e_x) = 0\text{mm} ; m = 40\text{mm} ; w = 200\text{mm} ; b_p = 500\text{mm} ;$$

$$m_x = m - 0.8 \cdot \alpha_w \cdot \sqrt{2} = 40 - 0.8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 33.21\text{mm} ; n = \min(e_{\min}, 1.25 \cdot m_x) = 0\text{mm}$$

Κυκλικοί και μη-κυκλικοί τύποι αστοχίας για μεμονωμένης σειρά κοχλιών

$$I_{eff,nc} = \min(4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_x, e + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x, 0.5 \cdot b_p, 0.5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x)$$

$$I_{eff,nc} = \min(195.34, 97.67, 250, 197.67) = 97.67mm$$

$$I_{eff,cp} = \min(2 \cdot \pi \cdot m_x, \pi \cdot m_x + w, \pi \cdot m_x + 2 \cdot e) = \min(208.55, 304.28, 104.27) = 104.27mm$$

$$\text{Είναι } I_{eff,1} = \min(I_{eff,nc}, I_{eff,cp}) = 97.67mm \text{ και } I_{eff,2} = I_{eff,nc} = 97.67mm$$

$$M_{pl.1.Rd} = 0.25 \cdot \sum I_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot (19.6 + 9.77) \cdot 3^2 \cdot 27.5 / 1 = 1817.08kNcm$$

$$M_{pl.2.Rd} = 0.25 \cdot \sum I_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot (19.6 + 9.77) \cdot 3^2 \cdot 27.5 / 1 = 1817.08kNcm$$

$$F_{t.Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M_b} = 0.9 \cdot 80 \cdot 3.03 / 1.25 = 174.53kN$$

$$L_b^* = 8.8 \cdot m^3 \cdot A_s / (I_{eff,1} \cdot t^3) = 8.8 \cdot 57.24^3 \cdot 303 / (293.7 \cdot 30^3) = 63.06mm$$

$$L_b = 8 \cdot d_m + t_g + t_e + t_{wa} + 0.5 \cdot t_n = 8 \cdot 22 + 30 + 30 + 16 + 0.5 \cdot 20.2 = 262.1mm$$

Επειδή $L_b > L_b^*$ δεν αναπτύσσονται δυνάμεις επαφής (μοχλού)

$$F_{T.1.Rd} = F_{T.2.Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl.1.Rd}}{m_x} = \frac{2 \cdot 1817.08}{5.72} = 635.34kN$$

$$F_{T.3.Rd} = \sum F_{T.Rd} = 3 \cdot 174.53 = 523.59kN \text{ άρα κρίσιμη τιμή αστοχίας τα } F_{t.Rd.tot} = 523.59kN$$

Ενεργός επιφάνεια έδρασης

$$f_{jd} = 2 / 3 \cdot 3 \cdot f_{cd} \cdot 0.85 = 1.13 \cdot f_{ck} = 1.13 \cdot 20 = 22.6MPa$$

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{(3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M_0})}} = 3 \cdot \sqrt{\frac{275}{(3 \cdot 22.6 \cdot 1)}} = 6.04cm$$

$$F_c = N + F_t = 100 + 523.59 = 623.59kN ; A_{eff} = 623.59 / 2.26 = 275.92cm^2$$

$$275.92 = x \cdot (30 + 2 \cdot 6.04) \Rightarrow x = 6.55cm < t_f + 2 \cdot c = 14.13cm$$

Αντοχή της έδρασης σε κάμψη

Για την παραλαβή του εφελκυσμού θεωρούνται τα τρία αγκύρια της αριστερής πλευράς της έδρασης ενώ για την παραλαβή της θλίψης η ενεργός επιφάνεια του σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής σε κάμψη ο μοχλοβραχίονας

καθενός από τα τρία εφελκυσμένα αγκύρια είναι $z_t = 20\text{cm}$, ενώ ο μοχλοβραχίονας της θλιβόμενης ζώνης είναι $z_c = 32 / 2 + 6.04 - 6.55 / 2 = 18.76\text{cm}$. Συνεπώς,

$$M_{Rd} = F_c \cdot z_c + \sum F_t \cdot z_t = 623.59 \cdot 18.76 + 3 \cdot 174.53 \cdot 20 = 22170.35\text{kNcm} \quad \text{ή} \quad 221.7\text{kNm}$$

$$M_{Ed} / M_{Rd} = 180 / 221.7 = 0.82 < 1 \text{ και η έδραση επαρκεί σε κάμψη.}$$

Αντοχή της έδρασης σε διάτμηση (Α στην πλήρη διατομή)

$$F_{v.Ed} = 200 / 6 = 33.33\text{kN} ; F_{v.Rd} = 0.6 \cdot A \cdot f_{ub} / \gamma_{M_2} = 0.6 \cdot 80 \cdot 3.80 / 1.25 = 145.92\text{kN}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{\rho_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min(0.694, 1.42, 1.86, 1) = 0.694$$

$$k_1 = \min\left(\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b.Rd} = k_1 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M_b} = 2.5 \cdot 0.694 \cdot 2.2 \cdot 3 \cdot 43 / 1.25 = 394.17\text{kN}$$

$$F_{v.Ed} = 33.33\text{kN} < F_{v.Rd} = 145.92\text{kN}$$

$$\frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Ed}}{1.4 \cdot F_{t.Rd}} = \frac{33.33}{145.92} + \frac{174.53}{1.4 \cdot 174.53} = 0.938 < 1$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Σαν $F_{t.Rd}$ θα πρέπει κανονικά να ληφθεί η ελαχίστη αντοχή από τις εξής: αγκύριο σε εφελκυσμό, διάτρηση στην περιοχή πλάκας έδρασης-αγκυρίου, συνάφεια αγκυρίου-σκυροδέματος.

Αντοχή της συγκόλλησης (παραλείπονται οι αναλυτικοί υπολογισμοί)

$$A_w = 97.8\text{cm}^2 ; I_w^y = 17066\text{cm}^4 ; W_w^y = 17066 / 16.60 = 1028.1\text{cm}^3$$

Με βάση την κάτοψη της έδρασης το δυσμενέστερο σημείο συγκόλλησης είναι στο άκρο του πέλματος και συγκεκριμένα σε απόστασεις 15.00cm (κατακόρυφη) και 16.60cm (οριζόντια) από το κέντρο βάρους της συγκόλλησης. Οι τάσεις στη συγκόλληση είναι

$$\tau = \frac{V}{A_w} = \frac{200}{97.8} = 2.04\text{kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_w^y} + \frac{N}{A_w} = \frac{18000}{1028.1} + \frac{100}{97.8} = 18.53\text{kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{wv.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = \frac{43 / \sqrt{3}}{0.85 \cdot 1.25} = 23.37 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = 18.64 \text{ kN / cm}^2 < 23.37 \text{ kN / cm}^2 \quad \text{και άρα η συγκόλληση επαρκεί}$$

β) έδραση υπό εφελκυστική αξονική δύναμη

Ισχύουν οι προηγούμενοι αρχικοί υπολογισμοί και είναι $F_{t.Rd.tot} = 523.59 \text{ kN}$

Ενεργός επιφάνεια έδρασης

$$f_{jd} = 2 / 3 \cdot 3 \cdot f_{cd} \cdot 0.85 = 1.13 \cdot f_{ck} = 1.13 \cdot 20 = 22.6 \text{ MPa}$$

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{(3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M_0})}} = 3 \cdot \sqrt{\frac{275}{(3 \cdot 22.6 \cdot 1)}} = 6.04 \text{ cm}$$

$$F_c = N + F_t = -100 + 523.59 = 423.59 \text{ kN} ; A_{eff} = 423.59 / 2.26 = 187.42 \text{ cm}^2$$

$$187.42 = x \cdot (30 + 2 \cdot 6.04) \Rightarrow x = 4.45 \text{ cm} < t_f + 2 \cdot c = 14.13 \text{ cm}$$

Αντοχή της έδρασης σε κάμψη

Για την παραλαβή του εφελκυσμού θεωρούνται τα τρία αγκύρια της αριστερής πλευράς της έδρασης ενώ για την παραλαβή της θλίψης η ενεργός επιφάνεια του σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής σε κάμψη ο μοχλοβραχίονας καθενός από τα τρία εφελκυσόμενα αγκύρια είναι $z_t = 20 \text{ cm}$, ενώ ο μοχλοβραχίονας της θλιβόμενης ζώνης είναι $z_c = 32 / 2 + 6.04 - 4.45 / 2 = 19.81 \text{ cm}$. Συνεπώς,

$$M_{Rd} = F_c \cdot z_c + \sum F_t \cdot z_t = 423.59 \cdot 19.81 + 3 \cdot 174.53 \cdot 20 = 18863.11 \text{ kNcm} \quad \text{ή} \quad 188.6 \text{ kNm}$$

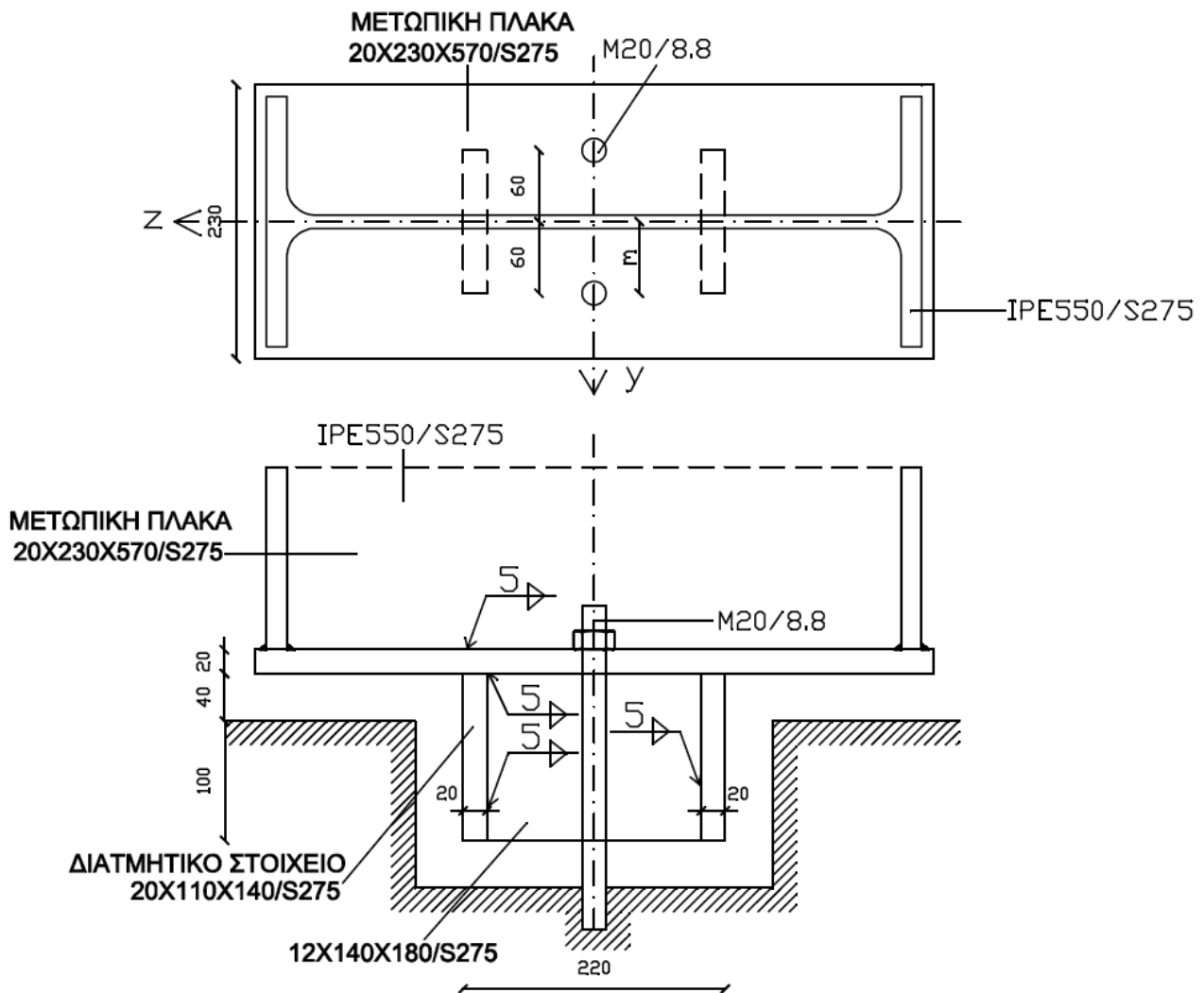
$$M_{Ed} / M_{Rd} = 180 / 188.6 = 0.95 < 1 \text{ και η έδραση επαρκεί οριακά σε κάμψη.}$$

Για την αντοχή της έδρασης σε διάτμηση καθώς και για την αντοχή της συγκόλλησης ισχύουν τα ίδια με πριν.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ 20 – Έλεγχος αρθρωτού υποστυλώματος

Να ελεγχθεί η έδραση του ακόλουθου σχήματος για τα εντατικά μεγέθη $V_{y,Ed} = 30 \text{ kN}$, $V_{z,Ed} = 60 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 240 \text{ kN}$ (θλίψη) και 20 kN (εφελκυσμός). Χάλυβας υποστυλώματος και πλάκας έδρασης S275, διατομή υποστυλώματος, διατμητικού στοιχείου, πλάκας έδρασης

είναι κατηγορίας 1, σκυρόδεμα C20/25, $f_{jd} = 1.33 f_{ck}$. **ΣΗΜΕΙΩΣΗ:** Για την παραλαβή της τέμνουσας γίνεται χρήση διατμητικού στοιχείου το οποίο συγκολλείται απευθείας κάτω από την πλάκα έδρασης. Μεταξύ της πλάκας έδρασης, του διατμητικού στοιχείου και του θεμελίου τοποθετείται κονίαμα πάχους 40mm. Οι έλεγχοι παραλαβής τέμνουσας από το διατμητικό στοιχείο παραλείπονται.



Ενεργός επιφάνεια έδρασης – Παραλαβή θλιπτικής αξονικής δύναμης – Συγκόλληση

$$f_{jd} = 2 / 3 \cdot 3 \cdot f_{cd} = 1.33 \cdot f_{ck} = 1.33 \cdot 20 = 26.6 \text{ MPa}$$

$$c = t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{(3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M_0})}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{275}{(3 \cdot 26.6 \cdot 1)}} = 3.71 \text{ cm}$$

$$A_{c,f} = b_p \cdot [0.5 \cdot (I_p - h_c) + t_{fc} + c] = 23 \cdot [0.5 \cdot (57 - 55) + 1.72 + 3.71] = 147.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{c,w} = [h_c - 2 \cdot (t_{fc} + c)] \cdot (t_{wc} + 2 \cdot c) = [55 - 2 \cdot (1.72 + 3.71)] \cdot (1.11 + 2 \cdot 3.71) = 376.51 \text{ cm}^2$$

$$N_{Rd} = f_{jd} \cdot (2 \cdot A_{c,f} + A_{c,w}) = 2.66 \cdot (2 \cdot 147.89 + 376.51) = 1788.29 \text{ kN} > N_{Ed} = 240 \text{ kN}$$

$$\alpha_w = 0.5 \text{ cm} ; I_w = 187.7 \text{ cm} \text{ (περιμετρικά της IPE550)}$$

$$f_{w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = \frac{43 / \sqrt{3}}{0.85 \cdot 1.25} = 23.37 \text{ kN / cm}^2$$

$$F_{w,Ed} = N_{Ed} / I_w = 240 / 187.7 = 1.28 \text{ kN / cm}$$

$$F_{w,Rd} = f_{w,d} \cdot \alpha = 23.37 \cdot 0.5 = 11.68 \text{ kN / cm} > 1.28 \text{ kN / cm}$$

Παραλαβή εφελκυστικής αξονικής δύναμης – Συγκόλληση - Αγκύρια

Η μέγιστη τάση που μπορεί να εμφανίσει η ραφή στον κορμό θεωρώντας ότι αυτός φτάνει την πλαστική αντοχή του ($N_{w,pl,Rd} \gg N_{Ed} = 20 \text{ kN}$) είναι

$$\frac{t_w \cdot f_y}{2 \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{\sqrt{2} \cdot f_u \cdot \alpha_w}{2 \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M_2}} \text{ από όπου το πάχος } \alpha_w = \frac{11.1 \cdot 275 \cdot 0.85 \cdot 1.25}{\sqrt{2} \cdot 430 \cdot 1} = 5.33 \text{ mm} > 5 \text{ mm} \text{ } \text{όποτε}$$

τότε η συγκόλληση οριακά δεν επαρκεί.

Το ένα αγκύριο M20/8.8 σε εφελκυσμό έχει αντοχή

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M_b} = 0.9 \cdot 80 \cdot 2.45 / 1.25 = 141.12 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος διάτρησης δίνει μεγαλύτερη αντοχή από αυτή σε εφελκυσμό, συνεπώς παραλείπεται. ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Σαν $F_{t,Rd}$ θα πρέπει κανονικά να ληφθεί η ελαχίστη αντοχή από τις εξής: αγκύριο σε εφελκυσμό, διάτρηση στην περιοχή πλάκας έδρασης-αγκυρίου, συνάφεια αγκυρίου-σκυροδέματος.

Έλεγχος πλάκας έδρασης

$$m = 60 \text{ mm} ; \alpha_w = 5 \text{ mm} ; m_x = 60 - 11.1 / 2 - 0.8 \cdot \sqrt{2} \cdot 5 = 48.8 \text{ mm}$$

$$e_{\min} = e = b_p / 2 - m = 230 / 2 - 60 = 55 \text{ mm}$$

$$I_{eff,2} = 4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e = 263.9 \text{ mm} ; I_{eff,1} = \min(2 \cdot \pi \cdot m_x, I_{eff,2}) = 263.9 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0.25 \cdot \sum I_{eff,1} \cdot t_p^2 \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 0.25 \cdot 26.39 \cdot 2^2 \cdot 27.5 / 1 = 725.72 \text{ kNcm}$$

$$L_b^* = 8.8 \cdot m_x^3 \cdot A_s / (I_{eff,1} \cdot t^3) = 8.8 \cdot 48.8^3 \cdot 245 / (263.9 \cdot 20^3) = 118.68 \text{ mm}$$

$$L_b = 8 \cdot d_m + t_g + t_e + t_{wa} + 0.5 \cdot t_n = 8 \cdot 20 + 20 + 40 + 14 + 0.5 \cdot 19 = 243.5 \text{ mm}$$

Επειδή $L_b > L_b^*$ δεν αναπτύσσονται δυνάμεις επαφής (μοχλού)

$$F_{T.1.Rd} = F_{T.2.Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl.1.Rd}}{m_x} = \frac{2 \cdot 725.72}{4.88} = 297.42kN$$

$$F_{T.3.Rd} = \sum F_{T.Rd} = 2 \cdot 141.12 = 282.24kN \text{ άρα κρίσιμη τιμή αστοχίας τα } F_{t.Rd.tot} = 282.24kN$$

Κορμός σε εφελκυσμό

$$b_{eff.t.wc} = \min(I_{eff,1}, I_{eff,2}) = 263.9mm$$

$$F_{t.wc.Rd} = b_{eff.t.wc} \cdot t_w \cdot f_{y.wc} / \gamma_{M_1} = 26.39 \cdot 1.11 \cdot 27.5 / 1 = 805.55kN$$

$$\text{Άρα } N_{Rd} = \min(282.44, 805.55) = 282.44kN > N_{Ed} = 20kN$$

Ροπή αντοχής υποστυλώματος – Ροπή αντοχής έδρασης – Θεώρηση άρθρωσης

$$N_{pl.Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 134 \cdot 27.5 / 1 = 3685kN$$

$$V_{pl.z.Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 71.92 \cdot 27.5 / (\sqrt{3} \cdot 1) = 1141.9kN > 60kN$$

$$V_{pl.y.Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}) = 76.13 \cdot 27.5 / (\sqrt{3} \cdot 1) = 1208.85kN > 30kN$$

$$60 = V_{z.Ed} < 0.5 \cdot V_{pl.z.Rd} = 570.95kN \text{ και } 30 = V_{y.Ed} < 0.5 \cdot V_{pl.y.Rd} = 604.42kN$$

άρα η διάτμηση δεν επηρεάζει την καμπτική αντοχή

$$M_{pl.Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 2787 \cdot 27.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 766.42kNm$$

$$N_{pl.w.Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 46.7 \cdot 1.11 \cdot 27.5 / 1 = 1425.51kN$$

$$240 = N_{Ed} < \min(0.5 \cdot N_{pl.w.Rd}, 0.25 \cdot N_{pl.Rd}) = 712.76kN \text{ άρα η αξονική δεν επηρεάζει την καμπτική αντοχή}$$

$$\text{Θλιβόμενος κορμός υποστυλώματος : } F_{c.fc.Rd} = 76642 / (55 - 1.72) = 1438.47kN$$

Για θλιπτικό αξονικό φορτίο, η αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη είναι

$$F_c = N + F_t = 240 + 282.24 = 522.24kN \text{ όποτε } A_{eff} = F_c / f_{jd} = 196.33cm^2$$

$$A_{eff} = x_0 \cdot (2 \cdot c + b_f) \Rightarrow x_0 = 196.33 / (2 \cdot 3.71 + 21) = 6.91cm < t_f + 2 \cdot c = 1.11 + 2 \cdot 3.71 = 8.53cm$$

και η ροπή αντοχής έδρασης

$$M_{Rd} = F_c \cdot z_c = 522.24 \cdot (21/2 + 3.71 - 6.91/2) = 5616.69kNcm \text{ ή } 56.16kNm$$

$M_{Rd} = 56.16kNm < 0.25 \cdot M_{Rd} = 0.25 \cdot 766.42 = 191.60kNm$ και άρα η έδραση μπορεί να θεωρηθεί ως άρθρωση.

Για εφελκυστικό αξονικό φορτίο, η αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη είναι

$$F_c = N + F_t = -20 + 282.24 = 262.24kN \text{ όποτε } A_{eff} = F_c / f_{jd} = 98.59cm^2$$

$$A_{eff} = x_0 \cdot (2 \cdot c + b_f) \Rightarrow x_0 = 98.59 / (2 \cdot 3.71 + 21) = 3.47cm < h / 2 + c = 14.21cm$$

και η ροπή αντοχής έδρασης

$$M_{Rd} = F_c \cdot z_c = 262.24 \cdot (21 / 2 + 3.71 - 3.47 / 2) = 3271.44kNcm \text{ ή } 32.71kNm$$

$M_{Rd} = 32.71kNm < 0.25 \cdot M_{Rd} = 0.25 \cdot 766.42 = 191.60kNm$ και άρα η έδραση μπορεί να θεωρηθεί ως άρθρωση.