

**ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ  
ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**



**ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 4  
(Δοκοί - Υποστυλώματα)**

Οι σημειώσεις αυτές είναι μία πρώτη προσπάθεια εισαγωγής του Ευρωκώδικα 4 στις Σύμμικτες Κατασκευές που διδάσκονται, στα πλαίσια του μαθήματος επιλογής "Μεταλλικές Κατασκευές ΙΙΙ", στους φοιτητές του 8ου εξαμήνου του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Α.Π.Θ. Στη φάση αυτή δεν καλύπτουν όλα τα θέματα που αντιμετωπίζει ο Ευρωκώδικας αλλά μόνο τις σύμμικτες δοκούς και υποστυλώματα που είναι και οι πλέον συνηθισμένες σύμμικτες κατασκευές.

A. Αβδελάς

## ΣΥΜΒΟΛΑ

### Κεφαλαία λατινικά

A	εμβαδόν διατομής - τυχαία δράση
C	σταθερή τιμή - συντελεστής
E	αποτέλεσμα δράσεων - μέτρο ελαστικότητας
F	δύναμη σε στοιχείο ή διατομή - φορτίο (δράση)
G	μόνιμα φορτία (δράσεις) - μέτρο διάτμησης
I	ροπή αδράνειας
K	συντελεστής ακαμψίας (I/L)
L	άνοιγμα - μήκος - μήκος λυγισμού
M	ροπή
M <sub>Rd</sub>	τιμή σχεδιασμού της καμπτικής ροπής αντοχής
M <sub>Sd</sub>	τιμή σχεδιασμού της δράσης καμπτικής ροπής
N	αξονική δύναμη - αριθμός συνδέσμων διάτμησης
P <sub>R</sub>	διατμητική αντοχή ενός συνδέσμου διάτμησης
Q	μεταβλητή δράση
R	αντοχή
S	εσωτερικές δυνάμεις και ροπές (με δείκτες d ή k)
V	τέμνουσα δύναμη

### Μικρά λατινικά

a	απόσταση - γεωμετρικά στοιχεία
b	πλάτος - εύρος
c	απόσταση - εξέχον τμήμα πέλματος - πάχος επικάλυψης από σκυρόδεμα
d	διάμετρος - ύψος
e	εκκεντρότητα
f	αντοχή (υλικού)
f <sub>ck</sub>	χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή (κυλίνδρου) σκυροδέματος
f <sub>sk</sub>	χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή του οπλισμού
f <sub>u</sub>	Θριακή Τάση Εφελκυσμού δομικού χάλυβα, συνδέσμων, κοχλιών, ήλων κλπ
f <sub>y</sub>	τάση διαρροής χάλυβα
f <sub>yp</sub>	τάση διαρροής χαλυβδόφυλλων
h	ύψος
i	ακτίνα αδρανείας
k	συντελεστής
m	συντελεστής για σύμμικτες πλάκες
n	λόγος μέτρων ελαστικότητας
r	ακτίνα
s	διάστημα - απόσταση
t	πάχος

- v τέμνουσα ανά μονάδα μήκους  
w εύρος ρωγμής

### Μικρά ελληνικά

- α γωνία - λόγος - συντελεστής (θερμικής διαστολής)  
β γωνία - λόγος - συντελεστής  
γ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας (πάντα με το κατάλληλο δείκτη)  
δ ποσοστό συμμετοχής χάλυβα - βύθιση  
ε παραμόρφωση - συντελεστής  
η συντελεστής  
θ γωνία - κλίση  
λ λυγηρότητα (λ αν είναι αδιάστατη)  
μ συντελεστής τριβής - λόγος ροπών  
ν λόγος Poisson  
ρ μονάδα μάζας - ποσοστό οπλισμού  
σ ορθή τάση  
τ διατμητική τάση  
∅ διάμετρος ράβδου οπλισμού  
χ συντελεστής μείωσης (για το λυγισμό)  
ψ συντελεστές που προσδιορίζουν αντιπροσωπευτικές τιμές των μεταβλητών δράσεων -  
λόγος τάσεων

### Δείκτες

- A τυχηματικός - εμβαδόν  
a χάλυβας  
b λυγισμός - κοχλίας - δοκός - κάτω ίνα  
c θλίψη - σκυροδέμα - σύμμικτη διατομή  
cr κρίσιμος  
cs συστολή του σκυροδέματος  
d σχεδιασμός  
eff συνεργαζόμενος  
el ελαστικός  
f πέλμα - πλήρης - μετωπικός  
G μόνιμη δράση  
h ενίσχυση  
inf κατώτερος  
k χαρακτηριστικός  
l διαμήκης  
LT πλευρικός - στρεπτικός  
M υλικό  
m σχετικός με καμπτική ροπή - μέσος

max	μέγιστος
N	σχετικός με αξονική δύναμη
nom	ονομαστικός
p	χαλυβδόφυλλο (συνήθως συνοδεύει το a)
pl	πλαστικός
Q	μεταβλητός (για δράσεις)
R	αντοχή
r	μειωμένος
S	εσωτερική δύναμη ή ροπή
s	χάλυβας οπλισμού
sup	ανώτερος - άνω
t	τάση- εφελκυσμός - εγκάρσιος - άνω
u	οριακός
v	κατακόρυφος - σχετικός με συνδέσμους διάτμησης
w	κορμός
y	διαρροή

#### Παρατηρήσεις

- Οι αριθμοί σε αγκύλες [.....] παραπέμπουν στα αντίστοιχα κεφάλαια ή παραγράφους του Ευρωκώδικα 4. Αν η παραπομπή αφορά άλλον Ευρωκώδικα αυτό αναφέρεται.
- Στους Πίνακες και τα Σχήματα που έχουν παρθεί από τον Ευρωκώδικα, έχει διατηρηθεί (προς το παρόν) η αρίθμηση του.

## ΓΕΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

### Πλάκες

- πάχος: 100 - 200 mm (συνήθως 120 - 180 mm)
- άνοιγμα: 2.5 - 3.5 m χωρίς υποστήριξη  
3.5 - 5.5 m με υποστήριξη  
περιορισμός για συνεχείς πλάκες  $L_{\max} / h_c > 35$

### Δοκοί ( $h = h_a + h_c$ )

- αμφιέρειστες
  - διαδοκίδες:  $L / h = 18 - 20$
  - κύριες δοκοί:  $L / h = 15 - 18$
- συνεχείς
  - διαδοκίδες:  $L / h = 22 - 25$  (ακραία ανοίγματα)
  - κύριες δοκοί:  $L / h = 18 - 22$

## ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΓΙΑ ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ [2.3.3]

**Πίνακας 2.2:** Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για δράσεις σε κτιριακές κατασκευές για μόνιμες και μεταβλητές καταστάσεις

	Μόνιμες Δράσεις ( $\gamma_G$ )	Μεταβλητές Δράσεις ( $\gamma_Q$ )	
		Κύρια Δράση	Δευτερεύουσες Δράσεις
Ευμενής Επιρροή $\gamma_{F,inf}$	1.0	0.0 (*)	0.0 (*)
Δυσμενής Επιρροή $\gamma_{F,sup}$	1.35	1.5	1.5

(\*) Σε συνήθεις περιπτώσεις για κτιριακές κατασκευές (δες EC1)

**Πίνακας 2.3:** Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_M$  για αντοχές και ιδιότητες των υλικών

Συνδυασμός	Χάλυβας $\gamma_a^*$	Σκυρόδεμα $\gamma_c$	Χάλυβας οπλισμού $\gamma_s$	Χαλυβδόφυλλο $\gamma_{ap}$	Σύνδεσμοι Διάτμ. $\gamma_v^{**}$
Βασικός	1.1	1.5	1.15	1.1	1.25
Τυχηματικός	1.0	1.3	1.0	1.0	1.0
Τυχηματικός με σεισμό	1.1	1.5	1.15	1.1	1.1

\*  $\gamma_{MO}$  στον EC3

\*\* Ηλοι, γωνίες και σύνδεσμοι τριβής.

Ισχύει και για τη διαμήκη διάτμηση σε πλάκες ( $\gamma_{vs}$ )

= Οι τιμές του  $\gamma_M$  για ήλους, κοχλίες, βλήτρα, ραφές και αντοχή σε ολίσθηση των κοχλιοτών συνδέσεων από τον EC3 [6.1.1 (2)]

## ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΓΙΑ ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (\*) [2.3.4]

Συνδυασμός	Χάλυβας $\gamma_a$	Σκυρόδεμα $\gamma_c$	Χάλυβας οπλισμού $\gamma_s$	Χαλυβδόφυλλο $\gamma_{ap}$
Βασικός	1.0	1.0	1.0	1.0

(\*) Εκτός αν ορίζονται διαφορετικοί σε ειδικές περιπτώσεις

## ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ [2.3]

### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ [2.3.3.1 (6)]

<p style="text-align: center;"><u>Συνδυασμοί Φορτίσεων προς εξέταση</u></p> <p>1. <math>\gamma_G^* \Sigma G_k + \gamma_Q^{**} Q_{k,max}</math> <math>1.35^* \Sigma G_k + 1.5^{**} Q_{k,max}</math></p> <p>2. <math>\gamma_G^* \Sigma G_k + 0.9 \gamma_Q^{**} \Sigma Q_k</math> <math>1.35^* \Sigma G_k + 1.35^{**} \Sigma Q_k</math></p>	<p><math>G_k</math> = Μόνιμες δράσεις, όπως Ιδιο Βάρος</p> <p><math>Q_k</math> = Μεταβλητές δράσεις, όπως Ωφέλιμα, Χιόνι, Άνεμος</p> <p><math>Q_{k,max}</math> = Η μεταβλητή δράση με το μεγαλύτερο αποτέλεσμα σε δεδομένη θέση</p> <p><math>\gamma_G</math> = Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μόνιμες δράσεις</p> <p><math>\gamma_Q</math> = Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μεταβλητές δράσεις</p>
<p>* Αν το μόνιμο φορτίο <math>G</math> δρα αντίθετα προς τη μεταβλητή δράση <math>Q</math>: <math>\gamma_G = 1.0</math></p> <p>** Αν το μεταβλητό φορτίο <math>Q</math> δρα αντίθετα προς την κυριαρχούσα φόρτιση: <math>\gamma_Q = 0</math></p>	

### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ [2.3.4 (5)]

<p style="text-align: center;"><u>Συνδυασμοί Φορτίσεων προς εξέταση</u></p> <p>1. <math>G_k + Q_{k,max}</math></p> <p>2. <math>G_k + 0.9 \Sigma Q_k</math></p>	<p style="text-align: center;">Δες προηγούμενο Πίνακα</p>
--	---



## ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΩΝ [3]

### ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ [3.1]

**Πίνακας 3.1:** Κατηγορίες αντοχής σκυροδεμάτων, χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή  $f_{ck}$  (κυλίνδρων) και χαρακτηριστικές εφελκυστικές αντοχές  $f_{ct}$  του σκυροδέματος [MPa]

Σκυρόδεμα	[12]	[16]	C 20/25	C 25/30	C 30/37 (30/35)	C 35/45 (35/40)	C 40/50 (40/45)	C 45/55 (45/50)	C 50/60 (50/55)
$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctm}$	1.6	1.9	2.2	2.6 (2.5)	2.9 (2.8)	3.2 (3.1)	3.5 (3.4)	3.8(3.7)	4.1 (4.0)
$f_{ctk 0.05}$	1.1 (1.2)	1.3 (1.4)	1.5 (1.6)	1.8	2.0	2.2	2.5 (2.4)	2.7 (2.6)	2.9 (2.8)
$f_{ctk 0.95}$	2.0	2.5 (2.4)	2.9 (2.8)	3.3 (3.2)	3.8 (3.6)	4.2 (4.0)	4.6 (4.4)	4.9 (4.8)	5.3 (5.2)

(\_) στο ΝΕΚΟΣ

**Πίνακας 3.2:** Μέση Τιμή του Επιβατικού Μέτρου Ελαστικότητας [GPa]

Σκυρόδεμα	[12]	[16]	C 20/25	C 25/30	C 30/37 (30/35)	C 35/45 (35/40)	C 40/50 (40/45)	C 45/55 (45/50)	C 50/60 (50/55)
$E_{cm}$	26	27.5 (28)	29	30.5 (31)	32	33.5 (34)	35	36	37

(\_) στο ΝΕΚΟΣ

#### = Συστολή [3.1.3 (2)]

Για τις συνήθεις περιπτώσεις και εκτός αν ορίζεται διαφορετικά σε ειδικές περιπτώσεις, ο τελικός συντελεστής συστολής λόγω ξήρανσης του σκυροδέματος  $\epsilon_{cs}$  μπορεί να πάρει τις τιμές:

- Σε ξηρές ατμοσφαιρικές συνθήκες (εσωτερικοί χώροι και υπαιθρο-εξαιρούνται τα γεμισμένα με σκυρόδεμα στοιχεία)

325 X 10<sup>-6</sup> για κοινό σκυρόδεμα

500 X 10<sup>-6</sup> για ελαφρύ σκυρόδεμα

- Σε άλλες ατμοσφαιρικές συνθήκες και σε γεμισμένα με σκυρόδεμα στοιχεία

200 X 10<sup>-6</sup> για κοινό σκυρόδεμα

300 X 10<sup>-6</sup> για ελαφρύ σκυρόδεμα

#### = Ερπυσμός [3.1.4.2 (2)]

Για τον υπολογισμό κτιρίων (εξαιρούνται τα μεταθετά πλαίσια) είναι επαρκώς ακριβές να παίρνεται υπόψιν η επίδραση του ερπυσμού μέσω της αντικατάστασης του εμβαδού του σκυροδέματος  $A_c$  με το ισοδύναμο σε χάλυβα εμβαδόν  $A_s / n$ , όπου  $n$  είναι ο ιδεατός λόγος μέτρων ελαστικότητας που προσδιορίζεται από τη σχέση  $n = E_a / E'_c$  όπου

$E_a$  το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα και

$E'_c$  το "λειτουργικό" μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος που παίρνει τις παρακάτω τιμές

Αν προδιαγράφεται για το συγκεκριμένο έργο και γενικά για κτίρια που προορίζονται κυρίως για αποθήκευση, θα πρέπει να εφαρμόζονται δύο τιμές του  $E'_c$ : μία ίση με  $E_{cm}$  για βραχύχρονες δράσεις και μία ίση με  $E_{cm} / 3$  για μακρόχρονες δράσεις. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις το  $E'_c$  μπορεί να παρθεί ίσο με  $E_{cm} / 2$ . Το  $E_{cm}$  από τον Πίνακα 3.2.

#### = Λόγος Poisson [3.1.4.3]

Ο λόγος του Poisson μπορεί να ληφθεί ίσος με 0.2. Στην περίπτωση που το σκυρόδεμα σε εφελκυσμό θεωρείται ρηγματωμένο μπορεί να ληφθεί ίσος με μηδέν.

#### = Συντελεστής Θερμικής Διαστολής [3.1.6]

Ο συντελεστής θερμικής διαστολής  $\alpha_T$  του σκυροδέματος θα πρέπει να παίρνεται ίσος  $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

### ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ [3.2]

Δες ΝΕΚΟΣ και EC2.

### ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ [3.3]

**Πίνακας 3.3:** Ονομαστικές Τιμές της Τάσης Διαρροής  $f_y$  και της Οριακής Τάσης Εφελκυσμού  $f_u$  για το Δομικό Χάλυβα σύμφωνα με το EN 10 025 [N/mm<sup>2</sup>]

Κατηγορία χάλυβα	Πάχος t σε mm*			
	t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 100 mm	
	$f_y$	$f_u$	$f_y$	$f_u$
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490

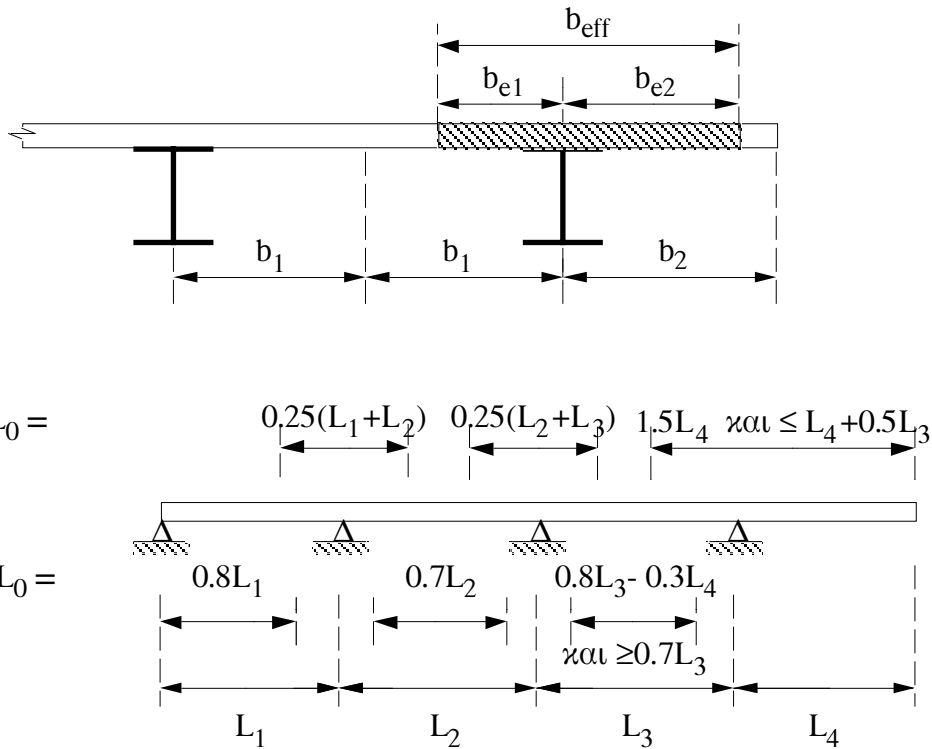
\* t είναι το ονομαστικό πάχος του στοιχείου:

- του πέλματος για ελατές διατομές
- των επιμέρους στοιχείων για συγκολλητές διατομές

**Πίνακας :** Τιμές Σχεδιασμού Άλλων Ιδιοτήτων του Χάλυβα

Μέτρο Ελαστικότητας	$E_a = 210\,000$	[N/mm <sup>2</sup> ]
Μέτρο Διάτμησης	$G_a = E_a / 2(1+\nu_a)$	
Λόγος Poisson	$\nu_a = 0.3$	
Συντελεστής Θερμικής Διαστολής	$\alpha_T = 10 \times 10^{-6}$	[/ °C]
Πυκνότητα	$\rho_a = 7850$	[kg/m <sup>3</sup> ]

## ΣΥΝΕΡΓΑΖΟΜΕΝΟ ΠΛΑΤΟΣ [4.2.2]



### Γενική Ανάλυση

Το συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{eff}$  μπορεί να θεωρηθεί ίδιο σε όλο το μήκος του ανοίγματος. Για την περίπτωση ανοίγματος που εδράζεται στα δύο άκρα αυτό μπορεί να ισούται με την τιμή στο μέσο και για την περίπτωση του προβόλου με την τιμή στο στήριγμα.

### Έλεγχος Διατομών

Το συνεργαζόμενο πλάτος πρέπει να ισούται με την τιμή στο μέσο του ανοίγματος για διατομές που βρίσκονται στην περιοχή των θετικών ροπών και με την τιμή στο στήριγμα για διατομές που βρίσκονται στην περιοχή των αρνητικών ροπών.

Γενικά, σαν συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{eff}$  του σκυροδέματος, σε σχέση με κάθε χαλύβδινη δοκό, θα πρέπει να λαμβάνεται το άθροισμα των επιμέρους συνεργαζομένων πλατών  $b_e$  των τμημάτων εκατέρωθεν του άξονα της χαλύβδινης δοκού.

όπου 
$$b_e = \frac{L_0}{8} \leq b$$

Το πραγματικό πλάτος  $b$  κάθε τμήματος ισούται με το μισό της απόστασης μεταξύ των κορμών δύο γειτονικών δοκών. Στην περίπτωση ακραίου τμήματος το πραγματικό πλάτος  $b$  ισούται με την απόσταση του κορμού από το ελεύθερο άκρο.

Το μήκος  $L_0$  ισούται

- στην περίπτωση αμφιέριστης δοκού με το μήκος του ανοίγματος
- στην περίπτωση συνεχούς δοκού με την περίπου απόσταση μεταξύ των σημείων μηδενισμού των ροπών.

## **ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ [4.3]**

- Κατηγορία 1: Οι διατομές στις οποίες μπορεί να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση με τη δυνατότητα στροφής που απαιτείται για πλαστική ανάλυση
- Κατηγορία 2: Οι διατομές οι οποίες μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν μειωμένη ικανότητα στροφής
- Κατηγορία 3: Οι διατομές στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χάλυβα έχει τη δυνατότητα να φτάσει στο όριο διαρροής, αλλά φαινόμενα τοπικού λυγισμού είναι πιθανόν να εμποδίσουν την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής
- Κατηγορία 4: Οι διατομές στις οποίες πρέπει να ληφθούν ειδικά υπόψη οι συνέπειες του τοπικού λυγισμού κατά τον προσδιορισμό της ροπής αντοχής τους ή της αντοχής σε θλίψη

### **= Κατάταξη Θλιβόμενων Χαλύβδινων Πελμάτων [4.3.2]**

Ένα θλιβόμενο χαλύβδινο πέλμα που αντιστηρίζεται έναντι λυγισμού μέσω της σύνδεσης με ένα στοιχείο από σκυρόδεμα, με τη βοήθεια συνδέσμων διάτμησης κατά την 6.4.1.5 μπορεί να θεωρηθεί ότι ανήκει στην Κατηγορία 1. Όλα τα άλλα χαλύβδινα πέλματα σε θλίψη συμμίκτων δοκών κατατάσσονται σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1 για εξέχοντα πέλματα και σύμφωνα με τον Πίνακα 5.3.1 (Φύλλο 2) του EC3 για εσωτερικά στοιχεία πελμάτων.

### **= Κατάταξη Χαλύβδινων Κορμών [4.3.3]**

- Διατομές με Θλιβόμενο Πέλμα στις Κατηγορίες 1 και 2

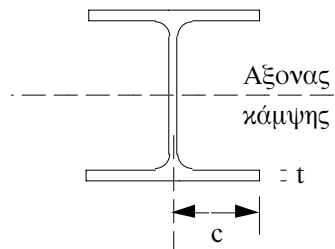
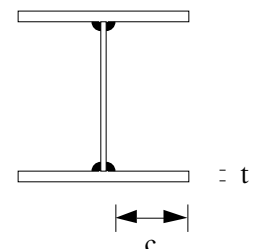
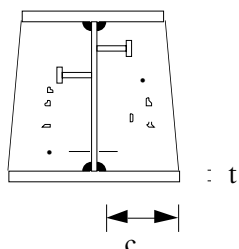
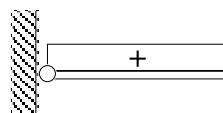
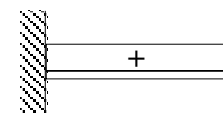
Η κατάταξη των κορμών γίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 4.2. Θα χρησιμοποιείται η πλαστική κατανομή τάσεων της σύμμικτης διατομής εκτός από τις διατομές που βρίσκονται στο όριο μεταξύ των Κατηγοριών 3 και 4 όπου χρησιμοποιείται η ελαστική κατανομή τάσεων.

- Διατομές με Θλιβόμενο Πέλμα στις Κατηγορίες 3 και 4

Η κατάταξη των κορμών γίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 4.2 με τη χρήση της ελαστικής κατανομής τάσεων.

Για περισσότερες πληροφορίες δεξ και EC4.

**Πίνακας 4.1:** Μέγιστος λόγος πλάτους προς πάχος για εξέχοντα θλιβόμενα χαλύβδινα πέλματα

							
Κατηγορία	Τύπος	Μη Εγκιβωτισμένος Κορμός		Εγκιβωτισμένος Κορμός			
Κατανομή τάσεων (Θετική η θλίψη)							
1	Ελατή Συγκολλητή	$c/t \leq 10 \epsilon$		$c/t \leq 10 \epsilon$			
		$c/t \leq 9 \epsilon$		$c/t \leq 9 \epsilon$			
2	Ελατή Συγκολλητή	$c/t \leq 11 \epsilon$		$c/t \leq 15 \epsilon$			
		$c/t \leq 10 \epsilon$		$c/t \leq 14 \epsilon$			
3	Ελατή Συγκολλητή	$c/t \leq 15 \epsilon$		$c/t \leq 21 \epsilon$			
		$c/t \leq 14 \epsilon$		$c/t \leq 20 \epsilon$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355		
		$\epsilon$	1.0	0.92	0.81		

**Πίνακας 4.2:** Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για κορμούς από χάλυβα

Κορμοί: (Εσωτερικά στοιχεία κάθετα στον καμπτόμενο άξονα)

Κατηγορία	Κορμός σε κάμψη	Κορμός σε θλίψη	Κορμός σε κάμψη & θλίψη	
Κατανομή τάσεων (Θλίψη θετική)				
1	$d/t \leq 72 \varepsilon$	$d/t \leq 33 \varepsilon$	Όταν $\alpha > 0.5$ : $d/t \leq 396 \varepsilon / (13\alpha - 1)$ οταν $\alpha < 0.5$ : $d/t \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t \leq 83 \varepsilon$	$d/t \leq 38 \varepsilon$	Όταν $\alpha > 0.5$ : $d/t \leq 456 \varepsilon / (13\alpha - 1)$ οταν $\alpha < 0.5$ : $d/t \leq 41.5 \varepsilon / \alpha$	
Κατανομή τάσεων (Θλίψη θετική)				
3	$d/t \leq 124 \varepsilon$	$d/t \leq 42 \varepsilon$	Όταν $\psi > -1$ : $d/t \leq 42 \varepsilon / (0.67 + 0.33\psi)$ οταν $\psi \leq -1$ : $d/t \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\varepsilon$	1.0	0.92	0.81

## ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ

### ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

- Έλεγχος αντοχής κρισίμων διατομών [4.4]
- Έλεγχος αντοχής σε διαμήκη διάτμηση [6]
- Έλεγχος αντοχής σε πλευρικό στρεπτικό λυγισμό (συνεχείς δοκοί και πρόβολοι) [4.6]
- Έλεγχος αντοχής σε κύρτωση [4.4.4] και σε ήβωση του κορμού [4.7]

### ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ [4.4]

#### = Ροπή Κάμψης [4.4.1]

Ο υπολογισμός γίνεται για  $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$ . Σε όλες τις περιπτώσεις, για να είναι ο σχεδιασμός επαρκής, θα πρέπει  $M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$ .

$$F_c = 0.85 f_{ck} b_{eff} h_c / \gamma_c$$

$$F_a = A_a f_y / \gamma_a$$

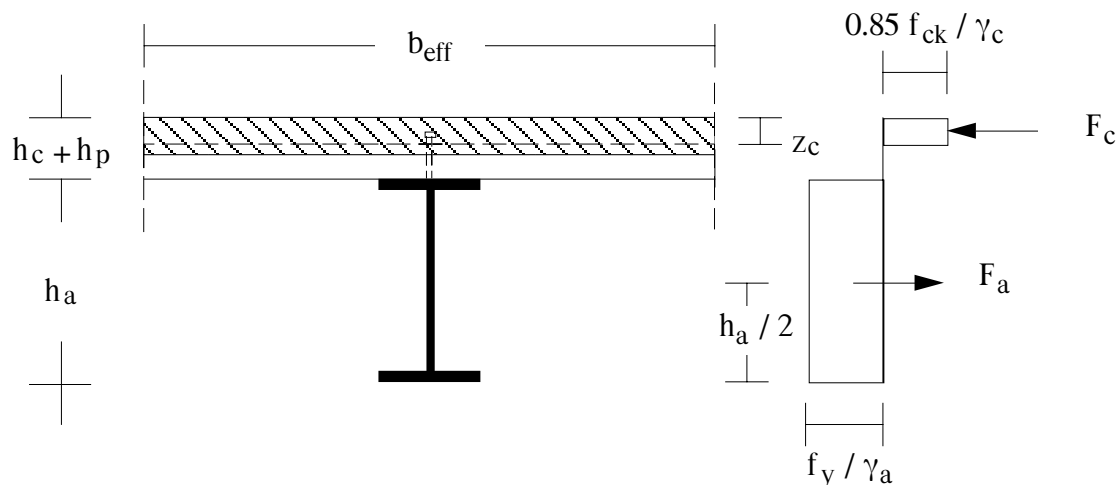
#### • Περιοχή Θετικών Ροπών

1. Ουδέτερος Αξονας στο Σκυρόδεμα

Θα πρέπει  $F_c > F_a$

$$z_c = F_a / (0.85 f_{ck} b_{eff} / \gamma_c) \leq h_c$$

$$M_{pl,Rd} = F_a (h_a / 2 + h_c + h_p - z_c / 2)$$

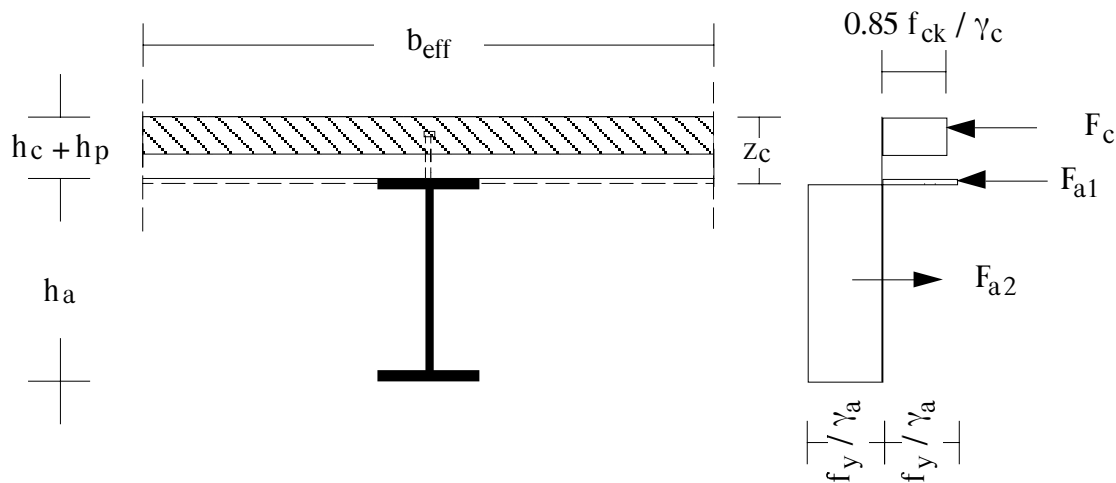


2. Ουδέτερος Αξονας στο Πέλμα της Χαλύβδινης Διατομής

Θα πρέπει  $F_a > F_c > F_w$

$$\text{Όπου } F_w = d t_w f_y / \gamma_a$$

$$M_{pl,Rd} = F_a h_a / 2 + F_c (h_c + 2 h_p) / 2$$



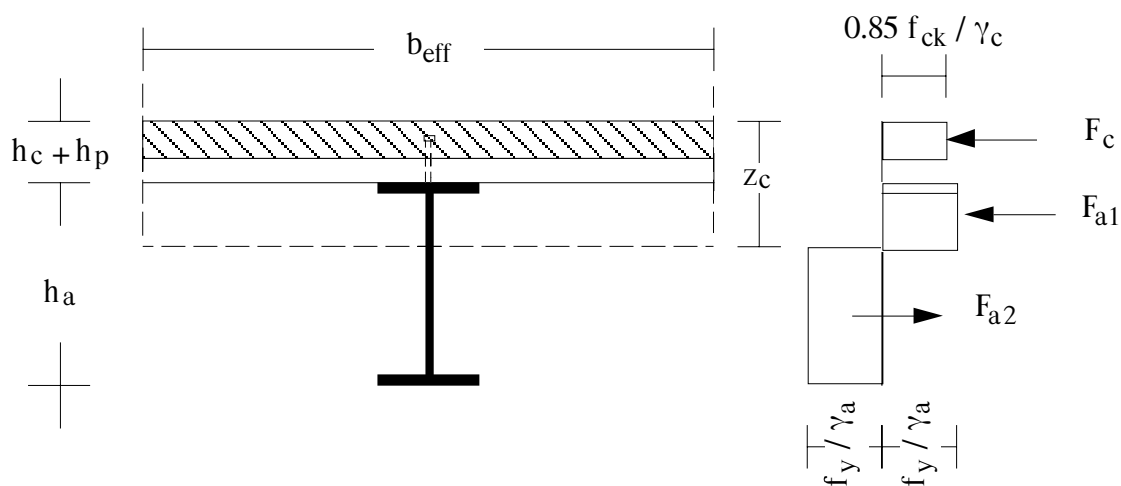
### 3. Ουδέτερος Αξονας στον Κορμό της Χαλύβδινης Διατομής

Θα πρέπει  $F_c < F_w$

Υψος θλιβόμενου τμήματος κορμού  $z_{cw} = 0.5 h_a - F_c / (2 t_w f_y / \gamma_a)$

$$z_c = h_c + h_p + z_{cw}$$

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_c (h_a + 2 h_p + h_c) / 2 - F_c^2 / (4 t_w f_y / \gamma_a)$$



### • Περιοχή Αρνητικών Ροπών

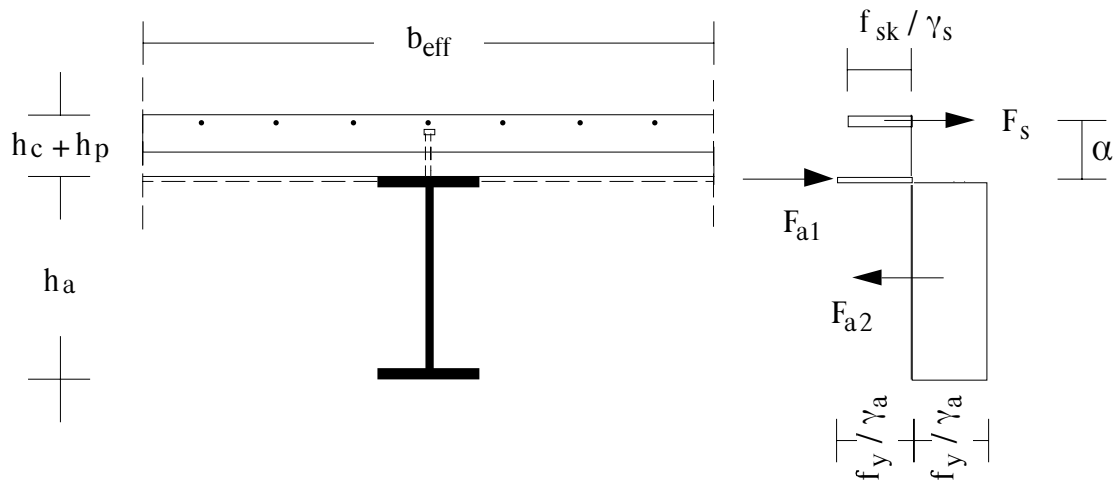
#### 4. Ουδέτερος Αξονας στο Πέλιμα της Χαλύβδινης Διατομής

Θα πρέπει  $F_a > F_s > F_w$

όπου  $F_s = A_s f_{sk} / \gamma_s$

$$M_{pl,Rd} = F_a h_a / 2 + F_s \alpha$$





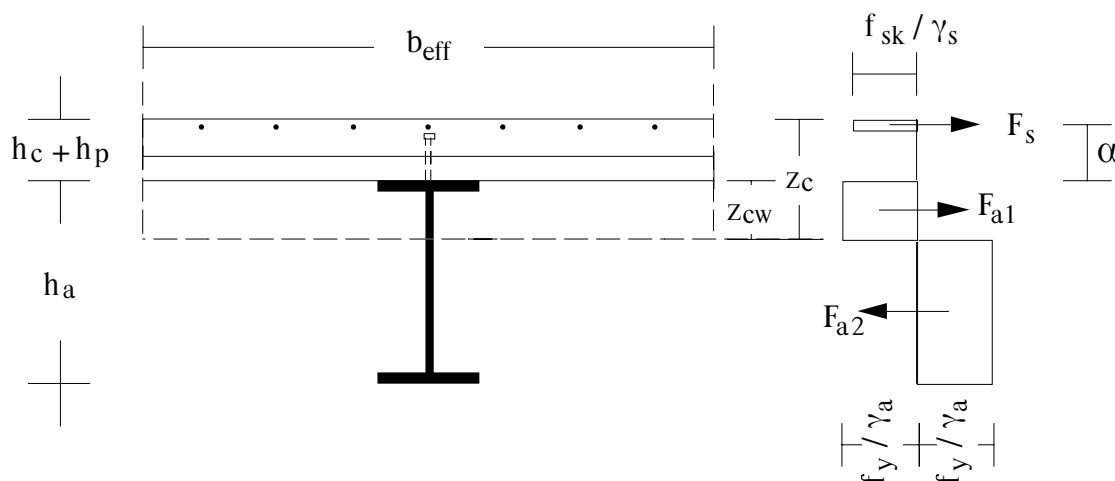
### 5. Ουδέτερος Αξονας στον Κορμό της Χαλύβδινης Διατομής

Θα πρέπει  $F_s < F_w$

Υψος εφελκόμενου τμήματος χαλύβδινης διατομής  $z_{cw} = h_a / 2 - F_s / (2 t_w f_y / \gamma_a)$

$$z_c = h_c + h_p + z_{cw}$$

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_s (h_a / 2 + \alpha) - F_s^2 / (4 t_w f_y / \gamma_a)$$



### = Τέμνουσα [4.4.2]

Οι παράγραφοι [4.4.2-5] ισχύουν για σύμμικτες δοκούς με ελατή ή συγκολλητή χαλύβδινη διατομή με συμπαγή κορμό χωρίς διαμήκη στοιχεία ακαμψίας. Ο κορμός μπορεί να έχει εγκάρσια στοιχεία ακαμψίας. Σε συγκολλητές διατομές τα πέλατα θεωρούνται σαν πλάκες ορθογωνικής διατομής.

Συνήθως αγνοείται η συμμετοχή της πλάκας από σκυρόδεμα στην παραλαβή της τέμνουσας η οποία θεωρείται ότι παραλαμβάνεται από τη χαλύβδινη διατομή μόνο. Θα πρέπει:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

Όπου η πλαστική αντοχή σε τέμνουσα  $V_{pl,Rd}$  δίνεται από τη σχέση

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_a$$

με το  $A_v$  σύμφωνα με τον EC3 [5.4.6]:

Για ελατές διατομές I, H και Π που φορτίζονται παράλληλα προς τον κορμό  $A_v = 1.04 h_a t_w$

Για σύνθετες διατομές  $A_v = d t_w$

Επιπλέον, θα ελέγχεται η αντοχή του κορμού σε λυγισμό λόγω διάτμησης στις εξής περιπτώσεις [4.4.2.2 (3)]:

- Σε κορμούς που δεν έχουν κατακόρυφες λεπίδες ακαμψίας και δεν είναι εγκιβωτισμένοι, όταν  $d / t_w > 69 \varepsilon$ . (Όλες οι διατομές IPE και HE έχουν  $d / t_w < 69 \varepsilon$ ).
- Σε κορμούς που δεν έχουν κατακόρυφες λεπίδες ακαμψίας και είναι εγκιβωτισμένοι, όταν  $d / t_w > 124 \varepsilon$ .

όπου το  $d$  από τον Πίνακα 4.2 και  $\varepsilon = \sqrt{(235 / f_y)}$   $f_y = [\text{N/mm}^2]$

#### = Αλληλεπίδραση Ροπής-Τέμνουσας [4.4.3]

Όταν  $V_{Sd} \geq 0.5 V_{pl,Rd}$  θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της τέμνουσας  $V_{Sd}$  στη ροπή αντοχής της διατομής. Η πλαστική ροπή αντοχής θα υπολογίζεται τότε με τη μειωμένη τάση διαρροής  $f_{y,red}$ :

$$A_v = d t_w$$

$$f_{y,red} = (1 - \rho_1) f_y \quad \text{όπου } \rho_1 = [(2 V_{Sd} / V_{pl,Rd}) - 1]^2$$

Θα πρέπει εξάλλου να ικανοποιείται το εξής κριτήριο αλληλεπίδρασης

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd}) \{1 - [2 (V_{Sd} / V_{pl,Rd}) - 1]^2\}$$

όπου  $M_{f,Rd}$  είναι η πλαστική τιμή σχεδιασμού της καμπτικής ροπής αντοχής μόνο των πελμάτων της διατομής.

#### = Αντοχή σε Κύρτωση [4.4.4]

Ισχύουν οι αρχές των παραγράφων [5.6.1 (2,3)] του EC3. Για σύμμικτες δοκούς, οι χαλύβδινοι κορμοί που θα ελέγχονται σε κύρτωση καθορίζονται στην [4.4.2.2], όπως ήδη αναφέρθηκε στα προηγούμενα. Για περισσότερα στοιχεία δες τον EC4.

#### = Αλληλεπίδραση Κάμψης και Κύρτωσης [4.4.5]

Ισχύει η παράγραφος [5.6.7] του EC3. Για περισσότερα στοιχεία δες EC4.

#### = Εσωτερικές Δυνάμεις και Ροπές σε Συνεχείς Δοκούς [4.5]

Στις συνεχείς δοκούς είναι δυνατόν να εφαρμοστεί τόσο πλαστική όσο και ελαστική ανάλυση με τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στα επόμενα.

Οι συνέπειες της ολίσθησης ανάμεσα στο σκυρόδεμα και το χάλυβα καθώς και της αποκόλλησης είναι δυνατόν να αγνοηθούν εφόσον υπάρχουν σύνδεσμοι διάτμησης που πληρούν τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στο κείμενο αυτό.

#### • Πλαστική Ανάλυση [4.5.2]

Η πλαστική ανάλυση μπορεί να γίνει με στερεοπλαστικές ή ελαστοπλαστικές μεθόδους. Για τις δεύτερες δεν δίνονται στον EC4 κανόνες εφαρμογής.

- Απαιτήσεις για την στερεοπλαστική ανάλυση

Στη θέση κάθε πλαστικής άρθρωσης:

- α. η διατομή του χάλυβα θα είναι συμμετρική ως προς το επίπεδο του κορμού της
- β. η ικανότητα στροφής θα είναι επαρκής ώστε να επιτρέπει την ανάπτυξη της απαιτούμενης στροφής της άρθρωσης
- γ. οι αναλογίες διαστάσεων και οι αντιστηρίξεις των χαλύβδινων στοιχείων θα είναι τέτοιες ώστε να μην εμφανίζεται πλευρικός στρεπτικός λυγισμός
- δ. θα υπάρχει εγγάρσια αντιστήριξη

Σε κτιριακές κατασκευές οι προϋποθέσεις (β) και (δ) είναι δυνατόν να θεωρηθεί ότι ισχύουν όταν:

- i. όλες οι συνεργαζόμενες διατομές στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων είναι στην Κατηγορία 1 και όλες οι υπόλοιπες συνεργαζόμενες διατομές είναι στην Κατηγορία 1 ή 2
- ii. γειτονικά ανοίγματα δεν διαφέρουν σε μήκος περισσότερο από το 50% του μικρότερου ανοίγματος ( $0.66 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.5$ )
- iii. ακραία ανοίγματα δεν είναι μεγαλύτερα από το 115% του γειτονικού ανοίγματος ( $L_\alpha \leq 1.15 L_\gamma$ )
- iv. σε οποιοδήποτε άνοιγμα αν περισσότερο από το μισό φορτίο σχεδιασμού είναι συγκεντρωμένο σε ένα μήκος ίσο με το ένα πέμπτο του ανοίγματος (μεγάλο συγκεντρωμένο φορτίο), τότε σε οποιαδήποτε θέση άρθρωσης όπου η πλάκα από σκυρόδεμα είναι σε θλίψη, δεν θα πρέπει να είναι σε θλίψη περισσότερο από το 15% του συνολικού ύψους της διατομής
- v. στη θέση της πλαστικής άρθρωσης, το θλιβόμενο πέλμα της χαλύβδινης διατομής αντιστηρίζεται εγγάρσια

Η (iv) δεν ισχύει στην περίπτωση που είναι δυνατόν να αποδειχθεί ότι η άρθρωση θα είναι η τελευταία που θα εμφανιστεί στο άνοιγμα.

#### • Ελαστική Ανάλυση [4.5.3]

Η ελαστική ανάλυση θα βασίζεται στην παραδοχή ότι τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών είναι γραμμικά για οποιοδήποτε επίπεδο τάσεων. Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος είναι δυνατόν να αγνοηθεί.

Για δοκούς σε κτιριακές κατασκευές, οι καμπτικές ακαμψίες είναι δυνατόν να παρθούν με τη "μη ρηγματωμένη" τιμή τους  $E_a J_1$  σε όλο το μήκος της δοκού. Εναλλακτικά, οι καμπτικές ακαμψίες είναι δυνατόν να παρθούν με τη "ρηγματωμένη" τιμή τους  $E_a J_2$  εκατέρωθεν κάθε εσωτερικού στηρίγματος και σε μήκος ίσο με το 15% του ανοίγματος και με την τιμή  $E_a J_1$  στα υπόλοιπα τμήματα της δοκού. Οπου:

$J_1 =$  Η ροπή αδράνειας της ισοδύναμης σε χάλυβα διατομής υπολογισμένη με την παραδοχή ότι το εφελκυσμένο σκυρόδεμα δεν είναι ρηγματωμένο

$J_2 =$  Η ροπή αδράνειας της ισοδύναμης σε χάλυβα διατομής υπολογισμένη χωρίς το εφελκυσμένο σκυρόδεμα αλλά με τον οπλισμό.

Στην περίπτωση συμμίκτων δοκών, οι οποίες ανήκουν στις Κατηγορίες 3 ή 4 και που κατασκευάζονται χωρίς υποστήριξη, οι επιλύσεις θα γίνονται χωριστά για τις μόνιμες δράσεις που επιβάλλονται στη χαλύβδινη διατομή και για τις δράσεις που επιβάλλονται στη σύμμικτη διατομή. Εξάλλου σε διατομές της Κατηγορίας 4, θα παίρνονται υπόψιν οι ροπές λόγω των παραμορφώσεων που προκαλούνται από την συστολή της πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι ελαστικές καμπτικές ροπές σε συνεχείς σύμμικτες δοκούς σταθερού ύψους σε κάθε άνοιγμα είναι δυνατόν να τροποποιηθούν:

- α. με τη μείωση των μέγιστων αρνητικών ροπών κατά ποσοστό που δεν υπερβαίνει τις τιμές του Πίνακα 4.3 ή σε δοκούς με όλες τις διατομές τους στις Κατηγορίες 1 ή 2 και μόνο, με την αύξηση των μέγιστων αρνητικών ροπών κατά ποσοστό που δεν υπερβαίνει το 10% για "μη ρηγματωμένη" ελαστική ανάλυση ή το 20% για "ρηγματωμένη" ελαστική ανάλυση.
- β. σε κάθε περίπτωση, οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές μετά την αναδιανομή θα πρέπει να είναι σε ισορροπία με τα φορτία.
- γ. σε σύμμικτες δοκούς που ανήκουν στις Κατηγορίες 3 ή 4, οι τιμές του Πίνακα 4.3 αφορούν τις ροπές κάμψης που εφαρμόζονται, σύμφωνα με τις παραδοχές του σχεδιασμού, στη σύμμικτη διατομή. Ροπές που εφαρμόζονται στη χαλύβδινη διατομή δεν θα αναδιανέμονται.

**Πίνακας 4.3:** Ορια αναδιανομής των αρνητικών ροπών, σαν ποσοστό [%] της αρχικής προς μείωση ροπής κάμψης

Κατηγορία διατομής στην περιοχή των αρνητικών ροπών	1	2	3	4
Για "μη ρηγματωμένη" ελαστική ανάλυση	40	30	20	10
Για "ρηγματωμένη" ελαστική ανάλυση	25	15	10	0

#### = Πλευρικός Στρεπτικός Λυγισμός (Στρέβλωση) Συνεχών Δοκών [4.6]

Η από σκυρόδεμα πλάκα μπορεί γενικά να θεωρηθεί ότι εμποδίζει την εγκάρσια μετακίνηση του άνω πέλματος της χαλύβδινης δοκού. Εξάλλου στην περιοχή των αρνητικών ροπών, ο πλευρικός λυγισμός του κάτω πέλματος εμποδίζεται από την ακαμψία σε παραμόρφωση της δοκού.

Υπό την προϋπόθεση ότι ο υπολογισμός των συνδέσμων διάτμησης γίνεται σύμφωνα με τα επόμενα, γενικά δεν γίνεται άμεσος έλεγχος της πλευρικής ευστάθειας όταν:

- Γειτονικά ανοίγματα δεν διαφέρουν σε μήκος περισσότερο από 20% του μικρότερου ανοίγματος
- Πρόβολοι έχουν άνοιγμα που δεν υπερβαίνει το 15% του γειτονικού ανοίγματος
- Το φορτίο σε κάθε άνοιγμα κατανέμεται ομοιόμορφα και το μόνιμο φορτίο σχεδιασμού υπερβαίνει το 40% του συνολικού φορτίου

- Η διαμήκης απόσταση των συνδέσμων ή ομάδων συνδέσμων είναι τέτοια ώστε για μη εγκλιβωτισμένες δοκούς
 
$$s_l / b \leq 0.02 d^2 h_a / t_w^3$$
 όπου  $b$  το πλάτος του άνω πέλματος,  $d$  η διάμετρος των συνδέσμων,  $h_a$  το ύψος της δοκού και  $t_w$  το πάχος του κορμού  
 Για εγκλιβωτισμένες δοκούς η διαμήκης απόσταση των συνδέσμων δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη του 50% της αντίστοιχης απόστασης για μη εγκλιβωτισμένες δοκούς
- Σε ακραίες δοκούς θα πρέπει να γίνεται επαρκής αγκύρωση του άνω οπλισμού
- Το ύψος της χαλύβδινης δοκού δεν υπερβαίνει τις τιμές του Πίνακα 4.4

**Πίνακας 4.4:** Μέγιστο ύψος  $h$  (mm) για μη εγκλιβωτισμένη χαλύβδινη διατομή για την οποία δεν γίνεται άμεσος έλεγχος της πλευρικής ευστάθειας

Διατομή	Fe 360	Fe 430	Fe 510
IPE	$\leq 600$	$\leq 550$	$\leq 400$
HEA	$\leq 800$	$\leq 700$	$\leq 650$

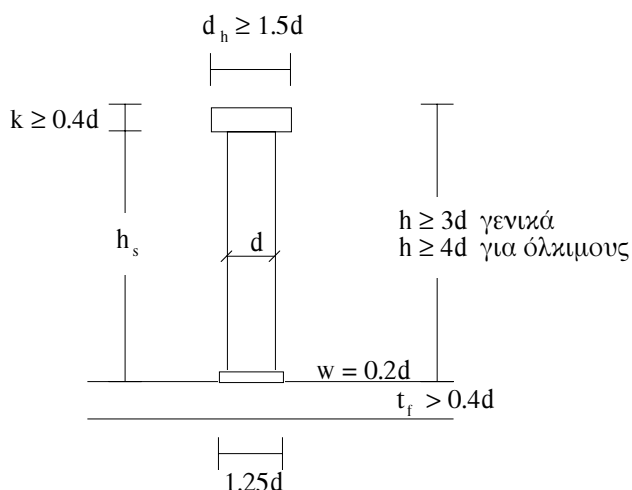
Όλες οι διατομές HEB ικανοποιούν πλήρως τις απαιτήσεις αντοχής σε πλευρικό στρεπτικό λυγισμό.

Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις απαιτείται έλεγχος σε πλευρικό στρεπτικό λυγισμό κατά τον EC4.

#### = Τοπικός Λυγισμός (Ηβωση) Κορμού [4.7]

Ισχύουν οι αρχές και οι κανόνες εφαρμογής της παραγράφου [5.7] του EC3 στα μη σύμμικτα πέλματα συμμίκτων δοκών καθώς και στα γειτονικά τμήματα του κορμού.

#### = Σύνδεσμοι Διάτμησης [6]



Οι σύνδεσμοι διάτμησης θεωρούνται όλκιμοι όταν έχουν επαρκή ικανότητα παραμόρφωσης ώστε να είναι δυνατόν να θεωρηθεί ότι η διατμητική σύνδεση συμπεριφέρεται πλαστικά. Για να είναι όλκιμοι οι σύνδεσμοι πρέπει:

$h \geq 4d$   $16 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$  και  
 $N / N_f \geq$  του ελάχιστου βαθμού σύνδεσης  
 (δες επόμενα)

• **Αντοχή Σχεδιασμού των Συνδέσμων Διάτμησης [6.3.2.1]**

1. Συμπαγείς πλάκες

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση  $P_{Rd}$  ενός ήλου κεφαλής θα πρέπει να είναι η

$$\min \begin{cases} P_{Rd} = 0.8 f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \\ P_{Rd} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v \end{cases}$$

όπου  $h$  το ύψος και  $d$  η διάμετρος των συνδέσμων

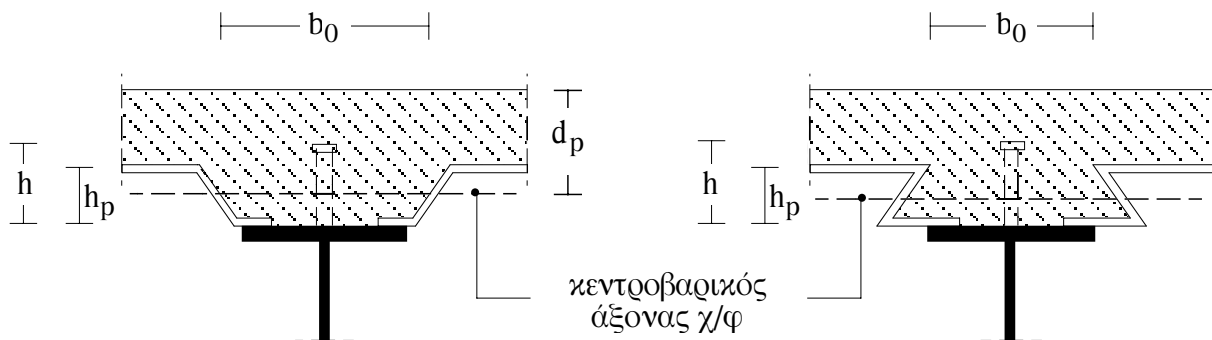
$f_u$  = η οριακή αντοχή σε εφελκυσμό του υλικού των συνδέσμων ( $\leq 500 \text{ N/mm}^2$ ). Συνήθως είναι  $450 \text{ N/mm}^2$ .

$\alpha = 0.2 [(h / d) + 1]$  για  $3 \leq h / d \leq 4$  και

$\alpha = 1$  για  $h / d > 4$ .

2. Πλάκες με χαλυβδόφυλλο μορφής [6.3.3]

2.α. Χαλυβδόφυλλο με τις νευρώσεις παράλληλες προς τη δοκό:



Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση όπως για τις συμπαγείς πλάκες πολλαπλασιασμένη επί το συντελεστή μείωσης

$$k_p = 0.6 b_0 / h_p [(h / h_p) - 1] \leq 1 \quad \text{όπου } h \leq h_p + 75 \quad (h_p = \text{το ύψος του X/}\Phi)$$

2.β. Χαλυβδόφυλλο με τις νευρώσεις κάθετες προς τη δοκό:

Για συνδέσμους ήλου με διάμετρο  $d \leq 20 \text{ mm}$ , ύψος  $X/\Phi$   $h_p \leq 85 \text{ mm}$  και πλάτος  $b_0 \geq h_p$ , η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση όπως για τις συμπαγείς πλάκες (με  $f_u \leq 450 \text{ N/mm}^2$ ) πολλαπλασιασμένη επί το συντελεστή μείωσης

$$k_t = (0.7 / \sqrt{N_r}) (b_0 / h_p) [(h / h_p) - 1] \leq 1$$

όπου  $N_r$  είναι ο αριθμός των συνδέσμων σε μία νευρώση ανά τομή της δοκού (στους υπολογισμούς  $\leq 2$ ).

Όταν οι σύνδεσμοι συγκολλούνται δια μέσου του  $X/\Phi$  θα πρέπει

για  $N_r = 1$   $k_t \leq 1$  και

για  $N_T \geq 2$   $k_t \leq 0.8$ .

### • Κατανομή των Συνδέσμων Διάτμησης [6.1.3] [6.4.1.5]

Οι σύνδεσμοι ήλου μπορούν να κατανεμηθούν ομοιόμορφα σε ένα μήκος  $L_{cr}$  ανάμεσα σε δύο κρίσιμες διατομές υπό τους εξής περιορισμούς:

- όλες οι κρίσιμες διατομές του ανοίγματος είναι στην κατηγορία 1 ή 2
- ο λόγος  $N / N_f$  ικανοποιεί τους περιορισμούς για τη μερική σύνδεση όπως δίνονται στα επόμενα, όπου το  $L$  αντικαθίσταται από το  $L_{cr}$
- $M_{pl,Rd} \leq 2.5 M_{apl,Rd}$

Εξάλλου θα πρέπει:

- $h - h_p \geq 2 d$  και  $h_c + h_p - h \geq 20 \text{ mm}$  (μετά τη συγκόλληση)
- Η ελάχιστη απόσταση μεταξύ του άκρου του συνδέσμου και του άκρου του πέλματος της δοκού να είναι τουλάχιστον 20 mm
- Η εγκάρσια απόσταση ανάμεσα στους συνδέσμους να είναι:  $s_t \geq 4 d$
- Η διαμήκης απόσταση ανάμεσα στους συνδέσμους να είναι:  $5 d \leq s_l \leq 6 (h_c + h_p)$  και  $\leq 800 \text{ mm}$

### = Διαμήκης Διάτμηση [6.2]

#### 1. Πλήρης διατμητική σύνδεση [6.2.1.1]

Ο αριθμός των συνδέσμων στην εκάστοτε υπό εξέταση περιοχή είναι  $N_f = V_I / P_{Rd}$

##### 1.α. Αμφιέριστες δοκοί

Η διαμήκης τέμνουσα σχεδιασμού  $V_I$  που θα πρέπει να παραλαμβάνεται από τους συνδέσμους διάτμησης ανάμεσα στη θέση της μέγιστης θετικής ροπής και το στήριγμα είναι

$$V_I = F_{cf} \quad \text{όπου} \quad \min \begin{cases} F_{cf} = A_a f_y / \gamma_a \\ F_{cf} = 0.85 f_{ck} b_{eff} h_c / \gamma_c \end{cases} \quad (\text{ο διαμήκης οπλισμός αγνοείται})$$

##### 1.β. Συνεχείς δοκοί

Η  $V_I$  που θα πρέπει να παραλαμβάνεται από τους συνδέσμους διάτμησης ανάμεσα στη θέση της μέγιστης θετικής ροπής και ένα ενδιάμεσο στήριγμα είναι:

$$V_I = F_{cf} + (A_s f_{sk}) / \gamma_s \quad \text{όπου } A_s \text{ είναι το εμβαδόν του διαμήκους οπλισμού της πλάκας.}$$

Για τους συνδέσμους διάτμησης ανάμεσα στη θέση της μέγιστης θετικής ροπής και το ακραίο στήριγμα, ισχύει η 1.α.

#### 2. Μερική διατμητική σύνδεση με όλκιμους συνδέσμους διάτμησης [6.2.1.2]

Η μερική σύνδεση είναι δυνατόν να εφαρμοστεί μόνο εάν όλες οι διατομές είναι στην Κατηγορία 1 ή 2. Ιδανικά πλαστική συμπεριφορά των συνδέσμων διάτμησης μπορεί να θεωρηθεί εάν υπάρχει ένας ελάχιστος βαθμός σύνδεσης. Οι επόμενες σχέσεις καθορίζουν τον ελάχιστο αυτό βαθμό σύνδεσης ( $L$ =το άνοιγμα της δοκού σε μέτρα):

$$\alpha. N / N_f \geq 0.4 + 0.03 L \quad \text{όπου} \quad 3A_t \geq A_b$$

$$\beta. \quad N / N_f \geq 0.25 + 0.03 L \quad \text{όπου} \quad A_t = A_b$$

$$\gamma. \quad N / N_f \geq 0.04 L \quad \text{όπου} \quad A_t = A_b \quad (*)$$

όπου

$N$  = ο αριθμός των συνδέσμων διάτμησης

$N_f$  = ο αριθμός των συνδέσμων διάτμησης για πλήρη σύνδεση

$A_t$  = το εμβαδόν του άνω πέλματος και  $A_b$  = το εμβαδόν του κάτω πέλματος

(\*) Η εξίσωση ( $\gamma$ ) μπορεί να χρησιμοποιηθεί υπό τις ακόλουθες προϋποθέσεις:

- Η πλάκα είναι σύμμικτη με Χ/Φ που είναι κάθετο στις δοκούς και συνεχές πάνω από αυτές
- Το Χ/Φ έχει διατομή με λόγο  $b_0 / h_p \geq 2$  και  $h_p \leq 60$  mm
- Χρησιμοποιούνται ελατές διατομές I και H με ίσα πέλματα
- Τοποθετείται κεντρικά ένας μόνο σύνδεσμος ανά νεύρωση, με ύψος μετά τη συγκόλληση  $\geq 76$  mm
- Εφαρμόζεται η μέθοδος γραμμικής παρεμβολής για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής της σύμμικτης δοκού με μερική σύνδεση.

Υπάρχουν δύο μέθοδοι υπολογισμού της ροπής αντοχής της σύμμικτης δοκού με μερική σύνδεση.

1. Η μέθοδος ισορροπίας
2. Η μέθοδος γραμμικής παρεμβολής (ΜΓΠ)

Στην πρώτη η δύναμη που μεταφέρεται στο σκυρόδεμα προσδιορίζεται από τη διαμήκη αντοχή των συνδέσμων διάτμησης. Καταστρώνονται εξισώσεις ισορροπίας παρόμοιες με αυτές που χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό της καμπτικής ροπής σχεδιασμού (δες προηγούμενα). Η δεύτερη μέθοδος, αν και πιο συντηρητική, προτιμάται λόγω της απλότητάς της. Επειδή είναι πιο συντηρητική, είναι δυνατόν οι περιορισμοί για την ελάχιστη μερική σύνδεση να μην τηρούνται με μεγάλη αυστηρότητα. Στα επόμενα θα εξεταστεί μόνο η δεύτερη μέθοδος.

Η δύναμη που μεταφέρουν οι σύνδεσμοι διάτμησης στη ΜΓΠ είναι

$$F_c = \frac{M_{Sd} - M_{apl,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{apl,Rd}} F_{cf}$$

όπου  $M_{apl,Rd}$  η ροπή αντοχής σχεδιασμού της χαλύβδινης διατομής  
 $F_{cf}$  η διαμήκης διατμητική δύναμη για πλήρη σύνδεση και  
 $M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$  όπως έχει ήδη καθοριστεί για την πλήρη σύνδεση

Η διαμήκης διατμητική δύναμη σχεδιασμού  $V_I$  προσδιορίζεται από την παραπάνω σχέση για  $V_I = F_c$ . Με δεδομένη την τελική κατανομή των συνδέσμων προσδιορίζεται με γραμμική παρεμβολή μεταξύ της πλήρους και της μηδενικής σύνδεσης μία μειωμένη τιμή της ροπής αντοχής  $M_{Rd}^{(red)}$  που δεν πρέπει να είναι μικρότερη από την ροπή σχεδιασμού  $M_{Sd}$ .



### = Εγκάρσιος Οπλισμός [6.6]

Ο εγκάρσιος οπλισμός στην πλάκα θα πρέπει να επιλέγεται στην Ο.Κ.Α. έτσι ώστε να αποφεύγεται πρόωγη αστοχία από διαμήκη διάτμηση ή διαμήκη διάσπαση. Σε οποιαδήποτε πιθανή επιφάνεια αστοχίας από διαμήκη διάτμηση στην πλάκα, η διαμήκης διάτμηση σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους  $V_{Sd}$  θα πρέπει να μην ξεπερνά την αντοχή σχεδιασμού σε διαμήκη διάτμηση  $V_{Rd}$  της υπό εξέταση διατμητικής επιφάνειας.

Ο εγκάρσιος οπλισμός σε συμπαγείς πλάκες δεν θα πρέπει να είναι λιγότερος από το 0.002 του εμβαδού του σκυροδέματος και να είναι ομοιόμορφα κατανεμημένος. Σε πλάκες με  $X/\Phi$ , όπου οι νευρώσεις είναι παράλληλες προς το άνοιγμα της δοκού, ο εγκάρσιος οπλισμός δεν θα πρέπει να είναι λιγότερος από το 0.002 του εμβαδού του συμπαγούς τμήματος του σκυροδέματος κατά τη διαμήκη διεύθυνση και να είναι ομοιόμορφα κατανεμημένος. Σε πλάκες με  $X/\Phi$  όπου οι νευρώσεις είναι κάθετες προς τη δοκό, ο εγκάρσιος οπλισμός δεν θα πρέπει να είναι λιγότερος από το 0.002 του εμβαδού του συμπαγούς τμήματος του σκυροδέματος κατά τη διαμήκη διεύθυνση και να είναι ομοιόμορφα κατανεμημένος.  $X/\Phi$  το οποίο είναι συνεχές επάνω από το άνω πέλμα της χαλύβδινης δοκού είναι δυνατόν να θεωρηθεί ότι συνεισφέρει σε αυτή την απαίτηση.

Με στόχο την αποφυγή διαμήκους θραύσης της άνω παρειάς του σκυροδέματος λόγω των συνδέσμων διάτμησης θα πρέπει, στις περιπτώσεις όπου το άκρο του σκυροδέματος απέχει λιγότερο από 300 mm από τον άξονα της πλέον κοντινής ομάδας συνδέσμων, να παίρνονται τα εξής πρόσθετα μέτρα (ισχύουν κυρίως για ακραίες δοκούς):

- (α) οι ράβδοι του εγκάρσιου οπλισμού θα πρέπει να έχουν μορφή U και να αγκαλιάζουν τους συνδέσμους. Αυτές οι ράβδοι θα πρέπει να είναι χαμηλότερα από το άνω άκρο των συνδέσμων
- (β) Αν χρησιμοποιούνται σύνδεσμοι ήλου, θα πρέπει το άκρο του σκυροδέματος να μην απέχει λιγότερο από 6d από τον άξονα του πλέον κοντινού ήλου και διάμετρος των ράβδων U θα πρέπει να μην είναι λιγότερο από 0.5d
- (γ) Οι ράβδοι U θα τοποθετούνται όσο το δυνατόν χαμηλότερα, έχοντας πάντα επαρκή επικάλυψη από σκυρόδεμα.

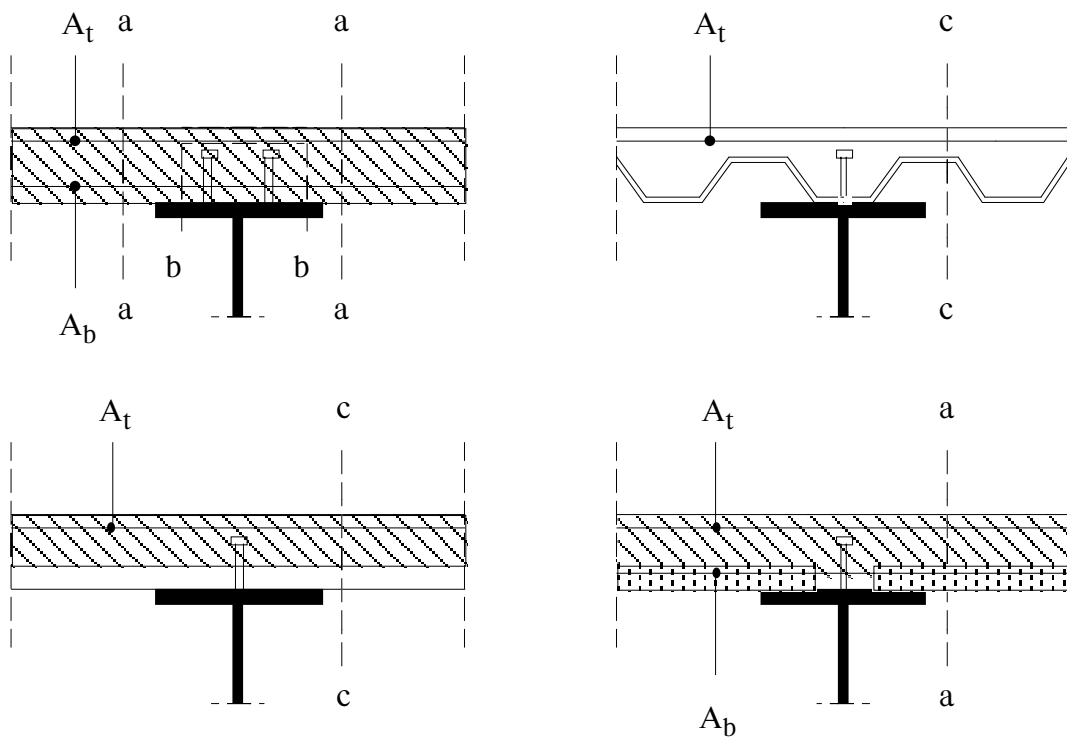
Τύπος	$A_e$
a - a	$(A_b + A_t)$
b - b*	$2A_b$
c - c	$A_t$

\* μία σειρά συνδέσμων:

$$l_b - b = 2h \quad (h = \text{ύψος συνδέσμων})$$

δύο ή περισσότερες σειρές συνδέσμων:

$$l_b - b = 2h + s_t + d_h \quad (s_t = \eta \text{ συνολική εγκάρσια αξονική απόσταση μεταξύ των συνδέσμων})$$



### 1. Αντοχή Σχεδιασμού σε Διαμήκη Διάτμηση [6.6.2]

Η αντοχή σχεδιασμού (εκτός αν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός) οποιασδήποτε επιφάνειας δυνατής αστοχίας από διάτμηση στην πλάκα εκατέρωθεν της δοκού δίνεται από τις σχέσεις:

$$\min \begin{cases} V_{Rd} = 2.5 A_{cv} \eta \tau_{Rd} + A_e f_{sk} / \gamma_s + v_{pd} \\ V_{Rd} = 0.2 A_{cv} \eta f_{ck} / \gamma_c + v_{pd} / \sqrt{3} \end{cases}$$

όπου  $\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctk} 0.05 / \gamma_c$  είναι η βασική αντοχή σε διάτμηση (δες Πίνακα)

Αντοχή Σκυροδέματος	22/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
$\tau_{Rd} [N/mm^2]$	0.25	0.30	0.33	0.37	0.42	0.45	0.48

$\eta = 1$  για κοινό σκυρόδεμα

$\eta = 0.3 + 0.7 (\rho / 24)$  για ελαφρύ σκυρόδεμα ειδικού βάρους  $\rho [kN/m^3]$

$A_{cv}$  το μέσο εμβαδόν της διατμητικής επιφάνειας του σκυροδέματος ανά μονάδα μήκους της δοκού (για νευρώσεις εγκάρσιες στη δοκό το σκυρόδεμα μέσα στις νευρώσεις παίρνεται υπόψιν, όχι όμως για νευρώσεις παράλληλες προς τη δοκό)

$A_e$  το άθροισμα του εμβαδού των εγκάρσιων οπλισμών ανά μονάδα μήκους της δοκού (που θεωρούνται κάθετοι στη δοκό) οι οποίοι τέμνουν την επιφάνεια διάτμησης. Συμπεριλαμβάνεται ο οπλισμός που προβλέπεται για την κάμψη της πλάκας.

$v_{pd}$  η συμμετοχή του X/Φ αν υπάρχει (ανά μονάδα μήκους της δοκού για κάθε τομή της επιφάνειας διάτμησης από το X/Φ)

## 2. Συμμετοχή του X/Φ σαν Εγκάρσιου Οπλισμού [6.6.3]

2.α. Νευρώσεις κάθετες στη δοκό-X/Φ συνεχές πάνω από το πέλμα της δοκού

$$v_{pd} = A_p f_{yp} / \gamma_{ap}$$

όπου  $A_p$  το εμβαδόν του X/Φ ανά μονάδα μήκους της δοκού  
 $f_{yp}$  η τάση διαρροής του X/Φ [N/mm<sup>2</sup>]

2.β. Νευρώσεις κάθετες στη δοκό-X/Φ μη συνεχές πάνω από το πέλμα της δοκού - σύνδεσμοι ήλου συγκολλημένοι δια μέσου του X/Φ

$$v_{pd} = P_{pb,Rd} / s \quad \text{αλλά} \quad \leq A_p f_{yp} / \gamma_{ap}$$

όπου  $P_{pb,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού των συνδέσμων ήλου που συγκολλούνται δια μέσου του X/Φ (\*)  
 $s$  η διαμήκης αξονική απόσταση των ήλων

$$(*) P_{pb,Rd} = k_{\varphi} d_{d0} t f_{yp} / \gamma_{ap}$$

όπου  $k_{\varphi} = 1 + a/d_{d0} \leq 4$

$d_{d0} = 1.1 d$  η διάμετρος της περιμετρικής συγκόλλησης

$a \leq 2 d_{d0}$  η απόσταση από τον άξονα του ήλου μέχρι το άκρο του X/Φ

$t$  το πάχος του X/Φ.

## ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ

Οι απαιτήσεις λειτουργικότητας που καλύπτονται από τον EC4 (Μέρος 1.1) είναι ο έλεγχος των βυθίσεων και ο έλεγχος της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος. Άλλες οριακές καταστάσεις (π.χ. ταλαντώσεις), που πιθανόν είναι σημαντικές σε ειδικές περιπτώσεις, δεν καλύπτονται από αυτό το Μέρος του EC4.

### ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΒΥΘΙΣΕΩΝ [5.2]

#### = Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας

Για βραχυχρόνιες φορτίσεις η τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος δίνεται από τον Πίνακα 3.2. Για μακροχρόνιες φορτίσεις η τιμή του μέτρου ελαστικότητας παίρνεται ίση με το ένα τρίτο της αντίστοιχης τιμής για βραχυχρόνιες φορτίσεις.

#### = Επίδραση της Μερικής Σύνδεσης

Λόγω των φαινομένων ολίσθησης στους συνδέσμους διάτμησης οι βυθίσεις αυξάνουν. Αυτά τα φαινόμενα αγνοούνται στην περίπτωση που ο σχεδιασμός των συνδέσμων γίνεται για πλήρη σύνδεση. Στην περίπτωση της μερικής σύνδεσης και για συνδέσμους ήλου, η βύθιση δ αυξάνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\frac{\delta}{\delta_c} = 1 + C \left[ 1 - \frac{N}{N_f} \right] \left[ \frac{\delta_a}{\delta_c} - 1 \right]$$

όπου

$N / N_f$  ο βαθμός της σύνδεσης στην οριακή κατάσταση αστοχίας

$\delta_c$  η βύθιση της σύμμικτης δοκού στην περίπτωση της πλήρους σύνδεσης

$\delta_a$  η βύθιση της χαλύβδινης δοκού με τα ίδια φορτία

$C$  συντελεστής ίσος με 0.3 για μη υποστηριζόμενη κατασκευή και με 0.5 για υποστηριζόμενη.

Γίνεται δεκτό ότι στην περίπτωση που  $N / N_f \geq 0.5$  και για μη υποστηριζόμενη κατασκευή, οι συνέπειες της ολίσθησης είναι δυνατόν να αγνοηθούν. Στην περίπτωση X/Φ με τις νευρώσεις κάθετες στη δοκό, θα πρέπει επιπλέον  $h_p \leq 80$  mm.

#### = Βυθίσεις Λόγω Συστολής

Σύμφωνα με τον EC4, οι βυθίσεις λόγω συστολής σε αμφιέρειστες δοκούς χρειάζεται να υπολογιστούν στην περίπτωση που ο λόγος ανοίγματος προς συνολικό ύψος της δοκού υπερβαίνει το 20 και ο συντελεστής συστολής του σκυροδέματος είναι μεγαλύτερος του  $400 \times 10^{-6}$ .

### = Συνεχείς Δοκοί

Η επίδραση της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος, στην περιοχή των αρνητικών ροπών, στις βυθίσεις είναι δυνατόν να ληφθεί υπόψιν με μία από τις ακόλουθες μεθόδους:

1. Σε όλα τα εσωτερικά στηρίγματα υπολογίζεται η αρνητική ροπή και η αντίστοιχη εφελκυστική τάση  $\sigma_{ct}$  στην άνω ίνα του σκυροδέματος με καμπτικές ακαμψίες  $E_a J_1$ . Σε κάθε στηρίγμα στο οποίο  $\sigma_{ct} > 0.15 f_{ck}$ , η ακαμψία μειώνεται σε μήκος  $0.15L$  εκατέρωθεν του στηρίγματος στις τιμές  $E_a J_2$  και η δοκός επιλύεται και πάλι. Σε κάθε στηρίγμα όπου χρησιμοποιούνται οι ακαμψίες  $E_a J_2$  για κάποια κατάσταση φόρτισης, θα πρέπει αυτές να χρησιμοποιηθούν και για όλες τις άλλες καταστάσεις φόρτισης.

2. Σε κάθε στηρίγμα στο οποίο  $\sigma_{ct} > 0.15 f_{ck}$  η ροπή πολλαπλασιάζεται με ένα συντελεστή  $f_1$  ο οποίος είναι δυνατόν να θεωρηθεί ίσος με 0.6 που είναι η κατώτερη τιμή του. Η μέθοδος ισχύει για δοκούς με κρίσιμες διατομές στις Κατηγορίες 1, 2 και 3.

Στην περίπτωση των δοκών που δεν υποστηρίζονται κατά τη φάση κατασκευής, υπάρχει ο κίνδυνος τοπικής διαρροής της χαλύβδινης διατομής επάνω από ένα στηρίγμα. Αυτό είναι δυνατόν να ληφθεί υπόψιν με τον πολλαπλασιασμό της ροπής του στηρίγματος με ένα επιπλέον συντελεστή  $f_2$  ο οποίος είναι

$f_2 = 0.5$  αν η διατομή φτάνει στην τάση διαρροής  $f_y$  πριν πήξει το σκυρόδεμα

$f_2 = 0.7$  αν η διατομή φτάνει στην τάση διαρροής  $f_y$  αφού πήξει το σκυρόδεμα

Το βέλος στο μέσο της δοκού, παίρνοντας υπόψιν τις ροπές των στηριγμάτων δίνεται από τη σχέση:

$$\delta = \delta_0 \left[ 1 - C \frac{M_1 + M_2}{M_0} \right] \quad \text{όπου} \quad C = f_1 f_2$$

$M_0$  και  $\delta_0$  είναι η ροπή και η βύθιση στο μέσο του ανοίγματος της ισοδύναμης αμφιέρειστης δοκού και  $M_1$  και  $M_2$  είναι οι αρνητικές ροπές στα εκατέρωθεν στηρίγματα αφού μειωθούν για τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος και τη διαρροή του χάλυβα όπως παραπάνω.

### = Έλεγχος της Ρηγμάτωσης του Σκυροδέματος [5.3]

Η ρηγμάτωση του σκυροδέματος θα πρέπει να είναι μειωμένη σε τέτοιο βαθμό ώστε να μην δημιουργεί προβλήματα στη σωστή λειτουργία της κατασκευής ούτε να μειώνει τη διάρκεια της ζωής της ή να δημιουργεί προβλήματα στην εμφάνιση της κατασκευής.

Όπου απαιτείται μειωμένη ρηγμάτωση, θα πρέπει:

1. Το ποσοστό του οπλισμού να είναι μεγαλύτερο από κάποιο όριο ώστε να αποφεύγεται η ρηγμάτωση στην περιοχή των αρνητικών ροπών. Το ελάχιστο αυτό ποσοστό είναι (δες και ΝΕΚΟΣ και EC2):

$$p = \frac{A_s}{A_c} = k_c k \frac{f_{cte}}{\sigma_{st}}$$

όπου:  $k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2 z_0)} \geq 0.7$  συντελεστής λόγω της κατανομής των καμπτικών τάσεων στη διατομή

$h_c$  το ύψος της πλάκας από σκυρόδεμα χωρίς οποιεσδήποτε ενισχύσεις

$z_0$  η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των κέντρων βάρους της άοπλης μη ρηγματωμένης πλάκας και της άοπλης μη ρηγματωμένης σύμμικτης διατομής, υπολογισμένης με το λόγο για βραχυχρόνια φορτία  $E_a/E_{cm}$

$k \approx 0.8$  συντελεστής λόγω της μείωσης της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος

$f_{cte}$  η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος. Παίρνεται τουλάχιστον ίση με  $3.0 \text{ N/mm}^2$  (πρβλ. και  $f_{ctk} 0.95$ )

$\sigma_{st}$  η μέγιστη επιτρεπόμενη τάση στον οπλισμό (δες Πίνακα 5.1)

2. Η διάμετρος των ράβδων οπλισμού να είναι μικρή και να τοποθετούνται σχετικά κοντά ώστε να ελέγχεται πιο αποτελεσματικά η ρηγμάτωση.

**Πίνακας 5.1:** Μέγιστη τάση χάλυβα για ράβδους υψηλής συνάφειας

Μέγιστη διάμετρος ράβδου σε mm	6	8	10	12	16	20	25	32
Εύρος ρωγμής σχεδιασμού	Μέγιστη τάση χάλυβα $\sigma_s$ ή $\sigma_{st}$ [N/mm <sup>2</sup> ]							
$w_k = 0.3 \text{ mm}$	450	400	360	320	280	240	200	160
$w_k = 0.5 \text{ mm}$	500	500	500	450	380	340	300	260

**Πίνακας 5.2:** Μέγιστη απόσταση ράβδων για ράβδους υψηλής συνάφειας

Τάση χάλυβα $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]		≤160	200	240	280	320	360	400
Μέγιστο εύρος ρωγμών	$w_k = 0.3 \text{ mm}$	250	200	160	110	Να χρησιμοποιηθεί ο Π. 5.1		
	$w_k = 0.5 \text{ mm}$	250	250	250	250	200	140	80

Στην περίπτωση που δεν επιδιώκεται έλεγχος του εύρους των ρωγμών στην περιοχή των αρνητικών ροπών, ο διαμήκης οπλισμός μέσα στο  $b_{eff}$  θα πρέπει να είναι:

$\geq 0.4\% A_c$  για υποστηριζόμενη κατασκευή και

$\geq 0.2\% A_c$  για μη υποστηριζόμενη κατασκευή.

**Πίνακας 4.1 [EC3-4.2.2]: Οριακές τιμές για κατακόρυφες βυθίσεις**

Συνθήκες	Μέγιστες Τιμές	
	$\delta_{\max}^*$	$\delta_2$
στέγες γενικά	L / 200	L / 250
στέγες που φέρουν συχνά προσωπικό (δεν αφορά συντήρηση)	L / 250	L / 300
δάπεδα γενικά	L / 250	L / 300
δάπεδα και οροφές που φέρουν ψαθυρά τελειώματα ή άκαμπτα χωρίσματα	L / 250	L / 350
δάπεδα που φέρουν υποστυλώματα (εκτός αν η βύθιση έχει ληφθεί υπόψιν στην ανάλυση για την οριακή κατάσταση αστοχίας)	L / 400	L / 500
* αν το $\delta_{\max}$ μπορεί να δημιουργήσει προβλήματα στην εμφάνιση του κτιρίου	L / 250	-
Για προβόλους L = το διπλάσιο του μήκους του προβόλου		

$\delta_{\max}$  = βύθιση στο τελικό στάδιο, σε σχέση με την ευθεία γραμμή που συνδέει τις στηρίξεις

$\delta_2$  = βύθιση λόγω Q (μεταβολή της βύθισης της δοκού λόγω μεταβλητών φορτίων)

## ΣΥΜΜΙΚΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Στον EC4 δίνονται δύο μέθοδοι υπολογισμού [4.8]:

- Η Γενική Μέθοδος που περιλαμβάνει και υποστυλώματα διατομής μη συμμετρικής ή μη ομοιόμορφης σε όλο το μήκος του στύλου. Η μέθοδος παίρνει υπόψιν της την παρουσία φαινομένων δεύτερης τάξης συμπεριλαμβανομένων και των ατελειών και εξασφαλίζει ότι για τον πλέον δυσμενή συνδυασμό δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, δεν θα εμφανιστεί αστάθεια και ότι δεν ξεπερνιέται η αντοχή των επιμέρους διατομών σε κάμψη και αξονική δύναμη. Η εφαρμογή της μεθόδου απαιτεί τη χρήση υπολογιστή.

- Η Απλουστευμένη Μέθοδος για υποστυλώματα συμμετρικά και κατά τους δύο άξονες (για υποστυλώματα συμμετρικά μόνο κατά τον ένα άξονα δεξ EC4). Η μέθοδος χρησιμοποιεί τις Ευρωπαϊκές καμπύλες λυγισμού του EC3. Αν το υποστυλώμα δεν πληροί τις προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου όπως δίνονται στα επόμενα θα πρέπει να εφαρμοστεί η Γενική Μέθοδος.

Στα επόμενα θα παρουσιαστεί η δεύτερη μέθοδος.

### ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ [4.8.2.2] [4.8.3.1]

Ισχύουν και για τις δύο μεθόδους:

- επίπεδες διατομές παραμένουν επίπεδες
- γίνεται δεκτό ότι μεταξύ σκυροδέματος και χάλυβα υπάρχει πλήρης συνεργασία μέχρι την κατάρρευση
- θα πρέπει να ληφθούν κατάλληλα υπόψιν οι καμπύλες τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος και του χάλυβα.

### ΤΟΠΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ [4.8.2.4]

Η επίδραση του τοπικού λυγισμού των χαλύβδινων στοιχείων είναι δυνατόν να μην ληφθεί υπόψιν υπό τον όρο ότι:

- για κυκλικές κοιλοδοκούς  $d / t \leq 90 \varepsilon^2$
- για ορθογωνικές κοιλοδοκούς  $h / t \leq 52 \varepsilon$
- για εν μέρει εγκιβωτισμένες διατομές μορφής I  $b / t_f \leq 44 \varepsilon$

όπου  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$  [N/mm<sup>2</sup>]

- για τις πλήρως εγκιβωτισμένες χαλύβδινες διατομές δεν γίνεται έλεγχος σε τοπικό λυγισμό αλλά θα πρέπει να υπάρχει επαρκής επικάλυψη από σκυρόδεμα [4.8.2.5]:

$$c_z \geq 40 \text{ mm και}$$

$$\geq b / 6 \quad \text{όπου } b \text{ το πλάτος του πέλματος της χαλύβδινης διατομής.}$$

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΑΝΑΜΕΣΑ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΤΟΝ ΧΑΛΥΒΑ [4.8.2.6, 7]

Θα πρέπει να ληφθεί μέριμνα ώστε οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές που εφαρμόζονται στα υποστυλώματα μέσω της σύνδεσης των άκρων τους με άλλα στοιχεία, να κατανέμονται



μεταξύ του χάλυβα και του σκυροδέματος με το να παίρνεται υπόψιν η διατμητική αντοχή στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-χάλυβα.

Η διατμητική αντοχή προκύπτει από τάσεις σύνδεσης και τριβή στη διεπιφάνεια ή με την παρουσία συνδέσμων διάτμησης έτσι ώστε να μην υπάρχει άξια λόγου ολίσθηση.

Η διατμητική αντοχή σχεδιασμού λόγω των τάσεων σύνδεσης και της τριβής δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τις ακόλουθες τιμές:

- για πλήρως εγκιβωτισμένες διατομές  $0.6 \text{ N/mm}^2$
- για κοιλοδοκούς γεμισμένες με σκυρόδεμα  $0.4 \text{ N/mm}^2$
- για πέλματα σε εν μέρει εγκιβωτισμένες διατομές  $0.2 \text{ N/mm}^2$
- για κορμούς σε εν μέρει εγκιβωτισμένες διατομές  $0.0 \text{ N/mm}^2$

Ο ακριβής υπολογισμός των τάσεων σύνδεσης απαιτεί μακροσκελείς υπολογισμούς. Οι τάσεις υπολογίζονται με ένα απλουστευμένο τρόπο είτε ελαστικά είτε από την πλαστική αντοχή της διατομής. Η μεταβολή των τάσεων ανάμεσα σε δύο διατομές του χάλυβα μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό των τάσεων σύνδεσης.

## ΑΠΛΟΥΣΤΕΥΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

### = Διαδικασία Ελέγχων

- Έλεγχος αν η διατομή είναι μέσα στα όρια εφαρμογής της μεθόδου [4.8.3.1]
- Έλεγχος τοπικού λυγισμού [4.8.2.4]
- Έλεγχος επικάλυψης και οπλισμού [4.8.2.5]
- Υπολογισμός  $N_{cr}$  και  $\bar{\lambda}$  [4.8.3.7]
- Έλεγχος αν χρειάζεται να γίνει ανάλυση δεύτερης τάξης [4.8.3.10]
- Έλεγχος αντοχής διατομής [4.8.3.3], [4.8.3.8], [4.8.3.9] και [4.8.3.11] έως [4.8.3.14]
- Έλεγχος επιβολής των φορτίων και της διαμήκουσ διάτμησης [4.8.2.6] έως [4.8.2.8]

### = Όρια Εφαρμογής [4.8.3.1]

- η διατομή του υποστυλώματος είναι συμμετρική και κατά τους δύο άξονες και ομοιόμορφη σε όλο το μήκος του στύλου
- το ποσοστό συμμετοχής του χάλυβα  $\delta$  θα πρέπει να είναι:  
$$0.2 \leq \delta \leq 0.9$$
  
(οι διατομές μπορούν να είναι ελατές ή συγκολλητές)
- η ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda} \leq 2$
- για πλήρως εγκιβωτισμένες διατομές τα όρια του πάχους της επικάλυψης από σκυρόδεμα που επιτρέπεται να χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς είναι:  
στη διεύθυνση y-y:  $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0.4 b$   
στη διεύθυνση z-z:  $40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0.3 h$  και  $b/6 \leq c_z$   
(μεγαλύτερο πάχος επικάλυψης μπορεί να χρησιμοποιηθεί αλλά αγνοείται στον υπολογισμό)

- το εμβαδόν του διαμήκους οπλισμού που επιτρέπεται να χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς θα πρέπει να είναι:  
 $0.3\% \leq A_s / A_c \leq 4.0\%$ .
- γεμισμένες με σκυρόδεμα διατομές είναι δυνατόν να κατασκευαστούν χωρίς οπλισμό.

### = Αντοχή των Διατομών σε Αξονικά Φορτία [4.8.3.3]

Θα πρέπει να γίνεται διάκριση ανάμεσα στα υποστυλώματα εκείνα που η αντοχή τους αυξάνεται λόγω του ομοιόμορφου (τριαξονικού) εγκιβωτισμού του σκυροδέματος, όπως στις γεμισμένες με σκυρόδεμα κυκλικές κοιλοδοκούς και σε εκείνα όπου αυτό δεν ισχύει, όπως τις πλήρως ή μερικώς εγκιβωτισμένες ελατές διατομές ή τις γεμισμένες με σκυρόδεμα ορθογωνικές κοιλοδοκούς.

- Εγκιβωτισμένες Χαλύβδινες Διατομές και Γεμισμένες με Σκυρόδεμα Ορθογωνικές Κοιλοδοκοί

Η πλαστική αντοχή της διατομής σε θλίψη δίνεται από τη σχέση

$$N_{pl,Rd} = A_a f_y / \gamma_a + \alpha A_c f_{ck} / \gamma_c + A_s f_{sk} / \gamma_s$$

όπου:

$A_a, A_c, A_s$  τα εμβαδά του χάλυβα, του σκυροδέματος και του οπλισμού αντίστοιχα

$f_y, f_{ck}, f_{sk}$  οι χαρακτηριστικές αντοχές των υλικών αντίστοιχα

$$\gamma_a = 1.10$$

$\gamma_c = 1.50$  οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας στην οριακή κατάσταση αστοχίας

$$\gamma_s = 1.15$$

$\alpha = 1$  για γεμισμένες με σκυρόδεμα διατομές

$= 0.85$  σε όλες τις άλλες περιπτώσεις

- Γεμισμένες με Σκυρόδεμα Κυκλικές Κοιλοδοκοί

Όπως ήδη αναφέρθηκε, η αντοχή τους αυξάνεται λόγω του ομοιόμορφου (τριαξονικού) εγκιβωτισμού του σκυροδέματος. Για να ισχύει αυτό θα πρέπει να είναι:

$$\bar{\lambda} \leq 0.5$$

$$e \leq d / 10 \quad \text{όπου} \quad e = M_{\max,Sd} / N_{Sd}$$

$d$  είναι η εξωτερική διάμετρος της κοιλοδοκού

$M_{\max,Sd}$  είναι η μέγιστη ροπή σχεδιασμού

$N_{Sd}$  είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού

Η πλαστική αντοχή της διατομής σε θλίψη δίνεται από τη σχέση

$$N_{pl,Rd} = A_a \eta_2 f_y / \gamma_a + \alpha A_c (f_{ck} / \gamma_c) [1 + \eta_1 (t / d) (f_y / f_{ck})] + A_s f_{sk} / \gamma_s$$

όπου:

t είναι το πάχος του τοιχώματος της κοιλοδοκού και

$$\eta_1 = \eta_{10} (1 - 10 e / d)$$

$$\eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20}) (10 e / d)$$

$$\eta_{10} = 4.9 - 18.5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \quad \text{και} \quad \eta_{10} \geq 0.0$$

$$\eta_{20} = 0.25 (3 + 2 \bar{\lambda}) \quad \text{και} \quad \eta_{20} \leq 1.0$$

$$\text{Αν } \bar{\lambda} > 0.5 \quad \text{ή} \quad e > d / 10 \quad \text{τότε} \quad \eta_1 = 0 \quad \text{και} \quad \eta_2 = 1.0$$

#### = Ποσοστό Συμμετοχής του Χάλυβα [4.8.3.4]

Το ποσοστό συμμετοχής του χάλυβα δ δίνεται από τη σχέση

$$\delta = (A_a f_y / \gamma_a) / N_{pl,Rd} \quad (\text{θα πρέπει } 0.2 \leq \delta \leq 0.9)$$

#### = Αντοχή των Στύλων σε Αξονική Θλίψη [4.8.3.5]

Ο στύλος έχει επαρκή αντοχή σε θλίψη εάν και κατά τους δύο άξονες

$$N_{Sd} \leq \chi N_{pl,Rd}$$

όπου χ είναι συντελεστής μείωσης που εξαρτάται από την ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  και την σχετική καμπύλη λυγισμού (παράγραφος 5.5.1 του EC3). Δες Πίνακα για τις τιμές του χ που προκύπτουν από τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + (\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)^{1/2}} \quad \text{και} \quad \chi \leq 1$$

$$\text{όπου: } \varphi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

α είναι ένας συντελεστής ατελειών που έχει τις εξής τιμές ανάλογα με την καμπύλη λυγισμού:

Καμπύλη Λυγισμού	a	b	c
Συντελεστής Ατελειών α	0.21	0.34	0.49

η ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  δίνεται από τη σχέση  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}}$ , όπου:

$N_{pl,R}$  είναι η τιμή που παίρνει η  $N_{pl,Rd}$  όταν  $\gamma_a = \gamma_c = \gamma_s = 1.0$

$$N_{cr} = \pi^2 (EI)_e / L^2$$

$(EI)_e$  είναι η ελαστική καμπτική ακαμψία της διατομής που δίνεται από την

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s$$

$I_a$ ,  $I_c$  και  $I_s$  είναι οι ροπές αδράνειας του χάλυβα, του σκυροδέματος και του οπλισμού

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c \text{ και } \gamma_c = 1.35$$

L είναι το μήκος λυγισμού του υποστυλώματος

Στην περίπτωση που η τιμή του  $\bar{\lambda}$  ξεπερνά τις τιμές του Πίνακα 4.6 θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν η μεταβολή της συμπεριφοράς του σκυροδέματος συναρτήσει του

χρόνου (επίδραση του ερπυσμού και της συστολής). Αυτό γίνεται με τη μείωση της τιμής του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος από  $E_{cd}$  σε  $E_c$ :

$$E_c = E_{cd} (1 - 0.5 N_{G,sd} / N_{Sd})$$

όπου:

$N_{Sd}$  είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού και

$N_{G,sd}$  είναι το μόνιμο τμήμα του φορτίου

**Πίνακας 4.6:** Οριακές τιμές του  $\bar{\lambda}$  για την απαλλαγή από τον έλεγχο με ερπυσμό και συστολή

	Οριζοντίως αμετάθετα πλαίσια με αντιανέμους συνδέσμους	Οριζοντίως μεταθετά πλαίσια και/ή πλαίσια χωρίς αντιανέμους συνδέσμους
Διατομές εγκιβωτισμένες σε σκυρόδεμα	0.8	0.5
Διατομές γεμισμένες με σκυρόδεμα	$0.8 / (1 - \delta)$	$0.5 / (1 - \delta)$

όπου  $\delta$  είναι το ποσοστό συμμετοχής του χάλυβα όπως δόθηκε στα προηγούμενα.

#### = Ανάλυση για Καμπτικές Ροπές [4.8.3.10]

Η ανάλυση για καμπτικές ροπές σύμφωνα με τη θεωρία δεύτερης τάξης είναι δυνατόν να αγνοηθεί σε μεμονωμένα δύσκαμπτα υποστυλώματα αν:

- $N_{pl,Rd} / N_{cr} \leq 0.1$
- $\bar{\lambda} \leq 0.2 (2 - r)$  όπου  $r$  είναι ο λόγος της μικρότερης προς τη μεγαλύτερη ακραία ροπή

$$-1 \leq r \leq 1. \text{ Για εγκάρσια φόρτιση } r=1$$

Απλουστευτικά, η ροπή σύμφωνα με τη θεωρία δεύτερης τάξης είναι δυνατόν να υπολογιστεί με την επαύξηση της μέγιστης, σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης, καμπτικής ροπής με τη βοήθεια ενός διορθωτικού συντελεστή  $k$ :

$$k = \beta / [1 - (N_{Sd} / N_{cr})] \geq 1.0$$

όπου:  $\beta = 0.66 + 0.44 r$  και  $\beta \geq 0.44$

για εγκάρσια φόρτιση  $\beta = 1$

#### = Αντοχή Διατομών σε Θλίψη με Μονοαξονική Κάμψη [4.8.3.11]

- Τα σημεία της καμπύλης αλληλεπίδρασης του Σχήματος 4.12, που δείχνει την αντοχή σε θλίψη με μονοαξονική κάμψη, μπορούν να υπολογιστούν με την παραδοχή ορθογωνικών διαγραμμάτων τάσεων όπως στο Σχήμα 4.13 (ενδεικτικό για εγκιβωτισμένη σε σκυρόδεμα διατομή) και παίρνοντας υπόψιν την τέμνουσα σχεδιασμού  $V_{Sd}$ .

- Απλουστευτικά, η καμπύλη μπορεί να αντικατασταθεί από ένα πολυγωνικό διάγραμμα (η διακεκομμένη γραμμή του Σχήματος 4.12).

- Σημείο Α (αντοχή σε θλίψη):  $N_A = N_{pl,Rd}$  και  $M_A = 0$

- Σημείο Β (αντοχή σε ροπή):  $N_B = 0$  και  $M_B = M_{pl,Rd}$

- Σημείο C (αντοχή σε ροπή =  $M_{pl,Rd}$  για  $N > 0$ ):

$$N_C = N_{pm,Rd} = A_c \alpha f_{ck} / \gamma_c \text{ και } M_C = M_{pl,Rd}$$

Όπου:  $\alpha = 1$  για διατομές γεμισμένες με σκυρόδεμα

$$= 0.85 \text{ για όλες τις άλλες περιπτώσεις}$$

- Αν  $\chi N_{pl,Rd} > N_{pm,Rd}$  ένα πρόσθετο σημείο Ε θα πρέπει να προσδιοριστεί περίπου στο μέσον ανάμεσα στο Α και στο C του Σχήματος 4.12.

Όπου:  $\chi N_{pl,Rd}$  η αντοχή του στύλου σε αξονική θλίψη

$N_{pm,Rd}$  η πλαστική αντοχή του σκυροδέματος μόνο.

Στην περίπτωση διατομών Ι που κάμπτονται ως προς τον ισχυρό άξονα αυτό δεν είναι απαραίτητο.

### = Αντοχή Στύλων σε Θλίψη με Μονοαξονική Κάμψη [4.8.3.13]

- Η αντοχή της διατομής σε αξονική θλίψη είναι  $\chi N_{pl,Rd}$ , όπου το  $\chi$  εκπροσωπεί την επίδραση των ατελειών και της ευκαμψίας.

- Για  $\chi_d = N_{sd} / N_{pl,Rd}$  όπου  $N_{sd}$  είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού, η αντίστοιχη καμπτική αντίσταση της διατομής είναι  $\mu_d$ .

- Για γραμμική μεταβολή της ροπής κατά μήκος του στύλου, το  $\chi_n$  είναι

$$\chi_n = \chi (1 - r) / 4 \quad \text{και} \quad \chi_n \leq \chi_d$$

όπου  $r$  είναι ο λόγος της μικρότερης προς τη μεγαλύτερη ακραία ροπή.

- Το μήκος  $\mu$  στο Σχήμα 4.14 δίνεται από τη σχέση:

$$\mu = \mu_d - \mu_k (\chi_d - \chi_n) / (\chi - \chi_n)$$

- Η τιμή του  $\mu$  δεν θα πρέπει να παίρνεται μεγαλύτερη του 1.0 παρά μόνο στην περίπτωση που η ροπή κάμψης  $M_{sd}$  προέρχεται αποκλειστικά από την εκκεντρότητα της  $N_{sd}$ .

- Ο στύλος έχει επαρκή αντοχή αν

$$M_{sd} \leq 0.9 \mu M_{pl,Rd}$$

Για  $\chi_d \geq \chi_{pm}$  η απόσταση  $\mu$  είναι: 
$$\mu = \frac{\chi - \chi_d}{\chi (1 - \chi_{pm})} \quad \text{και}$$

για  $\chi_d < \chi_{pm}$  
$$\mu = 1 - \frac{(1 - \chi) \chi_d}{(1 - \chi_{pm}) \chi}$$

Από τις σχέσεις αυτές προσδιορίζεται η τιμή του αξονικού φορτίου που είναι δυνατόν να παραληφθεί όταν εφαρμόζεται δεδομένη ροπή:

$$\text{για } \chi_d \geq \chi_{pm} \quad \chi_d \leq \chi \left[ 1 - \frac{M_{sd}}{0.9 M_{pl,Rd}} (1 - \chi_{pm}) \right]$$

για  $\chi_d < \chi_{pm}$

$$\chi_d \leq \left[ 1 - \frac{M_{Sd}}{0.9 M_{pl,Rd}} \right] \frac{\chi (1 - \chi_{pm})}{1 - \chi}$$

= **Αντοχή σε Θλίψη με Διαξονική Κάμψη [4.8.3.14]**

- Λόγω της διαφοράς στη λυγηρότητα, τις ροπές κάμψης και των αντοχών σε κάμψη ως προς τους δύο άξονες, τις περισσότερες φορές είναι απαραίτητος και ο έλεγχος της διαξονικής συμπεριφοράς.
- Οι ατέλειες θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν μόνο στο επίπεδο (άξονας z ή άξονας y) στο οποίο αναμένεται η αστοχία, εκτός αν δεν είναι προφανές ποιό είναι το κρίσιμο επίπεδο οπότε ελέγχονται και τα δύο.
- Οι τιμές του  $\mu$  για τους δύο άξονες,  $\mu_y$  και  $\mu_z$ , προσδιορίζονται σύμφωνα με την προηγούμενη παράγραφο [4.8.3.13].
- Ο στύλος έχει επαρκή αντοχή αν:

$$M_{y,Sd} \leq 0.9 \mu_y M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{z,Sd} \leq 0.9 \mu_z M_{pl,z,Rd} \quad \text{και}$$

$$M_{y,Sd} / \mu_y M_{pl,y,Rd} + M_{z,Sd} / \mu_z M_{pl,z,Rd} \leq 1.0$$

Όπου οι  $M_{pl,y,Rd}$  και  $M_{pl,z,Rd}$  προσδιορίζονται σύμφωνα με τα προηγούμενα [4.8.3.11].

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΡΟΠΗΣ  $M_{pl,Rd}$  ΓΙΑ ΔΙΠΛΑ ΣΥΜΜΕΤΡΙΚΕΣ  
ΔΙΑΤΟΜΕΣ [ANNEX C]**

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} (W_{pa} - W_{pan}) + 0.5 f_{cd} (W_{pc} - W_{pcn}) + f_{sd} (W_{ps} - W_{psn})$$

$$f_{yd} = f_y / 1.1 \quad f_{cd} = \alpha f_{ck} / 1.5 \quad f_{sd} = f_{sk} / 1.15$$

$\alpha = 1$  για γεμισμένες με σκυρόδεμα διατομές

$\alpha = 0.85$  για όλες τις άλλες περιπτώσεις

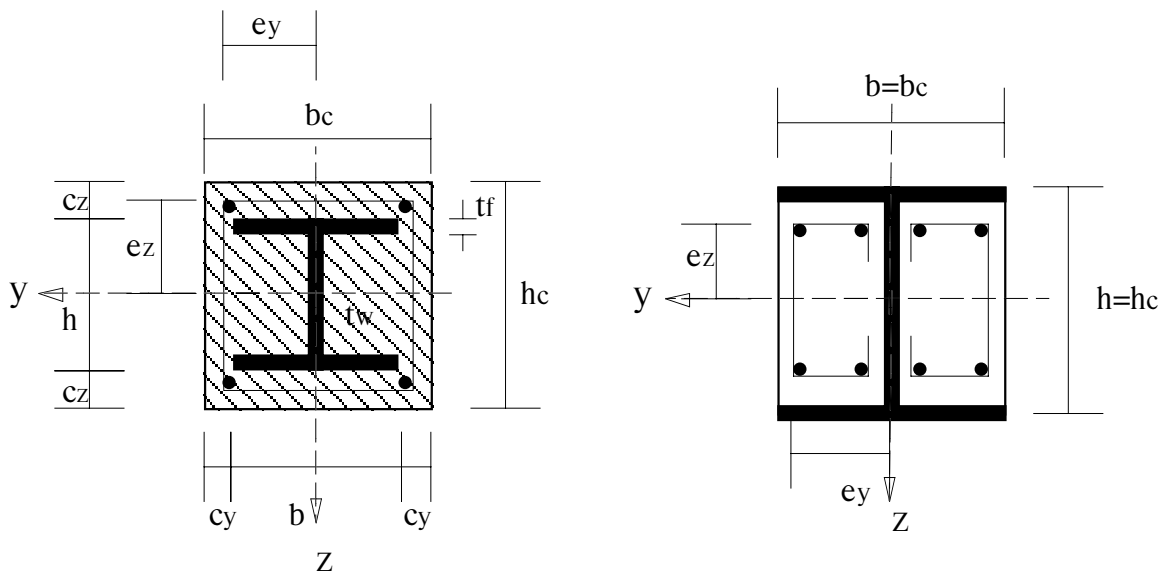
$W_{pa}, W_{ps}, W_{pc}$  η πλαστική ροπή αντίστασης για το τμήμα της διατομής από δομικό χάλυβα, οπλισμό και σκυρόδεμα (για τον υπολογισμό του  $W_{pc}$  το σκυρόδεμα θεωρείται μη ρηγματωμένο)

**1. Εγκλιωτισμένες σε Σκυρόδεμα Διατομές Μορφής I**

$W_{pa}$  από πίνακες

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} |e_i| \quad \text{όπου } e_i \text{ είναι οι αποστάσεις των ράβδων του οπλισμού με}$$

εμβαδόν  $A_{si}$  από τους αντίστοιχους άξονες  $y$  ή  $z$



**1.1. Κάμψη κατά τον κύριο άξονα**

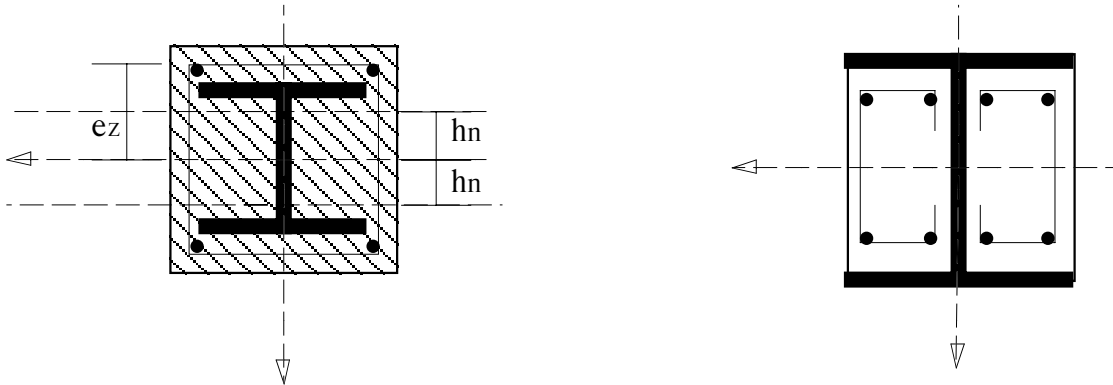
$$W_{pc} = \frac{b_c h^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

**1.1.α.** Ουδέτερος άξονας στον κορμό ( $h_n \leq h/2 - t_f$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd})}{2 b_c f_{cd} + 2 t_w (2 f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pan} = t_w h_n^2$$

$A_{sn}$  το εμβαδόν των οπλισμών μέσα στην περιοχή του  $2 h_n$



$$W_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} e_{zi} \quad \text{όπου } A_{sni} \text{ το εμβαδόν των οπλισμών μέσα στην περιοχή του } 2 h_n \text{ και } e_{zi} \text{ οι αποστάσεις από τον άξονα}$$

$$W_{pcn} = b_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn}$$

**1.1.β.** Ουδέτερος άξονας στο πέλμα ( $h/2 - t_f \leq h_n \leq h/2$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd}) + (b - t_w) (h - 2 t_f) (2 f_{yd} - f_{cd})}{2 b_c f_{cd} + 2 b (2 f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pan} = b h_n^2 - \frac{(b - t_w) (h - 2 t_f)^2}{4}$$

$$W_{pcn} = b_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn}$$

**1.1.γ.** Ουδέτερος άξονας εκτός χαλύβδινης διατομής ( $h/2 \leq h_n \leq h_c/2$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd}) - A_a (2 f_{yd} - f_{cd})}{2 b_c f_{cd}}$$

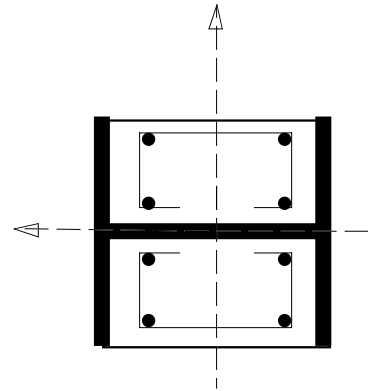
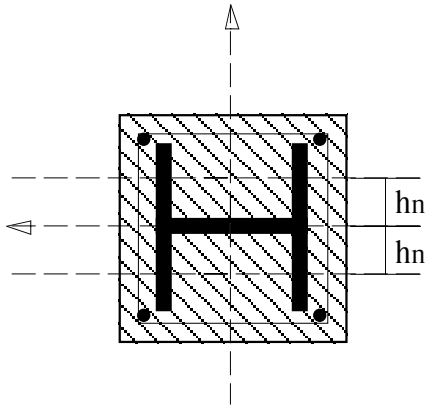


$$W_{pan} = W_{pa}$$

$$W_{pcn} = b_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn}$$

### 1.2. Κάμψη κατά τον δευτερεύοντα άξονα

$$W_{pc} = \frac{h_c b_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$



#### 1.2.α. Ουδέτερος άξονας στον κορμό ( $h_n \leq t_w/2$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd})}{2 h_c f_{cd} + 2 h (2 f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pan} = h h_n^2$$

$$W_{pcn} = h_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn}$$

#### 1.2.β. Ουδέτερος άξονας στο πέλιμα ( $t_w/2 \leq h_n \leq b/2$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd}) + t_w (2 t_f - h) (2 f_{yd} - f_{cd})}{2 h_c f_{cd} + 4 t_f (2 f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pan} = 2 t_f h_n^2 - \frac{(h - 2 t_f) t_w^2}{4}$$

$$W_{pcn} = h_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn}$$

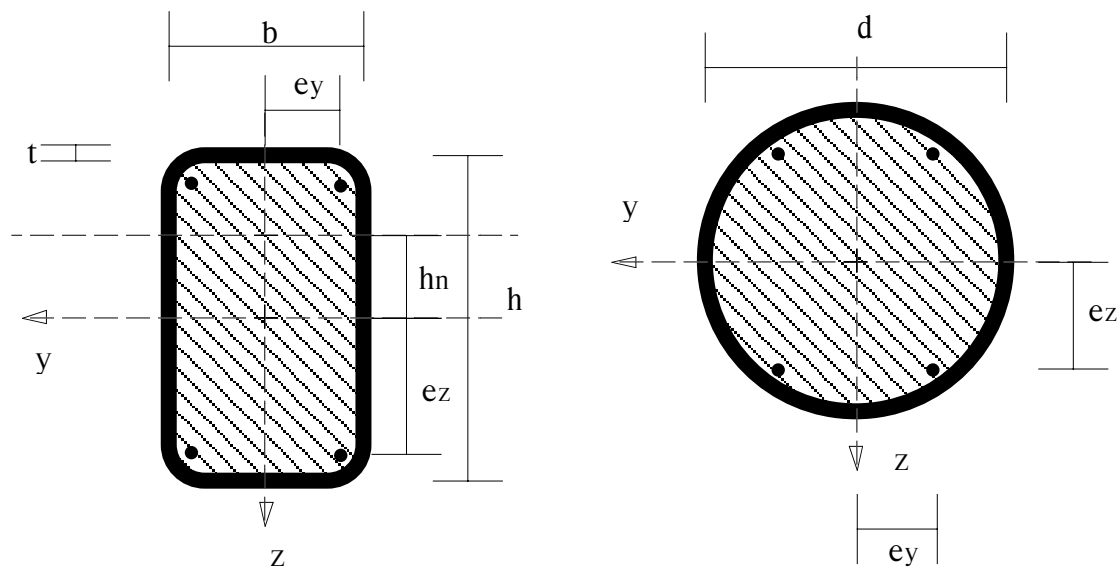
#### 1.2.γ. Ουδέτερος άξονας εκτός χαλύβδινης διατομής ( $b/2 \leq h_n \leq b_c/2$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd}) - A_a (2 f_{yd} - f_{cd})}{2 h_c f_{cd}}$$

$$W_{pan} = W_{pa}$$

$$W_{pcn} = h_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn}$$

## 2. Κυκλικές και Ορθογωνικές Διατομές Κοιλοδοκών Γεμισμένες με Σκυρόδεμα



### 2.1. Κάμψη κατά τον κύριο άξονα

#### 2.1.α. Ορθογωνική Κοιλοδοκός

$W_{pa}$  από πλάκες

$$W_{pc} = \frac{(b-2t)(h-2t)^2}{4} - \frac{2}{3} r^3 - r^2 (4-\pi) \left(\frac{h}{2} - t - r\right) - W_{ps}$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd})}{2 b f_{cd} + 4 t (2 f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{pcn} = (b-2t) h_n^2 - W_{psn}$$

$$W_{pan} = b h_n^2 - W_{pcn} - W_{psn}$$

#### 2.1.β. Κυκλική Κοιλοδοκός

Οι ίδιοι τύποι μπορούν να χρησιμοποιηθούν με επαρκή προσέγγιση βάζοντας

$$h = b = d \quad \text{και} \quad r = \frac{d}{2} - t$$

### **2.1.** Κάμψη κατά τον δευτερεύοντα άξονα

Οι τύποι που ισχύουν για τον κύριο άξονα μπορούν να χρησιμοποιηθούν με εναλλαγή των  $h$  και  $b$  και των δεικτών  $z$  και  $y$ .

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- Bucheli, P. & Crisinel M.: Poutres mixtes dans le bâtiment. CSCM 1982. Zurich.
- Γαλούσης, Ε.: Σύμμικτες κατασκευές. 1985. Ξάνθη.
- CEB: Code modèle CEB-FIP pour les structures en beton. Bul. d' information CEB no 125. 1978. Paris.
- CEN: ENV 1992-1-1: Eurocode No 2: Design of concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings. 1992
- CEN: ENV 1993-1-1: Eurocode No 3: Design of steel structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings. 1992
- CEN: ENV 1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures-Part 1.1: General rules and rules for buildings. 1992
- Commission mixte AIPC-CEB-CECM-FIP: Projet du code modèle pour constructions mixtes. Construction métallique. v. 17, 1.1980.
- ECCS: Composite beams and columns to Eurocode 4. 1993
- ECCS: Composite Structures. The Construction Press 1981. London.
- ECCS: European recommendations for the design of composite floors with profiled steel sheet. Constrado 1979. Croydon.
- Μωλιώτης, Π.: Σύνθετοι σιδηροί κατασκευαί μετά σκυροδέματος. ΤΕΕ 1980. Αθήνα.
- Neal, B.G.: Plastic methods of structural analysis. Science Paperbacks 1970. London.
- Stahl im hochbau. BII/T.1. Stahleisen 1987. Düsseldorf.
- Yam L.C.P.: Design of composite steel-concrete structures. Surrey Univ. Press 1981. London.

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ**

## ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ (ΜΟΝΟΣΥΜΜΕΤΡΙΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ)

### = Ροπή Κάμψης [4.4.1]

Ο υπολογισμός γίνεται για  $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$ . Σε όλες τις περιπτώσεις, για να είναι ο σχεδιασμός επαρκής, θα πρέπει  $M_{Sd} \leq M_{pl,Rd}$ .

$$F_c = 0.85 f_{ck} b_{eff} h_c / \gamma_c$$

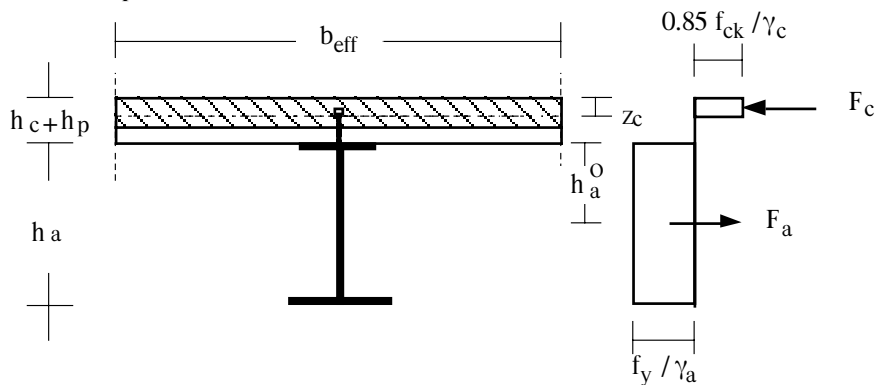
$$F_a = A_a f_y / \gamma_a$$

#### • Περιοχή Θετικών Ροπών

1. Ουδέτερος Άξονας στο Σκυρόδεμα

$$z_c = F_a / (0.85 f_{ck} b_{eff} / \gamma_c) \leq h_c$$

$$M_{pl,Rd} = F_a (h_a^o + h_c + h_p - z_c / 2)$$



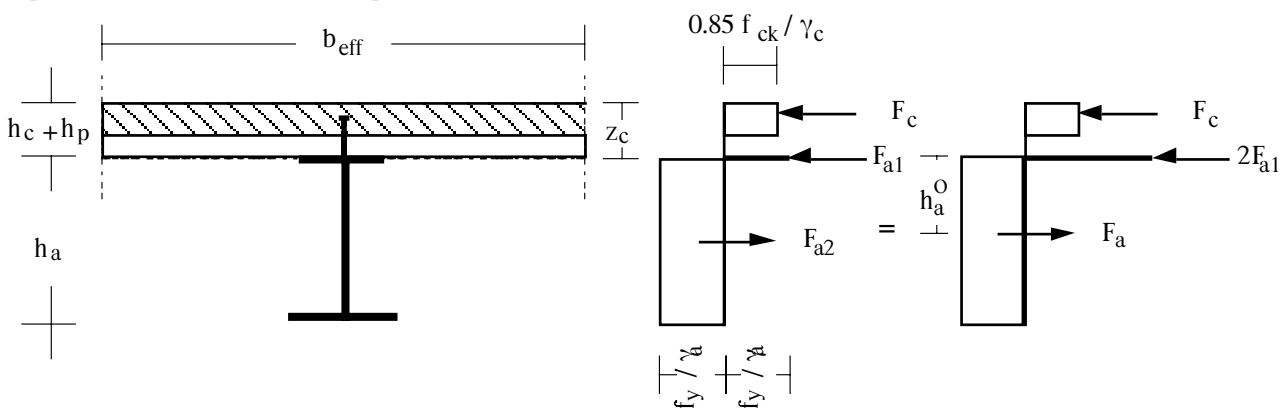
2. Ουδέτερος Άξονας στο Πέλιμα της Χαλύβδινης Διατομής

$$F_{a1} = b_f^o (z_c - h_c - h_p) (f_y / \gamma_a)$$

$$F_a = F_c + 2 F_{a1} = F_c + 2 b_f (z_c - h_c - h_p) (f_y / \gamma_a)$$

$$h_c + h_p < z_c = h_c + h_p + \{(F_a - F_c) \gamma_a / 2 b_f^o f_y\} < h_c + h_p + t_f^o$$

$$M_{pl,Rd} = F_a (h_a^o + 0.5 h_c + h_p) - 2 F_{a1} (z_c - 0.5 h_c)$$

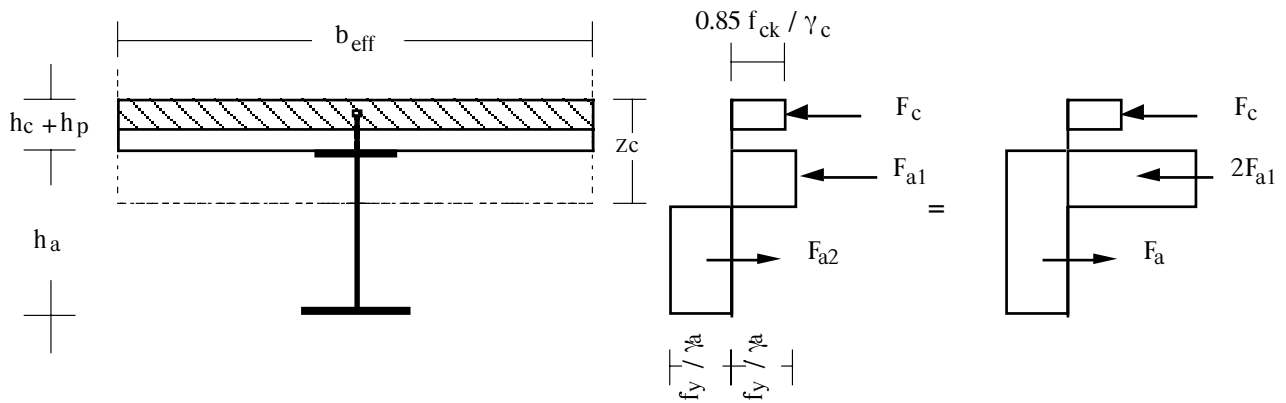


3. Ουδέτερος Άξονας στον Κορμό της Χαλύβδινης Διατομής

$$F_a = F_c + 2 F_{a1} = F_c + \{2 b_f^o t_f^o + 2 t_w (z_c - h_c - h_p - t_f^o)\} f_y / \gamma_a$$

$$z_c = h_c + h_p + t_f^o + (F_a - F_c - 2 b_f^o t_f^o f_y / \gamma_a) (2 t_w f_y / \gamma_a)^{-1} > h_c + h_p + t_f^o$$

$$M_{pl,Rd} = F_a (h_a^o + 0.5 h_c + h_p) - (h_c + h_p + t_f^o) b_f^o t_f^o f_y / \gamma_a - t_w (z_c - h_c - h_p - t_f^o) (z_c + h_p + t_f^o) f_y / \gamma_a$$



• **Περιοχή Αρνητικών Ροπών**

4. Ουδέτερος Άξονας στο Πέλιμα της Χαλύβδινης Διατομής

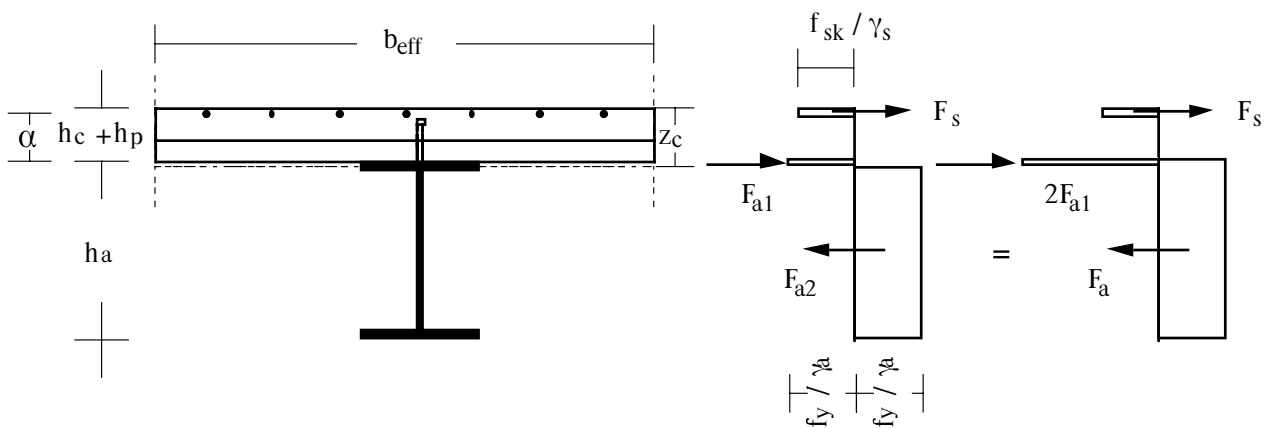
$$F_s = A_s f_{sk} / \gamma_s$$

$$F_a = F_s + 2 F_{a1} = F_s + 2 b^o_f (z_c - h_c - h_p) f_y / \gamma_a$$

$$z_c = h_c + h_p + (F_a - F_s) (2 b^o_f f_y / \gamma_a)^{-1}$$

$$M_{pl,Rd} = F_a (h^o_a + \alpha) - 2 F_{a1} (z_c - h_c - h_p + \alpha)$$

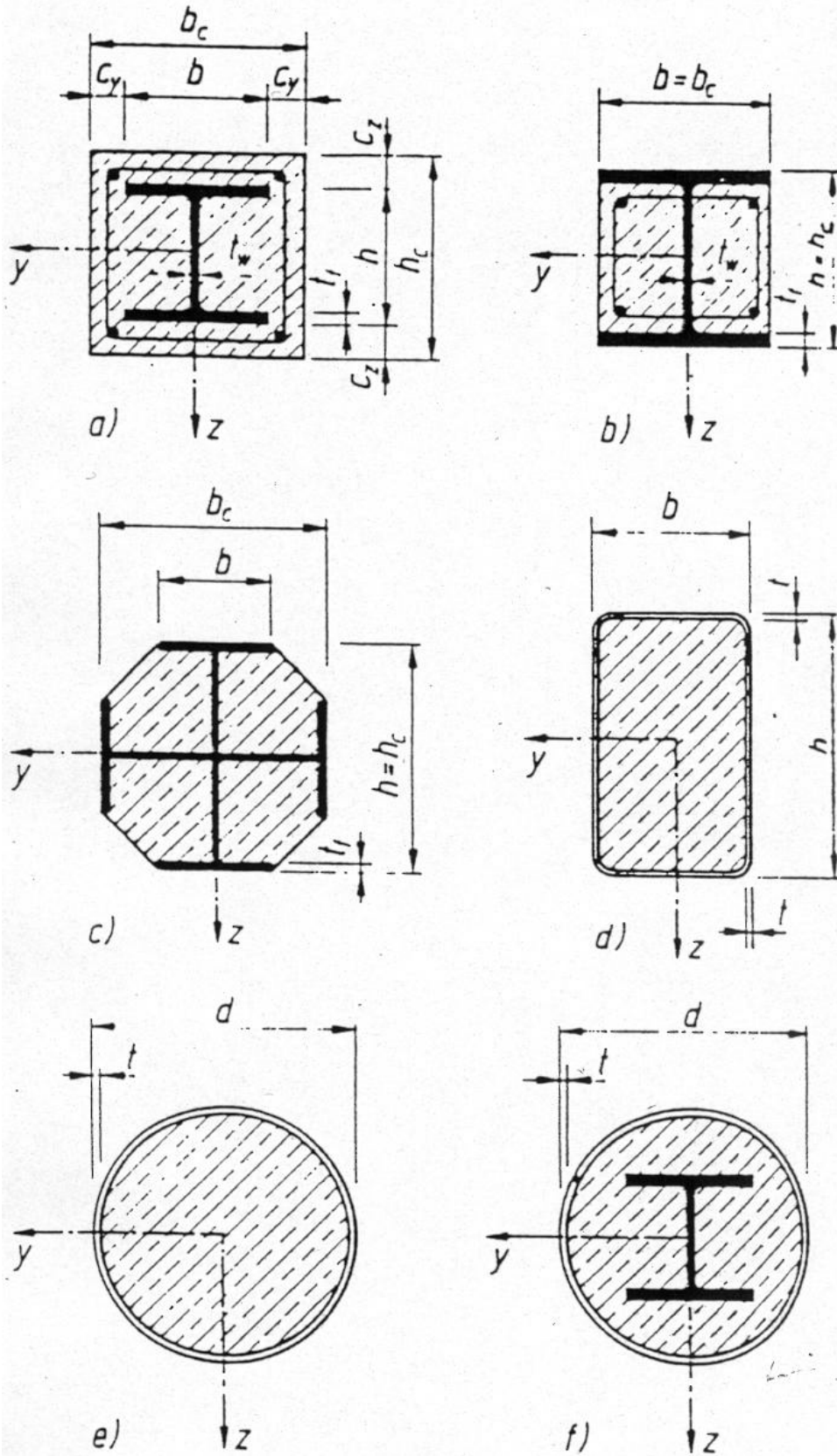
$\alpha$  = απόσταση οπλισμών από κάτω παρειά σκυροδέματος



5. Ουδέτερος Άξονας στον Κορμό της Χαλύβδινης Διατομής

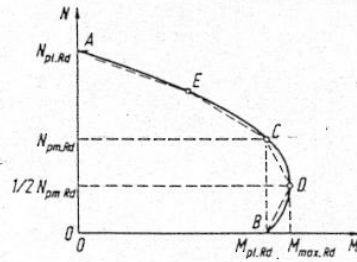
$$F_a = F_s + 2 F_{a1} = F_s + \{2 b^o_f t^o_f + 2 t_w(z_c - h_c - h_p - t^o_f)\} f_y / \gamma_a$$

$$z_c = h_c + h_p + t^o_f$$

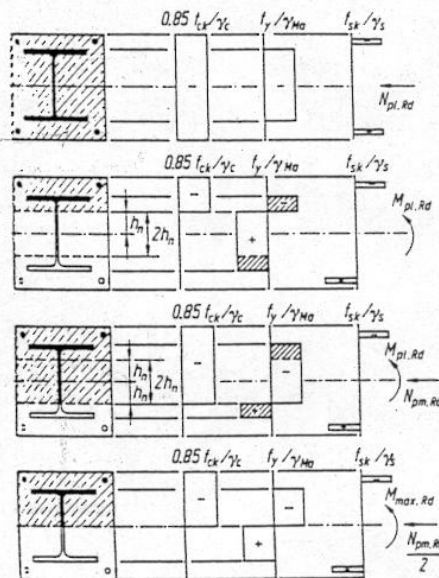


Σχήμα 4.9: Τυπικές διατομές συμμίκτων υποστυλωμάτων

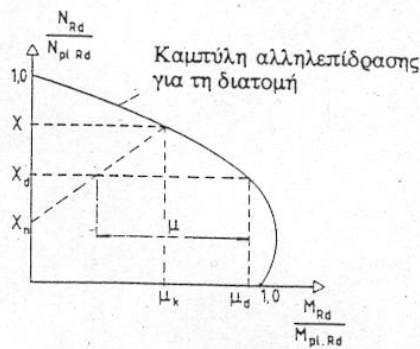




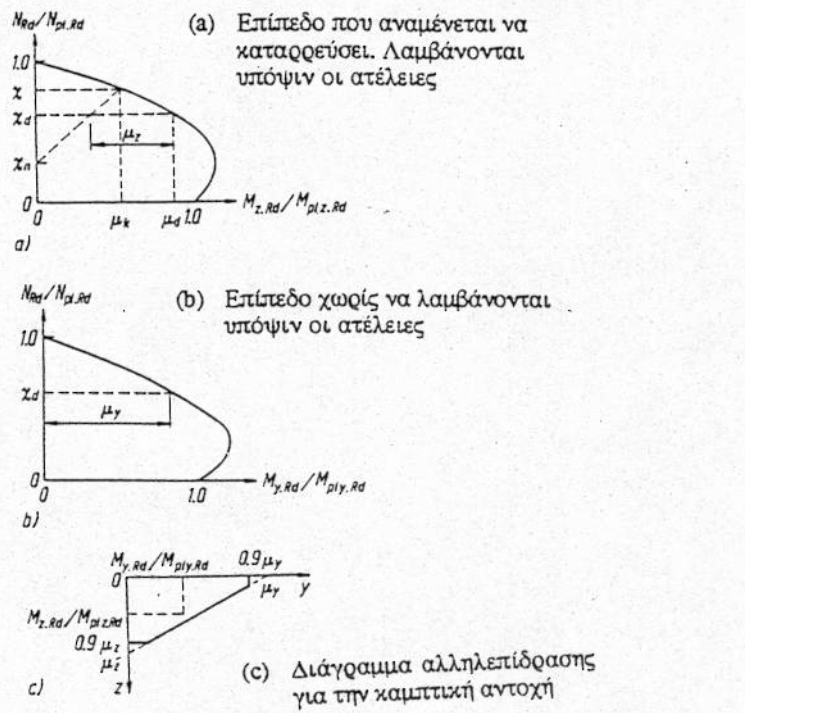
Σχήμα 4.12: Καμπύλη αλληλεπίδρασης για θλίψη και μονοαξονική κάμψη



Σχήμα 4.13: Κατανομές τάσεων που αντιστοιχούν στην καμπύλη αλληλεπίδρασης του Σχ. 4.12



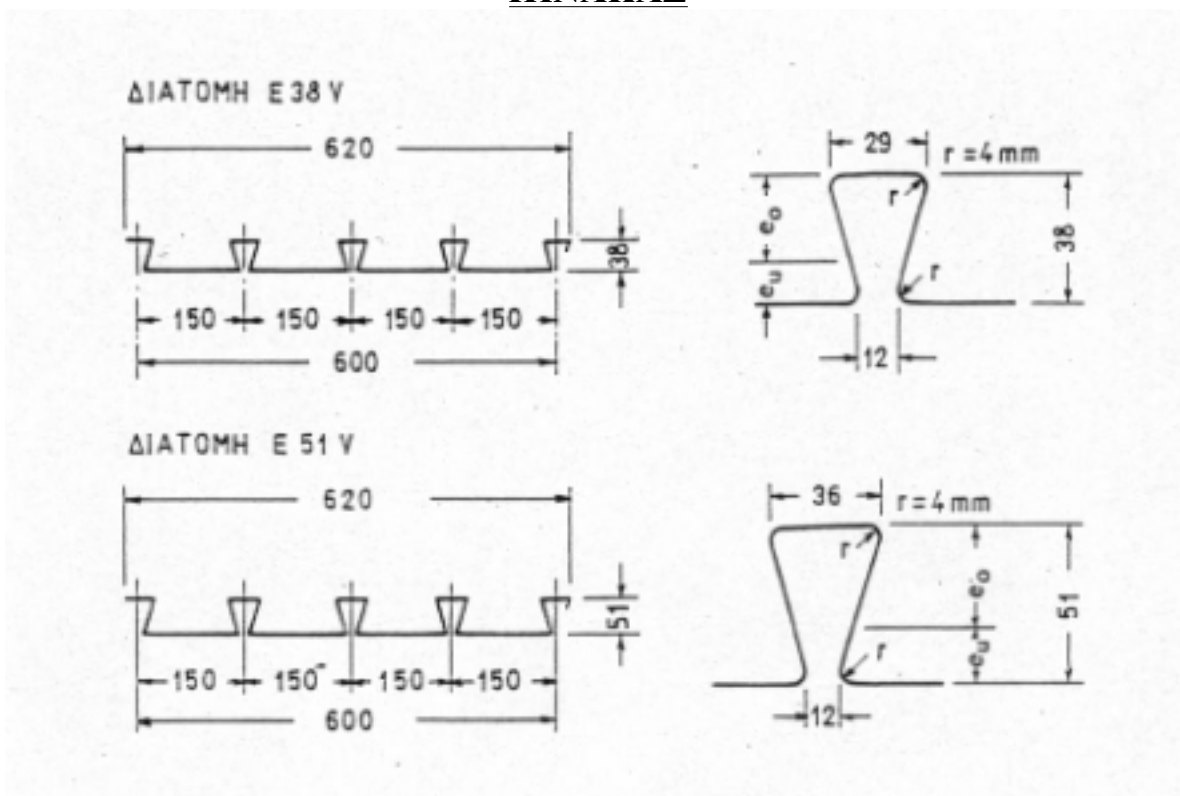
Σχήμα 4.14: Διαδικασία Σχεδιασμού για θλίψη και μονοαξονική κάμψη



Σχήμα 4.16: Σχεδιασμός για θλίψη και διαξονική κάμψη

## **ΠΙΝΑΚΕΣ**

## ΠΙΝΑΚΑΣ



Διατομή	$t_N$ mm	$t_K$ mm	$g$ kN/m <sup>2</sup>	$F$ cm <sup>2</sup> /m	$J_{eff}$ cm <sup>4</sup> /m	$i$ cm	$e_o$ cm	$e_u$ cm
E 38 V	0.75	0.71	0.101	11.40	23.50	1.45	2.722	1.078
	0.88	0.84	0.119	13.33	27.84	1.45	2.722	1.078
	1.00	0.96	0.135	15.23	31.82	1.45	2.722	1.078
E 51 V	0.75	0.71	0.114	13.20	52.60	2.00	3.455	1.645
	0.88	0.84	0.135	15.60	62.19	2.00	3.455	1.645
	1.00	0.96	0.153	17.85	71.07	2.00	3.455	1.645

$t_N$ =Ονομαστικό Πάχος

$t_K$ =Πραγματικό Πάχος

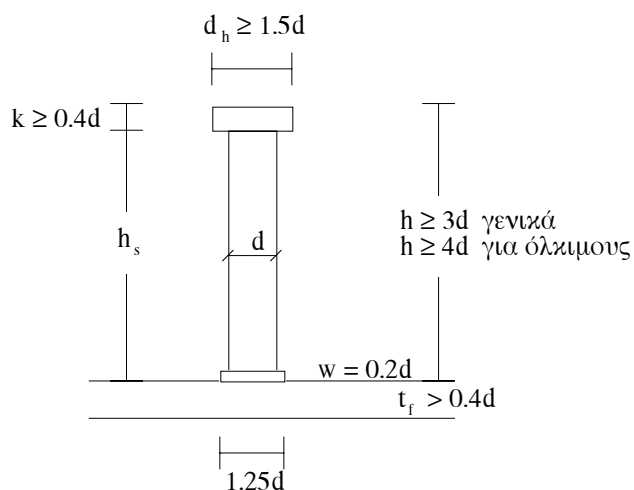
## ΠΙΝΑΚΑΣ

### ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΗΛΟΥ

Τύπος	d [mm]	h [mm]	k [mm]	h <sub>s</sub> [mm]	d <sub>h</sub> [mm]
10 (3/8")	9.52	50 * 75 * 100 * 125 150 175	7.1	42.9 67.9 92.9 117.9 142.9 167.9	19.05
13 (1/2")	12.7	50 * 75 * 100 * 125 150 175	8.0	42 67 92 117 142 167	25.40
16 (5/8")	15.87	50 75 100 * 125 * 150 * 175	8.0	42 67 92 117 142 167	31.75
19 (3/4")	19.05	60 80 100 125 150 175	10.0	50 70 90 115 140 165	31.75
22 # (7/8")	22.2	75 90 100 125 150 175	10.0	65 80 90 115 140 165	34.90

\*Υπάρχουν και ανοξείδωτοι

# Υπάρχουν και με h =200, 250, 300, 350, 525 mm.



## ΠΙΝΑΚΑΣ

Συντελεστής Μείωσης  $\chi$

$\bar{\lambda}$	Συντελεστής Μείωσης $\chi$		
	a	b	c
0.2	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491
0.4	0.9528	0.9261	0.8973
0.5	0.9243	0.8842	0.8430
0.6	0.8900	0.8371	0.7854
0.7	0.8477	0.7837	0.7247
0.8	0.7957	0.7245	0.6622
0.9	0.7339	0.6612	0.5998
1.0	0.6656	0.5970	0.5399
1.1	0.5960	0.5352	0.4842
1.2	0.5300	0.4781	0.4338
1.3	0.4703	0.4269	0.3888
1.4	0.4179	0.3817	0.3492
1.5	0.3724	0.3422	0.3145
1.6	0.3332	0.3079	0.2842
1.7	0.2994	0.2781	0.2577
1.8	0.2702	0.2521	0.2345
1.9	0.2449	0.2294	0.2141
2.0	0.2229	0.2095	0.1962
2.1	0.2036	0.1920	0.1803
2.2	0.1867	0.1765	0.1662
2.3	0.1717	0.1628	0.1537
2.4	0.1585	0.1506	0.1425
2.5	0.1467	0.1397	0.1325
2.6	0.1362	0.1299	0.1234
2.7	0.1267	0.1211	0.1153
2.8	0.1182	0.1132	0.1079
2.9	0.1105	0.1060	0.1012
3.0	0.1036	0.0994	0.0951

a = Γεμισμένες με σκυρόδεμα κοιλοδοκοί

b = Χαλύβδινες διατομές μέσα σε σκυρόδεμα  
Ισχυρός άξονας της χαλύβδινης διατομής

c = Χαλύβδινες διατομές μέσα σε σκυρόδεμα  
Ασθενής άξονας της χαλύβδινης διατομής

# **ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ**

## 1η ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗ

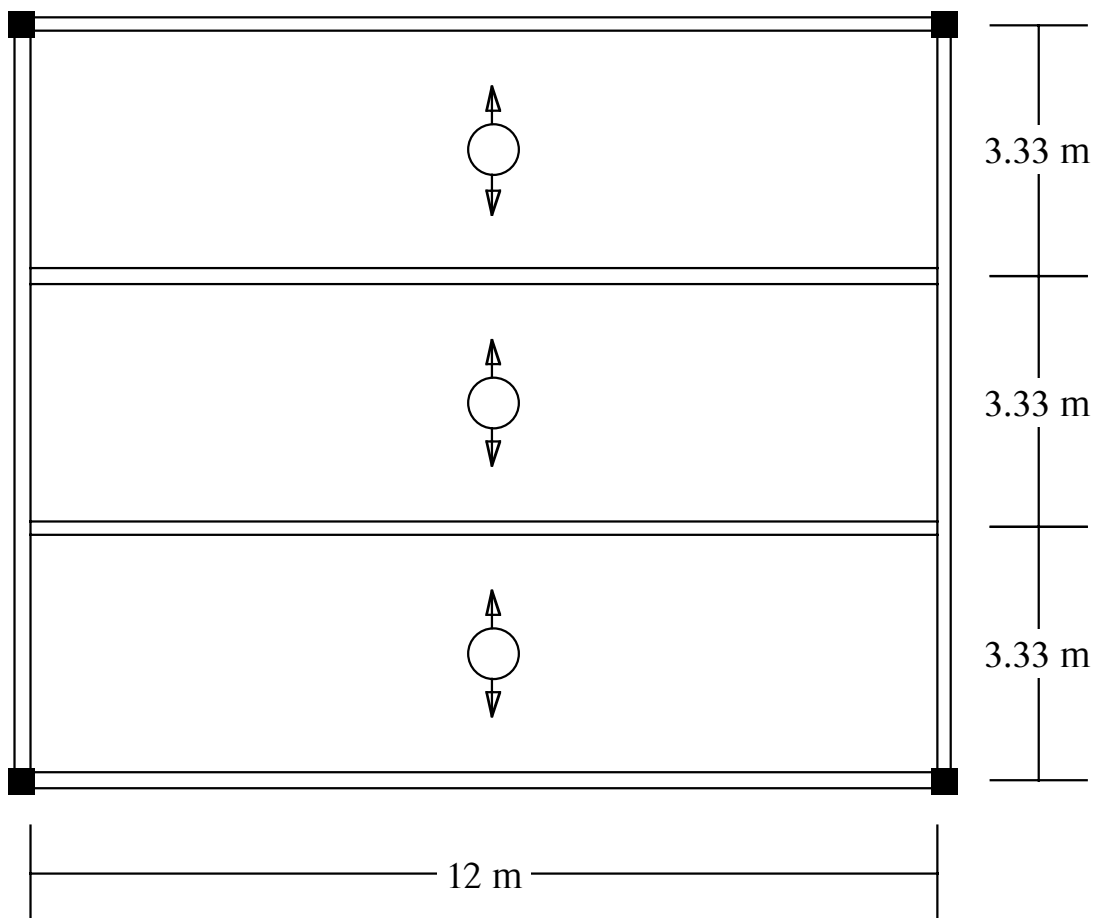
Σε κτίριο υπάρχει συνεργασία της πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα με τις χαλύβδινες διαδοκίδες και δοκούς. Ζητείται ο έλεγχος μιας εσωτερικής διαδοκίδας. Οι δοκοί υποστηρίζονται πλήρως κατά τη φάση κατασκευής. Να εξεταστεί η δυνατότητα τόσο της πλήρους όσο και της μερικής σύνδεσης.

Δίνονται:

Πάχος πλάκας 12.0 cm, άνοιγμα διαδοκίδων 12.0 m, απόσταση διαδοκίδων 3.33 m, διατομή διαδοκίδων IPE 450, Σύνδεσμοι διάτμησης  $\varnothing 19$ .

Φορτία: Δάπεδο +Τοιχοποιϊες = 2.0 kN/m<sup>2</sup>, Κινητό = 2.0 kN/m<sup>2</sup>

Υλικά: C 25/30, Fe 360



### • ΥΛΙΚΑ

Σκυρόδεμα: C 25/30

$$f_{ck} = 25.0 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 30.5 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cs} = 325 \times 10^{-6}$$

Δομικός Χάλυβας: Fe 360

$$f_y = 235.0 \text{ N/mm}^2 \quad (t \leq 40 \text{ mm})$$

$$E_a = 210.0 \text{ kN/mm}^2$$

Οπλισμοί: S 420

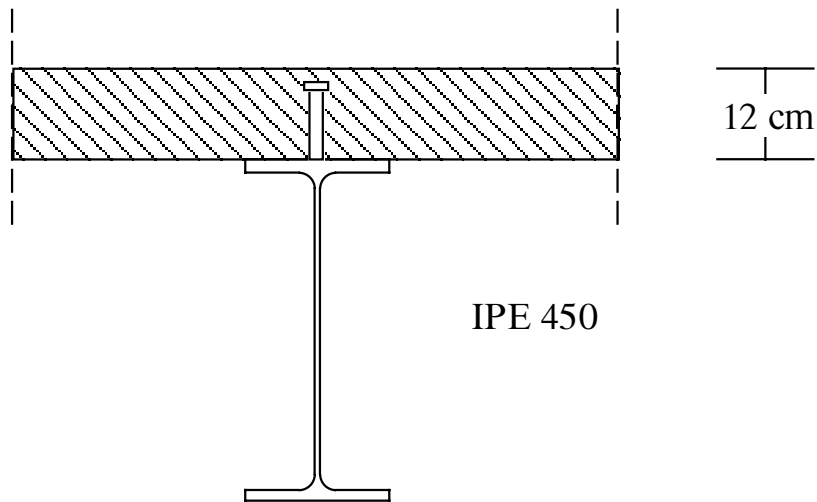
$$f_{sk} = 420.0 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210.0 \text{ kN/mm}^2$$

Σύνδεσμοι Διάτμησης:

$$f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$$





- ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

= Δράσεων

Μονίμων →  $\gamma_G = 1.35$

Μεταβλητών →  $\gamma_Q = 1.50$

= Υλικών

- Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Δομικού Χάλυβα →  $\gamma_a = 1.10$

Σκυροδέματος →  $\gamma_c = 1.50$

Χάλυβα Οπλισμών →  $\gamma_s = 1.15$

Συνδέσμων Διάτμησης →  $\gamma_v = 1.25$

- Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας →  $\gamma_M = 1.00$

- ΦΟΡΤΙΑ ΠΛΑΚΩΝ

I. Βάρος →  $0.12 \times 25 = 3.0 \text{ kN/m}^2$

- ΦΟΡΤΙΑ ΔΟΚΩΝ

Πλάκες →  $3.0 \times 3.33 = 10.0 \text{ kN/m}$

I. Βάρος IPE 450 →  $0.8 \text{ kN/m}$

Δάπεδο+Τοιχοπ. →  $2.0 \times 3.33 = 6.66 \text{ kN/m}$

Κινητό →  $2.0 \times 3.33 = 6.66 \text{ kN/m}$

- ΦΟΡΤΙΟ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

$q_k = 1.35 \times (10.0 + 0.8 + 6.66) + 1.5 \times 6.66 = 33.56 \text{ kN/m}$

$M_{Sd} = 33.56 \times 12^2 / 8 = 604.0 \text{ kNm}$        $V_{Sd} = 33.56 \times 12 / 2 = 201.4 \text{ kN}$

• ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

= Γεωμετρικά Στοιχεία:

$$b_{eff} = 2 L_0 / 8 = 2 \times 1200 / 8 = 300.0 \text{ cm} < 333.0$$

IPE 450

$h_a = 450.0 \text{ mm}$	$A_a = 9880.0 \text{ mm}^2$
$b = 190.0 \text{ mm}$	$J_{a,y} = 33740 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$
$d = 378.0 \text{ mm}$	$W_{el,y} = 1500 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$t_f = 14.6 \text{ mm}$	$W_{pl,y} = 1702 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
$t_w = 9.4 \text{ mm}$	$i_y = 185.0 \text{ mm}$
$r = 21.0 \text{ mm}$	$i_z = 41.2 \text{ mm}$

= Κατάταξη Διατομής

Σύμφωνα με τον EC4, το θλιβόμενο άνω πέλμα είναι στην Κατηγορία 1, επειδή συνεργάζεται με το σκυρόδεμα μέσω των συνδέσμων διάτμησης.

= Πλαστικός Ουδέτερος Αξονας Διατομής

Σκυρόδεμα:  $F_c = 0.85 f_{ck} b_{eff} h_c / \gamma_c \rightarrow$

$$F_c = 0.85 \times 25 \times 3000 \times 120 \times 10^{-3} / 1.5 = 5100.0 \text{ kN}$$

Χάλυβας:  $F_a = A_a f_y / \gamma_a = 9880 \times 235 \times 10^{-3} / 1.1 = 2111.0 \text{ kN} < 5100.0$

$F_c > F_a \rightarrow$  Ο Πλαστικός Ουδέτερος Αξονας μέσα στην πλάκα και επομένως:

$$z_c = F_a / (0.85 f_{ck} b_{eff} / \gamma_c) \rightarrow$$

$$z_c = 2111 \times 1.5 / (0.85 \times 25 \times 3000 \times 10^{-3}) = 49.7 \text{ mm} \leq h_c = 120.0 \text{ mm}$$

= Πλαστική Αντοχή σε Ροπή της Σύμμικτης Διατομής

$$M_{pl,Rd} = F_a (h_a / 2 + h_c + h_p - z_c / 2) \rightarrow$$

$$M_{pl,Rd} = 2111 \times \left( \frac{450}{2} + 120 - \frac{49.7}{2} \right) \times 10^{-3} = 675.75 \text{ kNm} > 604.0 = M_{Sd}$$

= Πλαστική Αντοχή σε Διάτμηση της Σύμμικτης Διατομής

$$A_v = 1.04 h_a t_w = 1.04 \times 450 \times 9.4 = 4399.2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_a \rightarrow$$

$$V_{pl,Rd} = 4399.2 \times 235 \times 10^{-3} / (1.1 \times \sqrt{3}) = 542.6 \text{ kN} > 201.4 = V_{Sd}$$

= Κύρτωση

$$d / t_w = 378.0 / 9.4 = 40.2 < 69 \quad \varepsilon = 69$$

- = Σύνδεσμοι Διάτμησης
- Διαμήκης Διατμητική Δύναμη
- \* Πλήρης Διατμητική Σύνδεση

$$V_I = F_{cf} \quad \text{όπου} \quad \min \left\{ \begin{array}{l} F_{cf} = A_a f_y / \gamma_a \\ F_{cf} = 0.85 f_{ck} b_{eff} h_c / \gamma_c \end{array} \right. \rightarrow$$

$$F_{cf} = 9880 \times 235 \times 10^{-3} / 1.1 = 2111.0 \text{ kN και}$$

$$F_{cf} = 0.85 \times 3000 \times 120 \times 25 \times 10^{-3} / 1.5 = 5100.0 \text{ kN} > 2111.0$$

- Αντοχή Σχεδιασμού Συνδέσμων Ηλου Κεφαλής ( $d = 19 \text{ mm} / h = 100 \text{ mm}$ )

$$\min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd} = 0.8 f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \\ P_{Rd} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v \end{array} \right. \rightarrow$$

$$P_{Rd} = 0.8 \times 450 \times (\pi \times 19^2 / 4) \times 10^{-3} / 1.25 = 81.7 \text{ kN και}$$

$$P_{Rd} = 0.29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{(25 \times 30500)} \times 10^{-3} / 1.25 = 73.1 \text{ kN} < 81.7$$

$$(h / d = 100 / 19 = 5.26 \rightarrow \alpha = 1)$$

$$\text{πρέπει } t_f > 0.4d \text{ που ισχύει: } 14.6 > 0.4 \times 19 = 7.6$$

- Αριθμός Συνδέσμων

$$N_f = 2 F_{cf} / P_{Rd} = 2 \times 2111 / 73.1 = 57.76 \text{ σύνδεσμοι σε όλο το μήκος}$$

τίθενται  $2 \times 29 = 58$  σύνδεσμοι (με  $d = 19$ ) σε όλο το μήκος.

- Κατανομή Συνδέσμων

Προϋποθέσεις ισοκατανομής:

✓ όλες οι κρίσιμες διατομές του ανοίγματος να είναι στην κατηγορία 1 ή 2 που ισχύει

$$\checkmark M_{pl,Rd} / M_{apl,Rd} \leq 2.5 \rightarrow$$

$$M_{apl,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_a = 1702 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-3} / 1.1 = 363.6 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} / M_{apl,Rd} = 675.75 / 363.6 = 1.86 < 2.5 \rightarrow \text{ισχύει.}$$

Εξάλλου θα πρέπει:

$$\checkmark h \geq 2 d \text{ και } h_c - h \geq 20 \text{ mm (μετά τη συγκόλληση):}$$

$$95 > 2 \times 19 = 38 \text{ και } 120 - 95 = 25 \text{ mm.}$$

✓ Κατά μήκος απόσταση μεταξύ:  $5 d \leq s_l \leq 6 h_c$  και  $s_l \leq 800 \text{ mm}$   
 $s_l = (12000 - 40) / 57 = 210 \text{ mm} > 5 d = 95 \text{ mm}$   
 $< 6h_c = 720 \text{ mm}$  και  $< 800 \text{ mm}$ .

\* Μερική Διατμητική Σύνδεση

Προϋποθέσεις μερικής διατμητικής σύνδεσης:

✓ όλες οι κρίσιμες διατομές του ανοίγματος να είναι στην κατηγορία 1 ή 2 που ισχύει

✓  $h \geq 4 d$  (όλκιμοι σύνδεσμοι)  $\rightarrow 95 \geq 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$  που ισχύει.

Ελάχιστος βαθμός σύνδεσης:  $N / N_f \geq 0.25 + 0.03 L = 0.61$

Η δύναμη που μεταφέρουν οι σύνδεσμοι διάτμησης είναι:

$$F_c = \frac{M_{Sd} - M_{apl,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{apl,Rd}} F_{cf} = \frac{604.0 - 363.6}{675.75 - 363.6} \times 2111.0 = 1625.8 \text{ kN}$$

$N = 2 F_c / P_{Rd} = 2 \times 1625.8 / 73.1 = 44.5$  σύνδεσμοι σε όλο το μήκος  
 τίθενται  $2 \times 23 = 46$  σύνδεσμοι (με  $d = 19$ ) σε όλο το μήκος, οπότε  
 $N / N_f = 46 / 58 = 0.79 > 0.61$

Πραγματική Ροπή Αντοχής Σχεδιασμού:

$$M_{pl,Rd}^{(red)} = M_{apl,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{apl,Rd}) \frac{N}{N_f}$$

$$M_{pl,Rd}^{(red)} = 363.6 + (675.75 - 363.6) \times 0.79 = 610.2 \text{ kNm} > 604.0$$

*Δες και τον Ελεγχο σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας για τον τελικό αριθμό και αποστάσεις των συνδέσμων.*

= Εγκάρσιος Οπλισμός

- Ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός πλακός:

$$A_e \geq 0.002 A_c = 0.002 \times 120 \times 1000 = 240 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \varnothing 8 / 20 \text{ άνω και κάτω.}$$

- Διαμήκης Διάτμηση Σχεδιασμού

$$V_{Sd} = 73.1 \times 1000 / 210 = 348.1 \text{ kN/m}$$

- Αντοχή Σχεδιασμού σε Διαμήκη Διάτμηση

$$\min \begin{cases} V_{Rd} = 2.5 A_{cv} \eta \tau_{Rd} + A_e f_{sk} / \gamma_s + v_{pd} \\ V_{Rd} = 0.2 A_{cv} \eta f_{ck} / \gamma_c + v_{pd} / \sqrt{3} \end{cases} \rightarrow$$

α. Κάθετα στην πλάκα ( a-a):

όπου:  $\tau_{Rd} = 0.3$  (Πίνακας 6.7),  $\eta = 1$ ,  $V_{pd} = 0$ ,  $A_e = 2 \times 251 \text{ mm}^2/\text{m}$  και  $A_{cv} = 120 \times 1000 = 120 \times 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$

$$V_{Rd} = (2.5 \times 120 \times 10^3 \times 1 \times 0.3 + 2 \times 251 \times 420 / 1.15) \times 10^{-3} = 273.6 \text{ kN/m και}$$

$$V_{Rd} = (0.2 \times 120 \times 10^3 \times 1 \times 25 / 1.5) \times 10^{-3} = 400.0 \text{ kN/m} > 273.6$$

$$\text{Για κάθε επίπεδο a-a: } V_{Sd} / 2 = 348.1 / 2 = 174.05 < 273.6 \text{ kN/m}$$

β. Κατά το Περίγραμμα των Συνδέσμων (b-b):

$$A_{cv} = (2 \times 95 + 32) \times 1000 = 222 \times 10^3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$V_{Rd} = (2.5 \times 222 \times 10^3 \times 1 \times 0.3 + 2 \times 251 \times 420 / 1.15) \times 10^{-3} = 349.84 \text{ kN/m και}$$

$$V_{Rd} = (0.2 \times 222 \times 10^3 \times 1 \times 25 / 1.5) \times 10^{-3} = 740.0 \text{ kN/m} > 349.84$$

$$V_{Sd} = 348.1 < 349.84 \text{ kN/m}$$

#### • ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

\* Πλήρης Διατμητική Σύνδεση

= Μακρόχρονα Φορτία

$$n = E_a / (E_{cm} / 3) = 210 / (30.5 / 3) = 20.65$$

$$A_b / n = 3000 \times 120 / 20.65 = 17433.4 \text{ mm}^2$$

$$J_b / n = 3000 \times 120^3 / (12 \times 20.65) = 20920097.0 \text{ mm}^4$$

$$e_0 = (17433.4 \times 60 + 9880 \times 345) / (17433.4 + 9880) = 163.1 \text{ mm}$$

$$J_{i,1} = 20920097 + 33740 \times 10^4 + 17433.4 \times 103.1^2 + 9880 \times 181.9^2 = 87053.6 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$q = 10.0 + 0.8 + 6.66 = 17.46 \text{ kN/m}$$

$$\delta_1 = 5 \times 17.46 \times 10^{-3} \times 12000^4 / (384 \times 210 \times 87053.6 \times 10^4) = 25.78 \text{ mm}$$

= Βραχύχρονα Φορτία

$$n = E_a / E_{cm} = 210 / 30.5 = 6.89$$

$$A_b / n = 3000 \times 120 / 6.89 = 52249.6 \text{ mm}^2$$

$$J_b / n = 3000 \times 120^3 / (12 \times 6.89) = 6270.0 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$e_0 = (52249.6 \times 60 + 9880 \times 345) / (52249.6 + 9880) = 105.32 \text{ mm}$$

$$J_{i,2} = 6270 \times 10^4 + 33740 \times 10^4 + 52249.6 \times 45.32^2 + 9880 \times 239.68^2 \\ = 107498.7 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$q = 6.66 \text{ kN/m}$$

$$\delta_2 = 5 \times 6.66 \times 10^{-3} \times 12000^4 / (384 \times 210 \times 10^7 \times 498.7 \times 10^4)$$

$$= 7.97 \text{ mm} < L / 350 = 34.30 = \delta_{2\max}$$

= Βύθιση Λόγω Συστολής

$$\epsilon_{cs} = 325 \times 10^{-6} < 400 \times 10^{-6} \quad L / h_{o\lambda} = 12000 / 570 = 21.05 > 20 \rightarrow$$

Κανονικά δεν χρειάζεται έλεγχος της βύθισης λόγω Συστολής:

$$N_s = \epsilon_{cs} A_c E_{cm} / 3 = 325 \times 10^{-6} \times 3333 \times 120 \times 30.5 / 3 = 1321.5 \text{ kN}$$

$$M_s = 1321.5 \times 103.1 = 136.25 \text{ kNm}$$

$$\delta_s = M_s L^2 / 8 E_a J_{i,1} \rightarrow$$

$$\delta_s = 136.25 \times 10^3 \times 12000^2 / (8 \times 210 \times 87053.6 \times 10^4) = 13.42 \text{ mm}$$

$$\delta_{O\Lambda} = 25.78 + 7.97 + 13.42 = 47.17 \text{ mm} < L / 250 = 48.0 = \delta_{\max}$$

\* Μερική Διατμητική Σύνδεση

= Επίδραση της Μερικής Σύνδεσης στο Βέλος:

$$\# \text{ 1η περίπτωση: Με Συστολή} \rightarrow q_a = 10.0 + 0.8 + 6.66 + 6.66 = 24.12 \text{ kN/m}$$

$$\delta_a = 5 \times 24.12 \times 10^{-3} \times 12000^4 / (384 \times 210 \times 33740 \times 10^4) = 91.91 \text{ mm}$$

$$\delta_c = 25.78 + 7.97 = 33.75 \text{ mm}$$

$$\text{Για } \delta = 48 - 13.42 = 34.58 \text{ mm, από την } \frac{\delta}{\delta_c} = 1 + C \left[ 1 - \frac{N}{N_f} \right] \left[ \frac{\delta_a}{\delta_c} - 1 \right]$$

προκύπτει (C = 0.5):  $N / N_f \geq 0.971 \rightarrow N \geq 56.3 \rightarrow N = 58 = N_f$ . Δεν είναι εφικτή επομένως η μερική σύνδεση.

$$\# \text{ 2η περίπτωση: Χωρίς Συστολή} \rightarrow q_a = 10.0 + 0.8 + 6.66 + 6.66 = 24.12 \text{ kN/m}$$

$$\delta_a = 5 \times 24.12 \times 10^{-3} \times 12000^4 / (384 \times 210 \times 33740 \times 10^4) = 91.91 \text{ mm}$$

$$\delta_c = 25.78 + 7.97 = 33.75 \text{ mm}$$

$$\text{Για } \delta = 48 \text{ mm, από την } \frac{\delta}{\delta_c} = 1 + C \left[ 1 - \frac{N}{N_f} \right] \left[ \frac{\delta_a}{\delta_c} - 1 \right]$$

προκύπτει (C = 0.5):  $N / N_f \geq 0.51 \rightarrow N \geq 30 < 46$  που έχει ήδη υπολογιστεί.

Τίθενται επομένως 2X23 = 46 σύνδεσμοι (με d = 19) σε όλο το μήκος.

Κατά μήκος απόσταση μεταξύ των συνδέσμων:

$$s_l = (12000 - 40) / 45 \approx 266 \text{ mm} > 5 d = 95 \text{ mm}$$

$$< 6h_c = 720 \text{ mm και } < 800 \text{ mm.}$$



$$N_{pl,Rd} = 2513.4 \text{ kN}$$

- Ελαστική Καμπτική Ακαμψία της Διατομής

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s \rightarrow$$

$$(EI)_e^y = 210 \times 3690 \times 10^4 + 0.8 \times \frac{30.5}{1.35} \left[ \frac{300^4}{12} - 3690 \times 10^4 \right] + \\ + 210 \times 2 \times 226.2 \times 115^2 = 2.054 \times 10^{10}$$

$$(EI)_e^z = 210 \times 1340 \times 10^4 + 0.8 \times \frac{30.5}{1.35} \left[ \frac{300^4}{12} - 1340 \times 10^4 \right] + \\ + 210 \times 2 \times 226.2 \times 115^2 = 1.603 \times 10^{10}$$

- Ανηγγόμενη Λυγηρότητα

$$N_{pl,R} = \left[ 5380 \times 235 + 0.85 \times (300^2 - 5380) \times 25 + 452.4 \times 420 \right] \times 10^{-3} \\ = 3252.5 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \pi^2 (EI)_e / L^2 \rightarrow$$

$$N_{cr}^y = \frac{\pi^2 \times 2.054 \times 10^{10}}{4000^2} = 12670.0 \text{ kN}$$

$$N_{cr}^z = \frac{\pi^2 \times 1.603 \times 10^{10}}{4000^2} = 9888.0 \text{ kN}$$

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}}$  Αν  $\bar{\lambda} < 0.8$  δεν λαμβάνεται υπόψιν η μεταβολή της συμπεριφοράς του σκυροδέματος συναρτήσει του χρόνου (επίδραση του ερπυσμού και της συστολής):

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{3252.5}{12670}} = 0.508 < 0.8, \quad \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{3252.5}{9888}} = 0.574 < 0.8$$

#### • ΑΠΛΟΥΣΤΕΥΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

= Έλεγχος αν η διατομή είναι μέσα στα όρια εφαρμογής της μεθόδου

- Η διατομή είναι συμμετρική κατά τους δύο άξονες και ομοιόμορφη σε όλο το μήκος του στύλου.
- Το ποσοστό συμμετοχής του χάλυβα  $\delta$  θα πρέπει να είναι:



$$0.2 \leq \delta \leq 0.9 \rightarrow \delta = \frac{A_a f_y / \gamma_a}{N_{pl,Rd}} = \frac{5380 \times 235}{1.1 \times 2513.4} \times 10^{-3} = 0.457$$

- Πρέπει  $\max \bar{\lambda} \leq 2.0 \rightarrow \max \bar{\lambda} = 0.574 < 2.0$
- Όρια του πάχους της επικάλυψης από σκυρόδεμα που επιτρέπεται να χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς:  
 Διεύθυνση y-y:  $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0.4 b \rightarrow 40 \text{ mm} < 50 < 0.4 b = 80 \text{ mm}$   
 Διεύθυνση z-z:  $40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0.3 h$  και  $b / 6 \leq c_z \rightarrow$   
 $40 \text{ mm} < 55 < 0.3 h = 57$  και  $33.33 < 55$
- Εμβαδόν του διαμήκους οπλισμού που επιτρέπεται να χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς ( $4 \text{ } \varnothing 12 \rightarrow A_s = 452.4 \text{ mm}^2$ ):  
 $0.3\% \leq A_s / A_c \leq 4.0\% \rightarrow$   
 min οπλισμός  $A_s = 0.003 (300^2 - 5380) = 254.0 \text{ mm}^2 < 452.4$   
 max οπλισμός  $A_s = 0.04 (300^2 - 5380) = 3385.0 \text{ mm}^2 > 452.4$

Επομένως η διατομή είναι μέσα στα όρια εφαρμογής της Απλουστευμένης Μεθόδου.

- = Αντοχή του Στύλου σε Αξονική Θλίψη  
 Θα πρέπει και κατά τους δύο άξονες  $N_{sd} \leq \chi N_{pl,Rd} \rightarrow$   
 Συντ. Ατελειών:  $\alpha = 0.49$ ,  $\varphi = 0.756 \rightarrow$  Συν. Μείωσης  $\chi = 0.8$   
 (ή από τον πίνακα των σημειώσεων (στήλη c) με γραμμική παρεμβολή):  
 $322.0 < 0.8 \times 2513.4 = 2010.7$

- = Αντοχή της Διατομής σε Θλίψη με Μονοαξονική Κάμψη
- Αντοχή σε θλίψη της διατομής του σκυροδέματος μόνο:

$$N_{pm,Rd} = \frac{A_c \alpha f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{(300^2 - 5380) \times 0.85 \times 25}{1.5} \times 10^{-3} = 1198.8 \text{ kN}$$

- Πλαστική Αντοχή σε Κάμψη  
 Πλαστική Ροπή Αντίστασης Χάλυβα Οπλισμών:

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} |e_i| = 4 \times \frac{\pi 12^2}{4} \times 115 = 52.02 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad A_s = 452.4 \text{ mm}^2$$

Πλαστική Ροπή Αντίστασης Δομικού Χάλυβα:  $W_{pa} = 429 \times 10^3 \text{ mm}^3$

Πλαστική Ροπή Αντίστασης Τμήματος Σκυροδέματος:

$$W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} = \frac{300^3}{4} - 429 \times 10^3 - 52.02 \times 10^3 = 6269 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Προσδιορισμός Θέσης Ουδέτερου Αξονα:

Ουδέτερος άξονας στο πέλμα ( $h/2 - t_f \leq h_n \leq h/2$ )

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd}) + (b - t_w) (h - 2 t_f) (2 f_{yd} - f_{cd})}{2 b_c f_{cd} + 2 b (2 f_{yd} - f_{cd})}$$

Δεν υπάρχουν οπλισμοί μέσα στην περιοχή  $2 h_n \rightarrow$

$$h_n = \frac{1198800 + (200 - 6.5) \times (190 - 2 \times 10) \times (2 \times 213.64 - 14.17)}{2 \times 300 \times 14.17 + 2 \times 200 \times (2 \times 213.64 - 14.17)} = 85.11 \text{ mm}$$

$$h/2 - t_f = 85.0 \text{ mm} \quad h/2 = 95.0 \text{ mm}$$

$$W_{pan} = b h_n^2 - \frac{(b - t_w) (h - 2 t_f)^2}{4} \rightarrow$$

$$W_{pan} = 200 \times 85.11^2 - \frac{(200 - 6.5) \times (190 - 2 \times 10)^2}{4} = 50809.0 \text{ mm}^3$$

$$W_{pcn} = b_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn} = 300 \times 85.11^2 - 50809 = 2122304.6 \text{ mm}^3$$

( $W_{psn} = 0$ )

$$f_{yd} = f_y / 1.1 = 235 / 1.1 = 213.64 \quad f_{cd} = \alpha f_{ck} / 1.5 = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.17$$

$$f_{sd} = f_{sk} / 1.15 = 420 / 1.15 = 365.2$$

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} (W_{pa} - W_{pan}) + 0.5 f_{cd} (W_{pc} - W_{pcn}) + f_{sd} (W_{ps} - W_{psn})$$

$$M_{pl,Rd} = 213.64 \times (429000 - 50809) + 0.5 \times 14.17 \times (6269000 - 2122304.6) + 365.2 \times 52020 = 129.17 \text{ kNm}$$

= Αντοχή του Στύλου σε Θλίψη με Μονοαξονική Κάμψη

Συντελεστής Μείωσης  $\chi = 0.8$

$$\chi_d = N_{sd} / N_{pl,Rd} = 322.0 / 2513.4 = 0.128 \text{ και αντίστοιχα}$$

$$\chi_{pm} = N_{pm,Rd} / N_{pl,Rd} = 1198.8 / 2513.4 = 0.477 > 0.128 \rightarrow$$

$$\mu = 1 - \frac{(1 - \chi) \chi_d}{(1 - \chi_{pm}) \chi} = 1 - \frac{(1-0.8) \times 0.128}{(1 - 0.477) \times 0.8} = 0.939$$

$M_{max,Rd} = 0.9 \mu M_{pl,Rd} = 0.9 \times 0.939 \times 129.17 = 109.0 \text{ kNm} > 19.17 = M_{Sd}$   
 επομένως ο στύλος επαρκεί.

