



ΤΟ ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΓΙΑ ΤΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΙΣ

“Προσεγγιστικές Μέθοδοι”

καθ. Στέφανος Η. Δρίτσος

Πάτρα, Οκτώβριος 2015

ΙΑΠΩΝΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Ιαπωνικές Οδηγίες Αποτίμησης

- Τρία επίπεδα ελέγχου

Κόστος/μ<sup>2</sup> : 2€ / 5€ / 10 €  
x 1.4 όταν δεν υπάρχουν σχέδια

- Ελέγχεται ανά διεύθυνση  $V_{sd,ελ.}^{op.}$  ?  $V_{Rd}^{op.}$

- Εκτίμηση  $V_{sd}^B = \alpha_{\pi\rho} \Phi_d W$

Επίπεδο 1 →  $\alpha_{\pi\rho} = 4/3$

Επίπεδο 2 →  $\alpha_{\pi\rho} = 1,0$

Επίπεδο 3 →  $\alpha_{\pi\rho} = 1.5(n_{st} + 1)/(2n_{st} + 1)$

$\Phi_d^{5\%} = 2.5$  (επιτ.εδάφους)

- Εκτίμηση Τέμνουσας Αντοχής Ορόφου  $V_{Rd}$

1° Επίπεδο

$$V_R = \sum V_{R,κοντων} + \alpha_w \sum V_{R,τοιχ.} + \alpha_c \sum V_{R,υποστ.}$$

$\alpha_w$  = ποσοστό αντοχής τοιχωμάτων όταν αστοχούν τα “κοντά” υποστυλώματα

$\alpha_c$  = ομοίως για υποστυλώματα

“κοντά” υποστυλώματα:

όταν  $L_s = \frac{M}{V} < 1$  ή  $\frac{L_{καθ}}{h} < 2$

Αν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$$V_R = \Sigma V_{R, \text{κοντ.}} + 0.7 \Sigma V_{R, \text{τοιχ.}} + 0.5 \Sigma V_{R, \text{υποστ.}}$$

$$q = 0.8$$

Αν δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$$V_R = \Sigma V_{R, \text{τοιχ.}} + 0.7 \Sigma V_{R, \text{υποστ.}}$$

$$q = 1.0$$

Αν δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα και τοιχώματα

$$V_R = \Sigma V_{R, \text{υποστ.}}$$

$$q = 1.0$$

▪ Εκτίμηση  $V_{Ri}$  Κατακόρυφων Στοιχείων

$$V_{Ri} = \tau_{Ri} A_c$$

$$\tau_{Ri, \text{κοντ.}} = 0.075 f_c$$

$$\tau_{Ri, \text{υποστ.}} = \begin{cases} 0.035 f_c & \text{για } L_{\text{καθ.}}/h \text{ μεταξύ 2 και 6} \\ 0.05 f_c & \text{για } L_{\text{καθ.}}/h > 6 \end{cases}$$

$$\tau_{Ri, \text{τοιχ.}} = \begin{cases} 0.05 f_c & \text{Αν δεν υπάρχουν "κρυφά" υποστυλώματα} \\ 0.1 f_c & \text{Αν υπάρχει ένα "κρυφό" υποστυλωμα} \\ 0.15 f_c & \text{Αν υπάρχουν 2 "κρυφά" υποστυλώματα} \end{cases}$$

**2<sup>ο</sup> Επίπεδο**

Μετά από Έλεγχο τύπου αστοχίας (κάμψη ή διάτμηση; ) των κατακόρυφων μελών

- Υπολογισμός  $V_{Ri}$  σε κάθε κατακόρυφο μέλος

Υποστώλιωμα  $V_{Mu} = \frac{M_R^{\alpha} + M_R^{\kappa}}{L_{\text{καθ.}}} \quad \left( = \frac{M_R}{L_s} \text{ όπου } L_s \cong \frac{L_{\text{καθ.}}}{2} \right)$

Τοίχωμα  $V_{Mu} = \frac{M_{R, \text{βάση ορόφου}}}{L_s} \quad L_s = 1/2 L \text{ βάση ορόφου-κορυφή κτιρίου}$

$$V_{Ri} = \min(V_{u,i}, V_{Mu,i})$$

- Εκτίμηση q μέλους (δηλ. m κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

✓ Αν  $V_{u,i} < V_{Mu,i} \rightarrow$  **διάτμητική αστοχία**  $\rightarrow q = 1.0$   
με την λογική ΚΑΝ.ΕΠΕ.  $m \cong 1.2$

✓ Αν  $V_{Mu,i} \leq V_{u,i} \rightarrow$  **καμπτική αστοχία**  $\rightarrow q \geq 1.0$   
με την λογική ΚΑΝ.ΕΠΕ. κατά Κεφ. 9

Για τοιχώματα

✓ Αν  $\frac{V_u L_s}{M_u} \leq 1.2 \rightarrow q_i = 1.0$

✓ Αν  $\frac{V_u L_s}{M_u} \geq 1.3 \rightarrow q_i = 2.0$

Για υποστυλώματα

- ✓ εκτίμηση του  $\mu_{\Delta}$

$$\mu_{\Delta} = 10 (V_u L_s / M_u - 1) - 30 (V_u / b_w z f_c - 0.1) - \sigma$$

$$\sigma = 2 \text{ αν } s_h \geq 8\Phi_L$$

$$\sigma = 0 \text{ αν } s_h < 8\Phi_L$$

Πρέπει

$$1 \leq \mu_{\Delta} \leq 5$$

- ✓ εκτίμηση  $q_i$

$$q_i = (2\mu_{\Delta} - 1)^{1/2} / ((0.75(1 + 0.05\mu_{\Delta})))$$

Υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$q = 0.8$  και  $V_R$  όπως στο 1<sup>ο</sup> επίπεδο αλλά με τα ακριβέστερα  $V_{Ri}$  του 2<sup>ου</sup> επιπέδου

Αν δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

Δημιουργούνται περισσότερες από μία (συνήθως 3) κατηγορίες κατακόρυφων στοιχείων

1<sup>η</sup> : όσα έχουν  $q_i = 1.0$

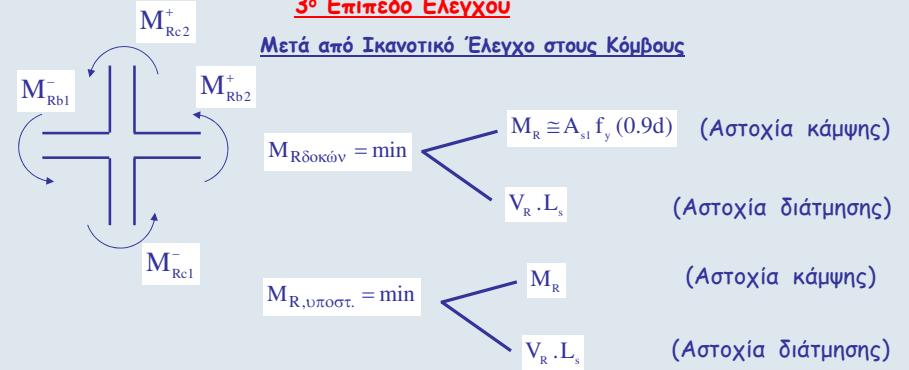
2<sup>η</sup> : όσα έχουν  $q_i = 1.0$  έως 2.0 (π.χ. τοιχώματα που αστοχούν σε κάμψη)

3<sup>η</sup> : όσα έχουν  $q_i > 2.0$  (π.χ. υποστυλώματα που αστοχούν σε κάμψη)

$$V_R = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (q_i V_{Ri})^2}$$

**3<sup>ο</sup> Επίπεδο Ελέγχου**

Μετά από Ικανοτικό Έλεγχο στους Κόμβους



Αν  $M_{Rc1}^- + M_{Rc2}^+ > M_{Rb1}^- + M_{Rb2}^+ \rightarrow$  Προηγείται η αστοχία των δοκών  
Καθοριστικές οι ροπές αντοχής των δοκών

οπότε:

$$M_{Rc1,τελ.}^- = M_{Rc1}^- \frac{M_{Rb1}^- + M_{Rb2}^+}{M_{Rc1}^- + M_{Rc2}^+}$$

$$M_{Rc2,τελ.}^+ = M_{Rc2}^+ \frac{M_{Rb1}^- + M_{Rb2}^+}{M_{Rc1}^- + M_{Rc2}^+}$$

Ομοίως ελέγχεται:

Αν  $M_{Rc1}^+ + M_{Rc2}^- > M_{Rb1}^+ + M_{Rb2}^-$

Σε κάθε περίπτωση  $V_{Ri,υποστ.} = \frac{M_R^α + M_R^κ}{L_{καθ.}}$

Εκτίμηση του  $q_i$

Αν προηγείται αστοχία υποστυλωμάτων :  $q_i =$  υπολογίζεται όπως στο 2<sup>ο</sup> επίπεδο. Δηλ.

Αν αστοχία σε διάτμηση:  $q_i = 1.0$

Αν αστοχία από κάμψη:  $q_i = (2\mu_\Delta - 1)^{1/2} / (0.75(0.75(1 + 0.05\mu_\Delta)))$

Αν προηγείται αστοχία δοκών

Αν αστοχία σε διάτμηση  $q_i = 1.5$

Αν αστοχία σε κάμψη  $q_i = 3.0$

**ΜΕΙΩΤΙΚΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ**

$$V_{R,τελ.ικό} = V_R S_D T$$

Δομικής μορφολογίας  $S_D$

κανονικότητα και συμμετρία κάτοψης:  $1 - 0.1g_1$

- $g_1 = 0$  ορθογωνική ή με προεξοχή μέχρι 10%
- $g_1 = 1$  Γ, Τ ή Π μέχρι 30%
- $g_1 = 2$  περίπλοκες

επιμήκης κάτοψη:  $1 - 0.05g_2$

- $g_2 = 0$  για λόγο πλευρών < 5
- $g_2 = 1$   $5 < \lambda < 8$
- $g_2 = 2$   $\lambda > 8$

στένωση κάτοψης:  $1 - 0.05g_3$

- $g_3 = 0$  για  $b_1/b_2 > 0.8$
- $g_3 = 1$  για  $0.5 < b_1/b_2 < 0.8$
- $g_3 = 2$  για  $b_1/b_2 < 0.5$

## Σ. Η. ΔΡΙΤΣΟΣ

- παρουσία σεισμικών αρμών:  $1-0.05g_4$

$$\begin{aligned} g_4 = 0 & \quad w > 0.01h \\ g_4 = 1 & \quad 0.005h < w < 0.01h \\ g_4 = 2 & \quad w < 0.005h \end{aligned}$$

- παρουσία αιθρίου:  $1-0.05g_5$

$$\begin{aligned} g_5 = 0 & \quad \text{μέχρι 10\% κάτοψης} \\ g_5 = 1 & \quad \text{μεταξύ 10\% και 30\%} \\ g_5 = 2 & \quad >30\% \end{aligned}$$

- εκκεντρικότητα αιθρίου:  $1-0.0025g_6$

- ύπαρξη υπογείου μικρότερου από την κάτοψη ισογείου:  $1-0.05g_7$

$$\begin{aligned} g_7 = 0 & \quad \text{για το σύνολο της κάτοψης} \\ g_7 = 1 & \quad \text{για } > 50\% \text{ κάτοψης} \\ g_7 = 2 & \quad \text{για } < 50\% \text{ κάτοψης} \end{aligned}$$

13

- κανονικότητα καθ' ύψος:  $1-0.05g_8$

$$\begin{aligned} g_8 = 0 & \quad \text{το ύψος του ορόφου είναι μέχρι 20\% μικρότερο του από πάνω} \\ g_8 = 1 & \quad \text{αν 20\% έως 30\%} \\ g_8 = 2 & \quad \text{αν } > 30\% \end{aligned}$$

- παρουσία pilotis:  $1.2-0.05g_9$

$$\begin{aligned} g_9 = 0 & \quad \text{αν δεν υπάρχει pilotis} \\ g_9 = 1 & \quad \text{αν καλύπτει το σύνολο του ισογείου} \\ g_9 = 2 & \quad \text{αν καλύπτει έκκεντρα ένα τμήμα του ισογείου} \end{aligned}$$

### Στα επίπεδα 2 και 3

Ισχύουν οι μισές τιμές  $g_{11}$  που ισχύουν στο επίπεδο 1

Εκτός από το  $g_6$  όπου:  $g_6 = 0$   
και  $g_7$  που είναι ίδιο με το επίπεδο 1

επιπλέον

- εκκεντρότητα Κ.Β. και Κ.Δ.:  $1-0.1g_{10}$

$$\begin{aligned} g_{10} = 0 & \quad \text{αν } e < 10\% (B+L) \\ g_{10} = 1 & \quad 10\% (B+L) < e < 15\% (B+L) \\ g_{10} = 2 & \quad e > 15\% (B+L) \end{aligned}$$

14

- μη κανονικότητα καθ' ύψος δυσκαμψίας και μάζας:  $1-0.1g_{11}$

$$g_{11} = 0 \quad \text{αν} \quad \frac{K_{i+1}}{M_{i+1}} < 1.2 \frac{K_i}{M_i}$$

$$g_{11} = 1 \quad \text{αν} \quad 1.2 \frac{K_i}{M_i} < \frac{K_{i+1}}{M_{i+1}} < 1.7 \frac{K_i}{M_i}$$

$$g_{11} = 2 \quad \text{αν} \quad \frac{K_{i+1}}{M_{i+1}} > 1.7 \frac{K_i}{M_i}$$

όπου  $K_i = \sum A_{ci}$  (τοιχ.+ υποστυλωμάτων)

$M_i =$  Άθροισμα μαζών ορόφων υπερκείμενων του i

15

### Συντελεστής φθοράς T

- Λόγω ηλικίας:  $T = \begin{cases} 0.8 & \text{για } H_\lambda > 30\text{έτη} \\ 0.9 & \text{για } 20\text{έτη} < H_\lambda < 30\text{έτη} \\ 1.0 & \text{για } H_\lambda < 20\text{έτη} \end{cases}$

- Λόγω διαβρωτικών ουσιών:

$T = 0.8$  αν στο κτίριο χρησιμοποιούνται διαβρωτικές ουσίες

- Λόγω πυρκαγιάς:

$T = 0.8$  αν έχει υποστεί πυρκαγιά και επισκευάστηκε. Αν δεν επισκευάστηκε  $T=0.7$

- Λόγω παραμόρφωσης:

$T = 0.7$  αν έχει αναπτύξει κλίση ή ανομοιόμορφες καθιζήσεις ή

$T = 0.9$  αν υπάρχουν εμφανείς παραμορφώσεις σε δοκούς ή υποστυλώματα ή είναι θεμελιωμένο σε επιχώματα

- Λόγω φθορών ή ρηγματώσεων:

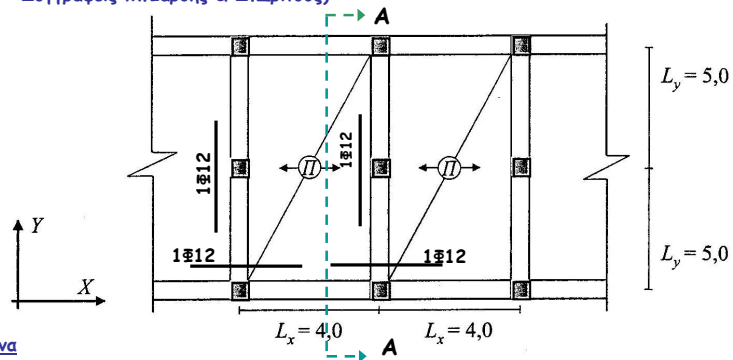
$T = 0.9$  αν υπάρχουν ρωγμές στις επικαλύψεις ή

$T = 0.8$  αν υπάρχουν διαβρωμένοι οπλισμοί

16

# Σ. Η. ΔΡΙΤΣΟΣ

Παράδειγμα (βλ. βιβλίο ΕΑΤΠ, "Αποτίμηση Σεισμικών Βλαβών, Επισκευές και Ενισχύσεις Κτιρίων Ο.Σ." Συγγραφείς Μ. Φαρδής & Σ. Δρίτσος)



## Δεδομένα

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ:

Διατομή: 0.25m x 0.25m (τα εξωτερικά) 0.30m x 0.30m (τα κεντρικά)  
 Οπλισμός: StI(220) 4Φ14, συνδετήρες Φ6/300mm καλά αγκυρωμένοι

H<sub>κ</sub> = 4.15m

H = 4.50m

### ΔΟΚΟΙ:

Διατομή: b=0.25m, h=0.5m

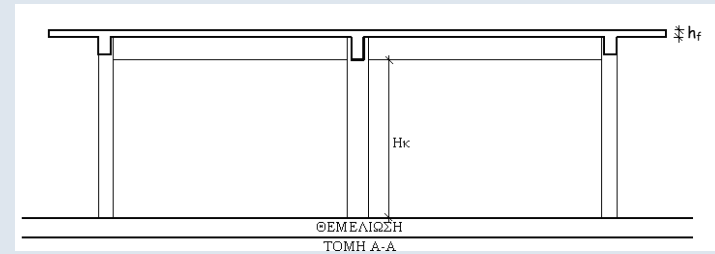
Οπλισμός: StI(220) 4Φ12 (2λ)κάτω, συνδετήρες Φ6/250mm καλά αγκυρωμένοι  
 1Φ12 στις στηρίξεις

### ΠΛΑΚΕΣ:

Διατομή: h<sub>f</sub> = 0.15m

Οπλισμός: StI(220) Φ8/125mm (μόνο X διεύθυνση) τα μισά κεκαμμένα

17



### ΚΟΜΒΟΙ:

ΑΟΠΛΟΙ

### ΞΟΡΤΙΑ:

Μόνιμο Ξορτίο Πέραν του ίδιου βάρους: q(επ. πλάκας) = 1 KN/m<sup>2</sup>

### ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ:

Αντοχή σκυροδέματος: Από επί τόπου έρευνα f<sub>ck</sub> = 9.6 MPa

### ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ:

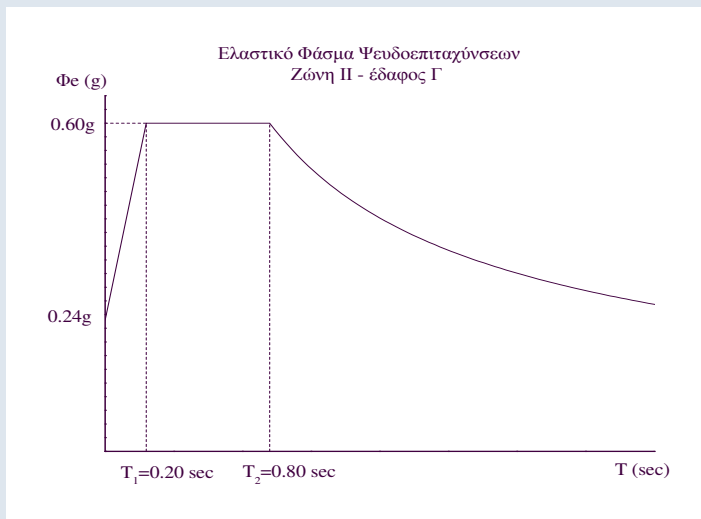
Ζώνη Σεισμικότητας II, έδαφος Κατηγορίας Β και Συνήθη Σπουδαιότητα κατά τον ΕΑΚ.

### ΖΗΤΕΙΤΑΙ:

Έλεγχος στην διεύθυνση X

18

Ελαστικό Φάσμα Ψευδοεπιταχύνσεων  
 Ζώνη II - έδαφος Γ



19

## Υπολογισμός μαζών

Για αντιπροσωπευτικό τμήμα μήκους 4m κατά X

- Ιδ.βάρους πλάκας και επίστρωσης:  $(0.15 \times 25 + 1) \times 4.0 \times 10.25 = 194.6 \text{ KN}$
- Ιδ.βάρους δοκών:  $25 \times 0.25 \times 0.35 \times (2 \times (4.0 - 0.25) + 2 \times (5.0 - 0.25)) = 37.2 \text{ KN}$
- Ιδ.βάρους πάνω μισού υποστυλώματος:  $25 \times (2 \times 0.25^2 + 0.3^2) \times 4.5 / 2 = 12 \text{ KN}$
- Συνολική μάζα:  $(194.6 + 37.2 + 12) / 9.81 = 24.8 \text{ KN} / \text{m} / \text{sec}^2 = 24.8 \text{ t}$

## 1° Επίπεδο Ελέγχου

$$V_s = 4/3 \times (0.6 \times 9.81) \times 24.8 \text{ KN} = 194.6 \text{ KN}$$

### Μειωτικοί Συντελεστές

$$S_D = 1.0$$

$$T = 0.8 \text{ ελλείπει στοιχείων}$$

$$\text{Υπολογισμός } V_R$$

Υποστυλώματα με  $L/h > 6$

$$\tau_{R1} = 0.05 f_c = 0.05 \frac{f_{ck}}{1.5} = 0.05 \frac{9.6}{1.5} = 0.320 \text{ MPa}$$

$$V_R = 3 \times 0.25 \times 0.25 \times 320 = 60 \text{ KN}$$

Έλεγχος

$$V_s = 194.6 \text{ KN} > V_R S_D T = 60 \times 0.8 = 48 \text{ KN}!$$

Ανεπάρκεια 4 φορές

20

Σ. Η. ΔΡΙΤΣΟΣ

**2° Επίπεδο Ελέγχου**

Δρώσα Τέμνουσα

$$V_s = 0.6 \times 9.81 \times 24.8 \text{ KN} = 146 \text{ KN}$$

Υπολογισμός  $V_R$

Από διαστασιολόγηση προέκυψε:

Στα εξωτερικά  $M_R = 18 \text{ KN}$   $V_u = 32.9 \text{ KN}$

Στο κεντρικό  $M_R = 27.6 \text{ KN}$   $V_u = 50.4 \text{ KN}$

Στα εξωτερικά  $V_{Mu} = \frac{2 \times 18}{4.15} = 8.7 \text{ KN} < V_u = 32.9 \rightarrow V_R = 8.7 \text{ KN}$

Στο κεντρικό  $V_{Mu} = \frac{2 \times 27.6}{4.15} = 13.3 \text{ KN} < V_u = 50.4 \rightarrow V_R = 13.3 \text{ KN}$

→ Κρίσιμη η αστοχία σε κάμψη

Διαθέσιμος Δείκτης  $q$

Για τα εξωτερικά

$$\mu_\Delta = 10(32.9 \times 4.15 / (2 \times 18) - 1) - 30(32.9 / 0.25 \times 0.9 \times 0.225 \times 9600 / 1.5) - 0.1) - 2 = 25.9 > 5!$$

Για κεντρικό  $\mu_\Delta = \dots = 25.7 > 5!$

λαμβάνεται  $\mu_\Delta = 5$

$$q = (2 \times 5 - 1)^{1/2} / 0.75(1 + 0.05 \times 5) = 3.2$$

$$V_R = 3.2 \times (2 \times 8.7 + 13.3) = 98.2 \text{ KN}$$

$$V_s = 146 \text{ KN} > V_R S_D T = 98.2 \times 0.8 = 78.6 \text{ KN}$$

**Ανεπάρκεια 2.5 φορές**

**3° Επίπεδο Ελέγχου**

Ικανοτικός Έλεγχος στους εξωτερικούς κόμβους:

Προσδιορισμός αντοχών στις δοκούς:

Στη στήριξη άνω

Άνω πέλμα:  $(2\lambda + 2\lambda) = 4\Phi 12 = 452 \text{ mm}^2$

Από πλάκα:  $\frac{8\Phi 8 = 402 \text{ mm}^2}{854 \text{ mm}^2} (+)$

Συνυπολογισμός οπλισμού πλάκας

Κατά ΕΚΩΣ:  $2h_f$  εκατέρωθεν

Ρεαλιστικότερα:  $L_x / 4$  εκατέρωθεν

$$M_{Rb}^- = A_s f_{yd} z = 0.854 \frac{220}{1.15} \times 0.43 = 70.3 \text{ KN}$$

Στη στήριξη κάτω:  $2\Phi 12$

$$M_{Rb}^+ = 0.226 \frac{220}{1.15} \times 0.43 = 18.6 \text{ KN}$$

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Συνδετήρες  $\Phi 6/250$  S220

$$V_{R3} = V_{cd} + V_{wd}$$

Για θετική τέμνουσα:

$$V_{cd} = \dots = 31.4 \text{ KN}$$

Για αρνητική τέμνουσα:

$$V_{cd} = \dots = 28.9 \text{ KN}$$

Από συνδετήρες:

$$V_{wd} = \dots = 18.5 \text{ KN}$$

ΑΡΑ

$$V_u^+ = 31.4 + 18.5 = 49.9 \text{ KN}$$

$$V_u^- = 26.9 + 18.5 = 45.4 \text{ KN}$$

▪ Προσδιορισμός τύπου αστοχίας δοκών

$$V_{MR}^+ = \frac{M_R}{L_s = L/2} = \frac{70.3}{2} = 35.1 \text{ KN} < V_u^+ = 49.9 \text{ KN}$$

$$V_{MR}^- = \frac{18.6}{2} = 9.3 \text{ KN} < V_u^- = 45.5 \text{ KN}$$

→ Καμπτική αστοχία

Υπολογισμός  $V_{Ri}$

$$\Sigma M_{Rb} = 70.3 + 18.6 = 88.9 \gg \Sigma M_{Rc} = 18 \text{ KNm}$$

→ Κρίσιμα τα υποστυλώματα και επειδή η κάμψη προηγείται (βλ. επίπεδο 2) →  $V_{Ri} = 8.7 \text{ KN}$

Ικανοτικός Έλεγχος στους **εσωτερικούς** κόμβους:

Δεν υπάρχουν δοκοί κατά Χ:  $\Sigma M_{rb} = 0$

→ ως αν πολύ ασθενείς δοκοί

→  $M_{Rc, τελ.} = M_{Rc} \times 0 = 0$

→  $V_{Rκεντρ} = \frac{27.6 + 0}{4.15} = 6.65 \text{KN}$

▪ Υπολογισμός  $V_R$  όπως επίπεδο 2:

$\mu = 5, \quad q = 3.2$

$V_R = 3.2(2 \times 8.7 + 6.65) = 77 \text{KN}$

▪ Ελέγχεται η ανισότητα:

$V_s = 146 \text{KN} > 77 \times 1 \times 0.8 = 61.6 \text{KN}$

25

## ΝΕΟΖΗΛΑΝΔΙΚΗ ΠΡΟΤΑΣΗ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΙΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

26

### 1ο Στάδιο

Αναγνώριση τρόπου αστοχίας δομικών μελών (όπως στο επίπεδο 3 της Ιαπωνικής Μεθόδου)

### 2ο Στάδιο

Υπολογισμός μέγιστης τέμνουσας βάσης ( $V_{R,B}$ ) που μπορεί να «αντέξει» το κτίριο (κατά διεύθυνση)

### 3ο Στάδιο

Υπολογισμός βασικής ιδιοπεριόδου

### 4ο Στάδιο

Υπολογισμός απαιτούμενου δείκτη συμπεριφοράς  $q$  και  $\mu_\Delta$

### 5ο Στάδιο

Έλεγχος  $\mu_{\Delta, απαιτ}$  με  $\mu_{\Delta, διαθ}$

27

## 2ο Στάδιο

Υπολογισμός μέγιστης τέμνουσας βάσης ( $V_{R,B}$ ) που μπορεί να «αντέξει» το κτίριο

### 1ος Τρόπος: Συντηρητική Παραδοχή

Γίνεται ελαστική ανάλυση για τέμνουσα βάσης  $V=1$  θεωρώντας αντεστραμμένη τριγωνική κατανομή και υπολογίζεται για κάθε μέλος οι τιμές  $r_i = \frac{\text{Αντοχη}}{\text{Ένταση}}$  για κάμψη και διάτμηση

$$V_{R,B} = \min r_i$$

τότε εξαντλείται η αντοχή στο πιό ευάλωτο μέλος.

28

**2ος τρόπος:** Μη συντηρητική παραδοχή

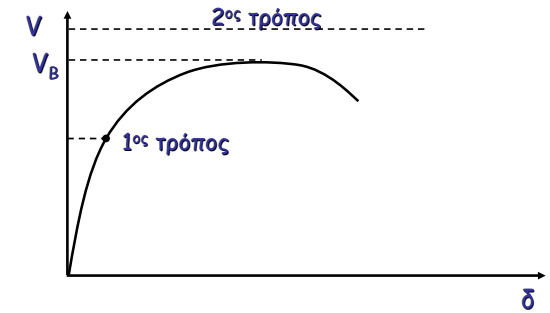
Υπολογίζεται το  $V_{R,B} = \sum V_{Ri}$  κατακόρυφων μελών όπως προέκυψαν στο 2ο Στάδιο

- Αν κρίσιμος ο κατώτατος όροφος  $V_{R,B} = V_{R,op}$
- Αν κρίσιμος άλλος όροφος η  $V_{R,B}$  υπολογίζεται ως αυτή που αντιστοιχεί στην βάση όταν «αστοχεί» ο κρίσιμος όροφος θεωρώντας αντεστραμμένη τριγωνική κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους ορόφους.

29

**3ος Τρόπος:** Ακριβέστερη εκτίμηση

Γίνεται στατική ανελαστική ανάλυση (push-over) για κατακόρυφα φορτία  $G + \Psi_2 Q$



30

**3ο Στάδιο**Υπολογισμός βασικής ιδιοπεριόδου

Είτε

Από ελαστική ανάλυση (όπως στον 1ο τρόπο του 1ου βήματος)  
Υπολογίζονται οι οριζόντιες μετακινήσεις  $\delta_i$

Όμως χρησιμοποιούνται δυσκαμψίες ρηγματωμένων μελών (NZ: ~25% Αρηγμάτωσης).

$$T = 2\pi \sqrt{\sum m_i \delta_i^2 / \sum F_i \delta_i} \quad (\text{πηλίκο Rayleigh})$$

Είτε

Από κάποια προσεγγιστική σχέση

π.χ. κατά ΕΚ8  $T = 0,075 H^{3/4}$ , όπου H το ύψος του κτιρίου

Κατά ΕΑΚ βλ. σχέση 3.13 του ΕΑΚ

31

**4ο Στάδιο**

Υπολογισμός απαιτούμενου δείκτη συμπεριφοράς  $q$  και  $\mu_\delta$

Από τα φάσματα απαίτησης του ΕΑΚ  $\rightarrow V_{B,απαιτ}$   
(για το T του 3ου Σταδίου)

$$q_{απαιτ} = \frac{V_{B,απαιτ}}{V_{R,\beta}}$$

$$\mu_{\Delta} = (q^2 + 1) / 2 \quad \text{για } T < T_2$$

$$\mu_{\Delta} = q \quad \text{για } T > T_2$$

32



**5ο Στάδιο**

Έλεγχος

 $\mu_{\Delta, \text{απαιτ}}$  με  $\mu_{\Delta, \text{διαθ}}$ 

$$\mu_{\Delta, \text{διαθ}} = 1,5$$

(αν μηχανισμός ορόφου)

$$\mu_{\Delta, \text{διαθ}} = 2 \text{ έως } 6$$

(Αν όπως τα νέα κτίρια)

$$\mu_{\Delta, \text{διαθ}} = 6$$

$$\mu_{\Delta, \text{διαθ}} = 2$$

(Αν  $S_h > 16 \Phi_L$  ή  $0,5 d$   
ή συνδετήρες όχι καλά κλειστοί)

Κατά την κρίση του μηχανικού τιμές μεταξύ 2 και 6

33

**ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ Ο.Σ.**

**ΜΙΑ ΠΡΟΤΑΣΗ**  
**με βάση τις τιμές  $q$  και  $m$  του ΚΑΝ.ΕΠΕ.**  
**(αναθεώρηση της προηγούμενη πρότασης)**

καθ. Σ. Η. Δρίτσος

34

**ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ****1<sup>ο</sup> Βήμα**Υπολογισμός απαιτούμενης τέμνουσας βάσης σχεδιασμού του κτιρίου ( $V_{B, \text{απαιτ.}}$ )**2<sup>ο</sup> Βήμα**Υπολογισμός μέγιστης ιδεατής διαθέσιμης τέμνουσας βάσης (αντοχής) του κτιρίου ( $V_{R, B}$ )

- Χρήση συντελεστή συμπεριφοράς  $q$
- Χρήση τοπικών δεικτών  $m$

**3<sup>ο</sup> Βήμα**

Έλεγχος επάρκειας - προσδιορισμός βαθμού ανεπάρκειας

35

**1<sup>ο</sup> Βήμα**Υπολογισμός απαιτούμενης τέμνουσας βάσης σχεδιασμού του κτιρίου ( $V_{B, \text{απαιτ.}}$ )**1.1**Προσδιορίζεται η ιδιοπερίοδος του κτιρίου από κάποια προσεγγιστική σχέση π.χ. κατά ΕΚ8  $T = 0,075 H^{3/4}$ , όπου  $H$  το ύψος του κτιρίου

Κατά ΕΑΚ βλ. σχέση 3.13 του ΕΑΚ

**1.2**

Προσδιορίζεται η απαιτούμενη τέμνουσα βάσης σχεδιασμού του κτιρίου από τα φάσματα απαίτησης του ΕΚ8 ή του ΕΑΚ

36

## 2<sup>ο</sup> Βήμα

Προσεγγιστικός Υπολογισμός μέγιστης διαθέσιμης τέμνουσας βάσης αντοχής του κτιρίου ( $V_{R,B}$ )

### 2.1 Υπολογισμός μέγιστης τέμνουσας στην οποία αστοχεί κάθε κατακόρυφο μέλος

Υπολογισμός  $V_{Ri}$  σε κάθε κατακόρυφο μέλος

Υποστυλώμα  $V_{Mu} = \frac{M_R^{\alpha} + M_R^{\kappa}}{L_{καθ.}}$  ( $= \frac{M_R}{L_s}$  όπου  $L_s \cong \frac{L_{καθ.}}{2}$ )

Τοίχωμα  $V_{Mu} = \frac{M_{R,β\acute{α}\sigma\eta \text{ ορόφου}}}{L_s}$   $L_s = 1/2L$  βάση ορόφου-κορυφή κτιρίου

✓ Αν  $V_{u,i} < V_{Mu,i}$  → διατμητική αστοχία

✓ Αν  $V_{Mu,i} \leq V_{u,i}$  → καμπτική αστοχία

$V_{Ri} = \min(V_{u,i}, V_{Mu,i})$

37

### 2.2 1<sup>ος</sup> Τρόπος: Υπολογισμός $V_{R,B}$ με χρήση δείκτη συμπεριφοράς $q$

Τα κατακόρυφα στοιχεία διακρίνονται σε 3 ομάδες:

α) Υποστυλώματα (Υ), β) Τοιχώματα (Τ), γ) Κοντά Υποστυλώματα (Κ.Υ.)

Το  $V_{R,B}$  υπολογίζεται από τα  $V_{Ri}$  των κατακόρυφων μελών

Αν υπάρχουν Κ.Υ. στον κρίσιμο όροφο  $V_{R,B}^{ελ.} = \sum V_{Ri,KY} + 0,7\sum V_{Ri,T} + 0,5\sum V_{Ri,Y}$

Αν δεν υπάρχουν Κ.Υ. στον κρίσιμο όροφο  $V_{R,B}^{ελ.} = \sum V_{Ri,T} + 0,7\sum V_{Ri,Y}$

Αν δεν υπάρχουν ούτε Κ.Υ. στον κρίσιμο όροφο ούτε Τ  $V_{R,B}^{ελ.} = \sum V_{Ri,Y}$

Τελικά η ιδεατή διαθέσιμη τέμνουσα βάσης είναι:

$V_{R,B} = V_{R,B}^{ελ.} q$

38

## Επιλογή $q$

ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πίνακας Σ 4.4.: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q$  για την στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές Βλάβες»)

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)	Αυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)
1995 <...	3,00	2,30
1985 < ... < 1995 (2)	2,30	1,70
... < 1985	1,70	1,30

(1) Περί του ρόλου και της επιρροής των τοιχοπληρώσεων βλ. § 5.9 και § 7.4.

(2) Για κτίρια αυτής της περιόδου, οι τιμές του Πίνακα ισχύουν με την προϋπόθεση πως ο έλεγχος αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων γίνεται κατά την § 9.3.3 (ικανοποίηση της συνθήκης  $\Sigma M_{Re} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb}$ ).

Για δομήματα στρεπτικής ευαίσθητα, ή για τα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους (ανεστραμμένα εκκρεμιά), οι τιμές του Πίνακα πολλαπλασιάζονται επί 2/3 αλλά είναι πάντοτε μεγαλύτερες του 1.0.

(3) Αν στον κρίσιμο όροφο υπάρχουν κοντά υποστυλώματα  $q=1,0$

(4) Για στάθμες επιτελεστικότητας Α ή Γ οι παραπάνω τιμές πολλαπλασιάζονται με 0,6 και 1,4 αντίστοιχα. Για τη στάθμη Α η τιμή του συντελεστή  $q$  δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει το 1,5

39

### 2.3 2<sup>ος</sup> Τρόπος: Υπολογισμός $V_{R,B}$ με χρήση τοπικών δεικτών $m$

Στον κρίσιμο όροφο υπολογίζεται για κάθε κατακόρυφο μέλος ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας  $m_i$

Για κοντά υποστυλώματα  $m_i = 0,8$

Για υποστυλώματα και τοιχώματα

- Αν προηγείται η διατμητική αστοχία  $m_i = 1,2$

- Αν προηγείται η καμπτική αστοχία  $m_i = \frac{\theta_{ud,i}}{\theta_{y,i}}$

Για στάθμη Γ  $\theta_{ud} = \frac{\theta_{um}}{1,5}$

Για στάθμη Β  $\theta_{ud} = \frac{\theta_{um} + \theta_y}{1,5}$

$\theta_y$  και  $\theta_{um}$  Από ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2 και 7.2.4 (Εξιιώσεις Σ.2, Σ.3 και Σ8α)

40

▪ Διακρίνονται 3 κατηγορίες μελών ανάλογα με την πλαστιμότητά τους

1<sup>η</sup> : Κατακόρυφα στοιχεία με  $m_i \leq 1,3$

2<sup>η</sup> : Κατακόρυφα στοιχεία με  $1,3 < m_i \leq 2,2$

3<sup>η</sup> : Κατακόρυφα στοιχεία με  $m_i > 2,2$

▪ Προσδιορίζεται για κάθε κατηγορία το  $\sum m_i V_{Ri}$   
και η συνολική τέμνουσα αντοχής προκύπτει από την σχέση:

$$V_{R,B} = \sqrt{(\sum_1 m_i V_{Ri})^2 + (\sum_2 m_i V_{Ri})^2 + (\sum_3 m_i V_{Ri})^2}$$

41

## 2.4 Γενική Παρατήρηση

▪ Αν κρίσιμος ο κατώτατος όροφος  $V_{R,B} = V_{R,op}$

▪ Αν κρίσιμος άλλος όροφος η  $V_{R,B}$  υπολογίζεται ως αυτή που αντιστοιχεί στην βάση όταν «αστοχεί» ο κρίσιμος όροφος θεωρώντας αντεστραμμένη τριγωνική κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους ορόφους.

42

## 4<sup>ο</sup> Βήμα

Έλεγχος επάρκειας - Προσδιορισμός βαθμού ανεπάρκειας

Ανεξάρτητα από τον τρόπο υπολογισμού του  $V_{R,B}$

$$\text{Αν } V_{R,B} \geq V_{B,απαιτ.} \rightarrow \text{επάρκεια}$$

Βαθμός ανεπάρκειας  $\lambda = \frac{V_{B,απαιτ.}}{V_{R,B}}$

43

## ΑΜΕΡΙΚΑΝΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ FEMA 273 ΚΑΙ 356

44

**ΑΜΕΡΙΚΑΝΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ FEMA 273 ΚΑΙ 356**

Δύο εναλλακτικοί τρόποι :

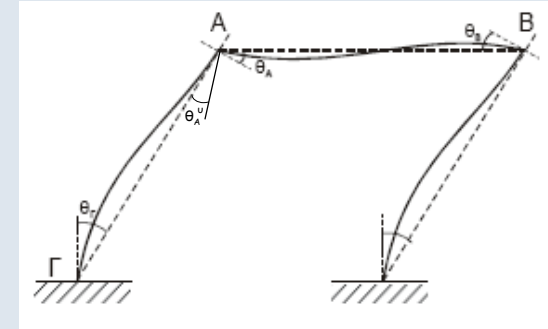
α) Προσδιορισμός απαίτησης σε όρους στροφών χορδής ( $\theta_s$ ) και έλεγχος με αντίστοιχη ικανότητα ( $\theta_u$ )

β) Προσδιορισμός τοπικών δεικτών πλαστιμότητας μελών

$$m = \theta_u / \theta_y$$

και έλεγχος

$$\frac{M_{sd}}{m} \leq M_{Rd} \text{ ή } M_{sd} \leq mM_{Rd}$$



**ΠΙΝΑΚΑΣ  $\theta_u$**

V/V <sub>c</sub>	“Κλειστοί Συνδετήρες”	Δοκοί (v=0)		Υποστυλώματα (ω <sub>1</sub> =ω <sub>2</sub> )		Τοιχώματα	
		ω <sub>1</sub> -ω <sub>2</sub> +v	θ <sub>u</sub> (%)	ω <sub>1</sub> -ω <sub>2</sub> +v	θ <sub>u</sub> (%)	ω <sub>1</sub> -ω <sub>2</sub> +v	θ <sub>u</sub> (%)
≤1	Ναι	≤0	5.5	≤0.1	3.5	≤0.1	2.3
≥2	Ναι	≤0	4.5	≤0.1	2.9	≤0.1	1.8
≤1	Ναι	≥0.2	3.5	≥0.4	3.0	≥0.25	1.5
≥2	Ναι	≥0.2	2.5	≥0.4	2.5	≥0.25	1.3
≤1	Όχι	≤0	3.5	≤0.1	2.0	≤0.1	1.8
≥2	Όχι	≤0	2.0	≤0.1	1.7	≤0.1	1.3
≤1	Όχι	≥0.2	2.0	≥0.4	1.5	≥0.25	0.8
≥2	Όχι	≥0.2	1.5	≥0.4	1.3	≥0.25	0.7

Για τον προσδιορισμό των δεικτών m με χρήση των τιμών του πίνακα λαμβάνεται για τη διαρροή:

$\theta_y = 0.5 \%$  για δοκούς - υποστυλώματα

$\theta_y = 0.3 \%$  για τοιχώματα

Υπόμνημα

Θεωρείται κρίσιμη η καμπτική αστοχία και λαμβάνεται

$$V = V_M = \frac{M_u}{L_s}$$

όπου  $M_u$  η ροπή αντοχής και  $L_s$  το μήκος διάτμησης προσεγγιστικά  $L_s \approx L/2$

1. Για δοκούς προσεγγιστικά μπορεί να ληφθεί:

$$M_u = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot (0,9 d) \quad (1)$$

Για υποστυλώματα γίνεται χρήση νομογραφημάτων αλληλεπίδρασης M-N

2. Το  $V_c$  λαμβάνεται κατά FEMA:

$$V_c = v_c \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

όπου  $v_c = 0,29(1+2v) \sqrt{f_{cd}} \text{ (MPa)}$

3. Οπότε

$$\frac{V}{V_c} = \frac{M_u}{L_s \cdot V_c} \quad (3)$$

## «Κλειστοί συνδετήρες» σημαίνει:

### Σε υποστυλώματα ή δοκούς

Αποστάσεις στις κρίσιμες περιοχές:

$$S_h \leq d/3$$

### Σε τοιχώματα

Υπάρχουν ακραία «κρυφά υποστυλώματα» με

$$\omega_{wx} \text{ και } \omega_{wy} \geq 0,3 \max [(1,3, A_o / A_c) - 1]$$

$A_o$  = διατομή «κρυφού» υποστυλώματος

$A_c$  = διατομή περισφιγμένου πυρήνα στο «κρυφό» υποστυλώμα

49

## ΑΠΟΔΕΚΤΕΣ ΟΡΙΑΚΕΣ ΤΙΜΕΣ

Είδος στοιχείου \ Στάθμη επιτελεστικότητας	Προστασία Ανθρώπινης Ζωής	Αποφυγή κατάρρευσης
Κύριο	$1/2 \theta_u$	$2/3 \theta_u$
Δευτερεύον	$2/3 \theta_u$	$\theta_u$

50

## ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

### 1) Υποστυλώμα πρόβολος διατομής 300×300

$$L = L_s = 4,15 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 9,6 \text{ MPa}$$

$$4\Phi 14 \quad S400$$

$$\text{συνδ } \Phi 6/300 \quad S220$$

$$N_d = 121,6 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 60,9 \text{ kNm κορυφή}$$

$$M_{sd} = 49,9 \text{ kNm, βάση}$$

και ότι έστω έχει προκύψει  $V_c = 41,5 \text{ kN}$

51

### Υπολογισμός Αντοχών μέλους

$$v_d = \frac{121,6 \times 1,5}{0,3^2 \times 9600} = 0,21$$

$$\omega_{tot} = \frac{616}{300^2} \frac{9,6 \times 1,5}{220 \times 1,5} = 0,205$$

**Νομογράφημα**  $\rightarrow \mu_d = 0,16$

$$\rightarrow M_{Rd} = 0,16 \times 0,3^3 \times \frac{9600}{1,5} = 27,6 \text{ kNm}$$

52

**Υπολογισμός  $\theta_u$** 

$$\frac{V}{V_c} = \frac{M_{Rd}}{V_c \cdot L_s} = \frac{27,6}{41,5 \times 4,15} = 0,16$$

πιν. 3.1  $\rightarrow \theta_u = 1,8\%$

Σε πρωτεύον στοιχείο για ασφάλεια ανθρώπινης ζωής

$$\theta_{u,επιτρ} = 0,5 \times 1,8\% = 0,9\%$$

**Έλεγχος επάρκειας**

Κατά σύμβαση  $\theta_y = 0,5\%$  (FEMA 354)

$$\text{Τοπικός δείκτης πλαστιμότητας} \quad m = \frac{\theta_{u,επιτρ}}{\theta_y} = \frac{0,9}{0,5} = 1,8$$

$$mM_{Rd} = 1,8 \times 27,6 = 49,7 \text{ kNm} < M_{sd} = 60,9 \text{ kNm}$$

Ανεπαρκές

53

2) Πλακοδοκός 250x500 (mm) ανοίγματος  $L=3,75\text{m}$  με οπλισμό S220 και έστω  $V_c=31,4\text{kN}$

**Αντοχές**

Άνω οπλισμός στη στήριξη  $4\Phi 12+8\Phi 8=854 \text{ mm}^2$

Κάτω οπλισμός στη στήριξη  $2\Phi 12=226 \text{ mm}^2$

$$M_{Rd} = A_{s1} f_{yd} (0,9d) = 0,854 \times \frac{220}{1,15} \times 0,9 \times 0,475 = 70,3 \text{ kNm}$$

$$V_c = 31,4 \text{ kN}$$

**Υπολογισμός  $\theta_u$** 

$$\rho_1 = \frac{854}{250 \times 475} = 0,0072$$

$$\rho_2 = \frac{226}{250 \times 475} = 0,0019$$

$$\begin{aligned} \omega_1 - \omega_2 &= (\rho_1 - \rho_2) f_{yd} / f_{cd} = \\ &= (0,0072 - 0,0019) \times 220 \times 1,5 / 1,15 \times 9,6 = 0,158 \end{aligned}$$

54

$$\frac{M_{Rd}}{V_c \cdot L_s} = \frac{70,3}{31,4 \times (3,75/2)} = 1,19$$

Πιν. 3.1  $\rightarrow \theta_u = 2,2\%$

$$\theta_{u,επιτρ} = 0,5 \times 2,2\% = 1,1\%$$

**Έλεγχος Επάρκειας**

$$m = \frac{1,1}{0,5} = 2,2$$

$$mM_{Rd} = 2,2 \times 70,3 = 154,7 \text{ kNm} > M_{sd} \approx 32,0 \text{ kNm}$$

55