

## Θ.Ε. ΣΜΑ61

Σεισμικές Βλάβες, Επισκευές και Ενισχύσεις  
ΙΑΠΩΝΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

## ➤ Στέφανος Δρίτσος

Καθηγητής

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών

1

## Ιαπωνικές Οδηγίες Αποτίμησης

- Τρία επίπεδα ελέγχου

Κόστος/m<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)

2

- 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 στοχούν τα "κοντά" υποστυλώματα $\alpha_c$  = ομοίως για υποστυλώματα"κοντά" υποστυλώματα:

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

3

Αν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

$$V_R = \sum V_{R,κοντων} + 0.7 \sum V_{R,τοιχ.} + 0.5 \sum V_{R,υποστ.}$$

$$q = 0.8$$

Αν δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα

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

$$q = 1.0$$

Αν δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα και τοιχώματα

$$V_R = \sum V_{R,υποστ.}$$

$$q = 1.0$$

4

▪ Εκτίμηση  $V_{Ri}$  Κατακόρυφων Στοιχείων

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

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

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

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

5

**2<sup>ο</sup> Επίπεδο**

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

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

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

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

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

- Εκτίμηση  $q$  μέλους (δηλ.  $m$  κατά ΚΑΝ.ΕΤΠΕ.)

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

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

6

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  $q_i$

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

7

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  $q_i = 1.0$  εως 2.0 (π.χ. τοιχώματα που αστοχούν σε κάμψη)

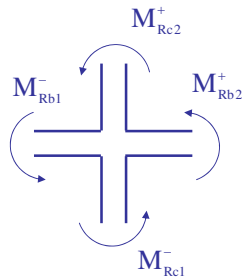
3<sup>η</sup>: όσα έχουν  $q_i > 2.0$  (π.χ. υποστυλώματα που αστοχούν σε κάμψη)

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

8

**3<sup>ο</sup> Επίπεδο Ελέγχου**

**Μετά από Ικανοτικό Έλεγχο στους Κόμβους**



$$M_{R,δοκόν} = \min \begin{cases} M_R \cong A_{sl} f_y (0.9d) & \text{(Αστοχία κάμψης)} \\ V_R \cdot L_s & \text{(Αστοχία διάτμησης)} \end{cases}$$

$$M_{R,υποστ.} = \min \begin{cases} M_R & \text{(Αστοχία κάμψης)} \\ V_R \cdot L_s & \text{(Αστοχία διάτμησης)} \end{cases}$$

Αν  $M_{Rc1}^- + M_{Rc2}^+ > M_{Rb1}^- + M_{Rb2}^+$  → 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  $V_{Ri,υποστ.} = \frac{M_R^a + M_R^k}{L_{καθ.}}$

**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**

$$V_{R,τελ.ικδ} = V_R S_D T$$

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 < < 8
  - $g_2 = 2$  > 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  $b_1/b_2 < 0.5$

- παρουσία σεισμικών αρμών:  $1 - 0.05g_4$ 
  - $g_4 = 0$   $w > 0.01h$
  - $g_4 = 1$   $0.005h < w < 0.01h$
  - $g_4 = 2$   $w < 0.005h$
- παρουσία αιθρίου:  $1 - 0.05g_5$ 
  - $g_5 = 0$  μέχρι 10% κάτοψης
  - $g_5 = 1$  μεταξύ 10% και 30%
  - $g_5 = 2$  > 30%
- εκκεντρικότητα αιθρίου:  $1 - 0.0025g_6$
- ύπαρξη υπογείου μικρότερου από την κάτοψη ισογείου:  $1 - 0.05g_7$ 
  - $g_7 = 0$  για το σύνολο της κάτοψης
  - $g_7 = 1$  για > 50% κάτοψης
  - $g_7 = 2$  για < 50% κάτοψης

- κανονικότητα καθ' ύψος:  $1 - 0.05g_8$ 
  - $g_8 = 0$  το ύψος του ορόφου είναι μέχρι 20% μικρότερο του από πάνω
  - $g_8 = 1$  αν 20% έως 30%
  - $g_8 = 2$  αν > 30%
- παρουσία pilotis:  $1.2 - 0.05g_9$ 
  - $g_9 = 0$  αν δεν υπάρχει pilotis
  - $g_9 = 1$  αν καλύπτει το σύνολο του ισογείου
  - $g_9 = 2$  αν καλύπτει έκκεντρα ένα τμήμα του ισογείου

**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.:  $1 - 0.1g_{10}$

$g_{10} = 0$  αν  $e < 10\% (B+L)$

$g_{10} = 1$   $10\% (B+L) < e < 15\% (B+L)$

$g_{10} = 2$   $e > 15\% (B+L)$

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

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

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

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

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

$M_i =$  Άθροισμα μαζών ορόφων υπερκείμενων του  $i$

**Συντελεστής φθοράς T**

- Λόγω ηλικίας:

$$T = \begin{cases} 0.8 & \text{για } H_A > 30 \text{ έτη} \\ 0.9 & \text{για } 20 \text{ έτη} < H_A < 30 \text{ έτη} \\ 1.0 & \text{για } H_A < 20 \text{ έτη} \end{cases}$$

- 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

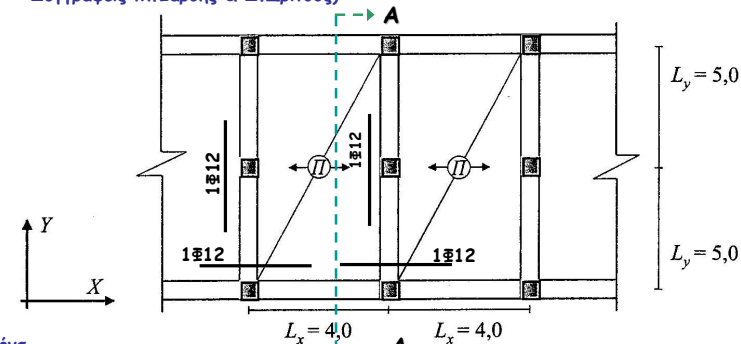
ή  
 $T = 0.9$  αν υπάρχουν εμφανείς παραμορφώσεις σε δοκούς ή υποστύλωματα ή είναι θεμελιωμένο σε επιχώματα

- Λόγω φθορών ή ρηγματώσεων:

$T = 0.9$  αν υπάρχουν ρωγμές στις επικαλύψεις

ή  
 $T = 0.8$  αν υπάρχουν διαβρωμένοι οπλισμοί

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



**Δεδομένα**

**ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ:**

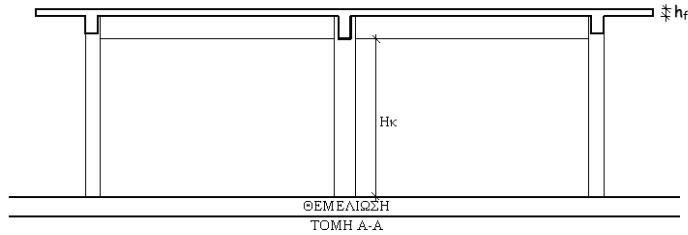
Διατομή: 0.25m x 0.25m (τα εξωτερικά) Οπλισμός: StI(220) 4Φ14, συνδετήρες Φ6/300mm  
0.30m x 0.30m (τα κεντρικά) καλά αγκυρωμένοι  
 $H_k = 4.15m$   
 $H = 4.50m$

**ΔΟΚΟΙ:**

Διατομή:  $b = 0.25m, h = 0.5m$  Οπλισμός: StI(220) 4Φ12 (2Λ)κάτω, συνδετήρες Φ6/250mm  
καλά αγκυρωμένοι  
1Φ12 στις στηρίξεις

**ΠΛΑΚΕΣ:**

Διατομή:  $h_f = 0.15m$  Οπλισμός: StI(220) Φ8/125mm (μόνο X διεύθυνση)  
τα μισά κεκαμμένα



- ΚΟΜΒΟΙ:** ΑΟΤΠΛΟΙ
- ΦΟΡΤΙΑ:** Μόνιμο Φορτίο Πέραν του ίδιου βάρους:  $q_{(επ. πλάκας)} = 1 \text{ KN/m}^2$
- ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ:** Αντοχή σκυροδέματος : Από επί τόπου έρευνα  $f_{ck} = 9.6 \text{ MPa}$
- ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ:** Ζώνη Σεισμικότητας ΙΙ, έδαφος Κατηγορίας Β και Συνήθη Σπουδαιότητα κατά τον ΕΑΚ.
- ΖΗΤΕΙΤΑΙ:** Έλεγχος στην διεύθυνση Χ



**Υπολογισμός μαζών**

Για αντιπροσωπευτικό τμήμα μήκους 4m κατά Χ

- Ιδ.βάρος πλάκας και επίστρωσης:  $(0.15 \times 25 + 1) \times 4.0 \times 10.25 = 194.6 \text{ KN}$
- Ιδ.βάρος 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.βάρος 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

$S_D = 1.0$   
 $T = 0.8$  ελλείψει στοιχείων

Υπολογισμός  $V_R$

Υποστυλώματα με  $L/h > 6$

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

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

Έλεγχος

$V_s = 194.6 \text{ KN} > V_R S_D T = 60 \times 0.8 = 48 \text{ KN}!$  **Ανεπάρκεια 4 φορές**

**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**

21

**3ο Επίπεδο Ελέγχου**Ικανοτικός Έλεγχος στους εξωτερικούς κόμβους:

Προσδιορισμός αντοχών στις δοκούς:

Στη στήριξη άνω

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

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

Συνυπολογισμός οπλισμού πλάκαςΚατά ΕΚΩΣ:  $2h_f$  εκατέρωθενΡεαλιστικότερα:  $L_s / 4$  εκατέρωθεν

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

Στη στήριξη κάτω: 2Φ12

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

22

ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Συνδετήρες Φ6/250 S220

$$VR_3 = V_{cd} + V_{wd}$$

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

$$V_u^+ = 31.4 + 18.5 = 49.9 \text{ KN} \quad V_u^- = 26.9 + 18.5 = 45.4 \text{ KN}$$

- 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) →  $V_{Ri} = 8.7 \text{ KN}$

23

Ικανοτικός Έλεγχος στους εσωτερικούς κόμβους:Δεν υπάρχουν δοκοί κατά Χ:  $\Sigma M_{Rb} = 0$ 

→ ως αν πολύ ασθενείς δοκοί

$$\rightarrow M_{Rc, \tau\lambda} = M_{Rc} \times 0 = 0$$

$$\rightarrow V_{R_{\text{κεντρ}}} = \frac{27.6 + 0}{4.15} = 6.65 \text{ KN}$$

- 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:

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

24

## Θ.Ε. ΣΜΑ61

## Σεισμικές Βλάβες, Επισκευές και Ενισχύσεις

## ΝΕΟΖΗΛΑΝΔΙΚΗ ΠΡΟΤΑΣΗ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΙΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

## ➤ Στέφανος Δρίτσος

Καθηγητής

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών

1

1ο Στάδιο

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

2ο ΣτάδιοΥπολογισμός μέγιστης τέμνουσας βάσης ( $V_{R,B}$ ) που μπορεί να «αντέξει» το κτίριο (κατά διεύθυνση)3ο Στάδιο

Υπολογισμός βασικής ιδιοπεριόδου

4ο ΣτάδιοΥπολογισμός απαιτούμενου δείκτη συμπεριφοράς  $q$  και  $\mu_{\Delta}$ 5ο ΣτάδιοΈλεγχος  $\mu_{\Delta, απαιτ}$  με  $\mu_{\Delta, διαθ}$ 

2

2ο ΣτάδιοΥπολογισμός μέγιστης τέμνουσας βάσης ( $V_{R,B}$ ) που μπορεί να «αντέξει» το κτίριο**1ος Τρόπος:** Συντηρητική ΠαραδοχήΓίνεται ελαστική ανάλυση για τέμνουσα βάσης  $V=1$  θεωρώντας αντεστραμμένη τριγωνική κατανομή και υπολογίζεται για κάθε μέλος οι τιμές  $r_i = \frac{\text{Αντοχή}}{\text{Ενταση}}$  για κάμψη και διάτμηση

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

τότε εξαντλείται η αντοχή στο πιο ευάλωτο μέλος.

3

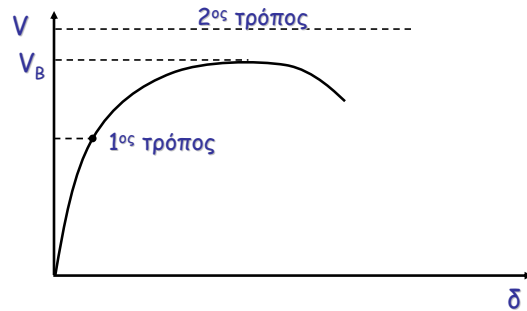
**2ος τρόπος:** Μη συντηρητική παραδοχήΥπολογίζεται το  $V_{R,B} = \sum V_{Ri}$  κατακόρυφων μελών όπως προέκυψαν στο 2ο Στάδιο

- 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.

4

**3ος Τρόπος:** Ακριβέστερη εκτίμηση

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



5

**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

6

**4ο Στάδιο**

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

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

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

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

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

7

**5ο Στάδιο****Έλεγχος**

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

$$\mu_{\Delta, \text{διαθ}} = 1,5 \quad (\text{αν μηχανισμός ορόφου})$$

$$\mu_{\Delta, \text{διαθ}} = 2 \text{ έως } 6 \quad (\text{Αν όπως τα νέα κτίρια})$$

$$\mu_{\Delta, \text{διαθ}} = 6$$

$$\mu_{\Delta, \text{διαθ}} = 2$$

(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

8



## Θ.Ε. ΣΜΑ61

## Σεισμικές Βλάβες, Επισκευές και Ενισχύσεις

ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΝΕΟΖΗΛΑΝΔΙΚΗ ΠΡΟΤΑΣΗ  
ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

## ➤ Στέφανος Δρίτσος

Καθηγητής

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών

1

## Διαδικασία σε 4 Βήματα

1ο ΒήμαΥπολογισμός μέγιστης τέμνουσας βάσης ( $V_{R,B}$ ) που μπορεί να «αντέξει» το κτίριο (κατά διεύθυνση)2ο Βήμα

Υπολογισμός βασικής ιδιοπεριόδου

3ο ΒήμαΥπολογισμός απαιτούμενου δείκτη συμπεριφοράς  $q_{\text{απαιτ.}}$ 4ο ΒήμαΈλεγχος  $q_{\text{απαιτ.}}$  προς  $q_{\text{διαθ.}}$ 

2

1ο ΒήμαΥπολογισμός μέγιστης τέμνουσας βάσης ( $V_{R,B}$ ) που μπορεί να «αντέξει» το κτίριο1ο Βήμα : 1ος Τρόπος

## (Συντηρητική Παραδοχή)

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

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

τότε εξαντλείται η αντοχή στο πίο ευάλωτο μέλος.

3

1ο Βήμα: 2ος τρόπος

## (Μη συντηρητική Παραδοχή)

Υπολογίζεται το  $V_{R,B} = \sum V_{Ri}$  κατακόρυφων μελών όπως προέκυψαν στο 2ο επίπεδο ελέγχου της Ιαπωνικής Μεθόδου

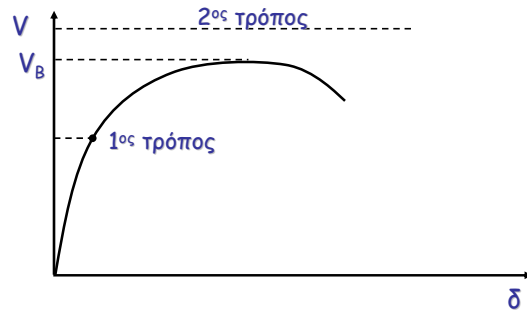
- Αν κρίσιμος ο κατώτατος όροφος  $V_{R,B} = V_{R,op}$
- Αν κρίσιμος άλλος όροφος η  $V_{R,B}$  υπολογίζεται ως αυτή που αντιστοιχεί στην βάση όταν «αστοχεί» ο κρίσιμος όροφος θεωρώντας αντεστραμμένη τριγωνική κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους ορόφους.

Η παραπάνω θεώρηση  $V_{R,B} = \sum V_{Ri}$  είναι ανασφαλήςΓια αυτό είναι σκόπιμο να λαμβάνεται  $V_{R,B} = \lambda \sum V_{Ri}$  όπου εν γένει  $\lambda = 0,7$  έως  $0,9$ . ανάλογα με το αν το πλήθος των τοιχωμάτων είναι μεγάλο ή μικρό αντίστοιχα.Αν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα στον κρίσιμο όροφο  $\lambda = 0,5$ 

4

**1ο Βήμα: 3ος τρόπος****(Ακριβέστερη Εκτίμηση)**

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



5

**2ο Βήμα****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

6

**3ο Βήμα**

Υπολογισμός απαιτούμενου δείκτη συμπεριφοράς  $q_{\text{απαιτ.}}$

Από τα φάσματα απαίτησης του ΕΑΚ ή του ΕΚ8  $\rightarrow V_{B,\text{απαιτ}}$  (για το  $T$  του 2ου βήματος)

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

7

**4ο Βήμα**

Έλεγχος  $q_{\text{απαιτ.}}$  προς  $q_{\text{δίαθ.}}$

Προσδιορίζεται το  $q_{\text{δίαθ.}}$  από τον πίν. Σ.4.4. του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και

συγκρίνονται τα μεγέθη  $q_{\text{δίαθ.}}$  και  $q_{\text{απαιτ.}}$

Αν  $q_{\text{δίαθ.}} \geq q_{\text{απαιτ.}} \rightarrow$  Επάρκεια

8

## Θ.Ε. ΣΜΑ61

Σεισμικές Βλάβες, Επισκευές και Ενισχύσεις

## ΑΜΕΡΙΚΑΝΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ FEMA 273 ΚΑΙ 356

## ➤ Στέφανος Δρίτσος

Καθηγητής

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών

1

## ΑΜΕΡΙΚΑΝΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ FEMA 273 ΚΑΙ 356

Δύο εναλλακτικοί τρόποι :

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

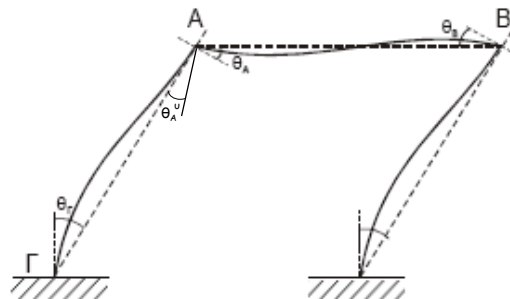
β) Προσδιορισμός τοπικών δεικτών πλαστιμότητας μελών

$$m = \theta_u / \theta_y$$

και έλεγχος

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

2



3

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:

Θ<sub>y</sub> = 0.5 % για δοκούς - υποστυλώματαΘ<sub>y</sub> = 0.3 % για τοιχώματα

4

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

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

5

**«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

6

**ΑΠΟΔΕΚΤΕΣ ΟΡΙΑΚΕΣ ΤΙΜΕΣ**

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

7

**ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ**

1) Υποστυλώμα πρόβολος διατομής 300×300

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

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

$$4\Phi 14 \quad S400$$

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

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

$$M_{sd} = 60,9 \text{ kNm} \text{ κορυφή}$$

$$M_{sd} = 49,9 \text{ kNm, βάση}$$

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

8

Υπολογισμός Αντοχών μέλους

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

$$\omega_{\text{tot}} = \frac{616}{300^2} \frac{9,6 \times 1,15}{220 \times 1,5} = 0,205$$

**Νομογράφημα** →  $\mu_d = 0,16$

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

9

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 →  $\theta_u = 1,8\%$

Σε πρωτεύον στοιχείο για ασφάλεια ανθρώπινης ζωής

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

Έλεγχος επάρκειας

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

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

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

Ανεπαρκές

10

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

Αντοχές

Άνω οπλισμός στη στήριξη 4Φ12+8Φ8=854 mm<sup>2</sup>

Κάτω οπλισμός στη στήριξης 2Φ12=226 mm<sup>2</sup>

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

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

Υπολογισμός  $\theta_u$ 

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

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

$$\omega_1 - \omega_2 = (\rho_1 - \rho_2) f_{yd} / f_{cd} =$$

$$= (0,0072 - 0,0019) \times 220 \times 1,5 / 1,15 \times 9,6 = 0,158$$

11

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

Πιν. 3.1 →  $\theta_u = 2,2\%$

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

Έλεγχος Επάρκειας

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

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

12

## Θ.Ε. ΣΜΑ61

## Σεισμικές Βλάβες, Επισκευές και Ενισχύσεις

## ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΙΣ ΣΤΡΟΦΕΣ ΧΟΡΔΗΣ

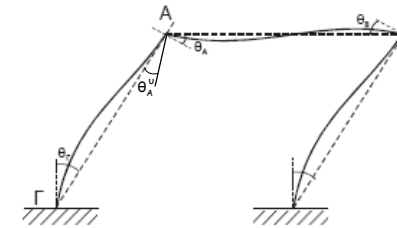
## ➤ Στέφανος Δρίτσος

Καθηγητής

Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών

1

- Κριτήριο: σύγκριση γωνίας στρώσης χορδής λόγω σεισμικής δράσης (δράση) με τη στρόφη χορδής μέλους στην αστοχία (ικανότητα).

Έλεγχος με χαρακτηριστικές τιμές:  $\theta_{sk,0.95} \leq \theta_{uk,0.05}/\gamma_m$ 

- Χρησιμοποιείται Ελαστικό φάσμα με 5% απόσβεση

2

• Προσδιορισμός  $\theta_s$  (ελαστική ανάλυση)

- δυσκαμψίες μελών: λαμβάνονται υπόψη πλήρεις παραμορφώσεις στη διαρροή (καμπτικές - διατμητικές - ολίσθηση).

$$EI = \frac{(EI)_1 + (EI)_2 + (EI)_3 + (EI)_4}{4}$$

i = 1,2 στο άκρο i (π.χ. Γ) για ένταση  $\pm E$ j = 2,3 στο άκρο j (π.χ. Α) για ένταση  $\pm E$ 

$$(EI)_i = \frac{M_{y,i} L_{s,i}}{3\theta_{y,i}}$$

Η  $M_y$  μπορεί να υπολογιστεί από Πίνακες Διατομών Οπλισμένου Σκυροδέματος ή σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3

Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.002 \left( 1 - 0.125 \frac{L_s}{h} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

$$\alpha_v = 1 \quad \text{αν} \quad V_{Rd1} < V_{Mu} = M_y / L_s$$

$$\alpha_v = 0 \quad \text{αν} \quad V_{Rd1} \geq V_{Mu}$$

Η καμπυλότητα  $(1/r)_y$  υπολογίζεται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d}$$

$$(1/r)_y = \frac{\xi_y}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_s \xi_y d}$$

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A$$

4

**I. Διαρροή Λόγω Χάλυβα:**

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}$$

**II. Διαρροή Λόγω Παραμορφώσεων Σκυροδέματος:**

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8\alpha bdf_c}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta')$$

**Προσεγγιστικώς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. :**

▪ Για υποστυλώματα ή δοκούς

$$(1/r)_y = 1,77f_y / E_s h \quad (A.7\alpha) \quad \text{ή} \quad (1/r)_y = 1,55f_y / E_s d \quad (A.7\beta)$$

▪ Για τοιχώματα

$$(1/r)_y = 1,44f_y / E_s h \quad (A.8\alpha) \quad \text{ή} \quad (1/r)_y = 1,36f_y / E_s d \quad (A.8\beta)$$

- $\theta_{i(i,j)} = \psi_{i(i,j)} + (u_i + u_j)/L_{i,j}$   
 $\theta$ : γωνία στροφής χορδής  
 $\psi$ : στροφή κόμβου  
 $u$ : εγκάρσιες στον άξονα του μέλους μεταθέσεις των άκρων.
- Εν γένει επειδή γίνεται χρήση μειωμένων δυσκαμφιών  
 $T > T_2 \rightarrow$  περιοχή ίσων μετατοπίσεων  $\rightarrow$   
 $\theta$  (ελαστική ανάλυση)  $\approx$   $\theta$  (ανελαστική ανάλυση).  
 Όμως με βάση τη βιβλιογραφία ο συσχετισμός μεγεθών από ελαστική ανάλυση με ανελαστική συμπεριφορά δίνει:

Ελαστική ανάλυση:	Ισοδύναμη Στατική				Φασματική - Δυναμική			
	Είδος μέλους:	Δοκός		Κατακόρυφο		Δοκός		Κατακόρυφο
Για υπολογισμό της:	$\theta_{Sm}$	$\theta_{Sk,0,95}$	$\theta_{Sm}$	$\theta_{Sk,0,95}$	$\theta_{Sm}$	$\theta_{Sk,0,95}$	$\theta_{Sm}$	$\theta_{Sk,0,95}$
Κορυφή κτιρίου	1.2	1.85	1.15	1.9	1.25	1.7	1.0	1.65
Βάση κτιρίου	1.0	1.35	0.9	1.1	1.2	1.65	0.85	1.05
Μέση τιμή στο κτίριο	1.11	1.59	1.04	1.51	1.22	1.67	0.92	1.35

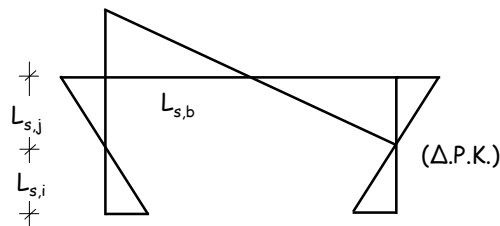
Συντελεστής:  $\theta$  (Ανελ.Ανάλυσης) /  $\theta$  (Ελαστ. Ανάλυσης)

**Μήκος Διάτμησης:**

$$L_s = \frac{M}{V}$$

$$L_s = \alpha_s h$$

$$\alpha_s = \frac{M}{Vh} \quad \text{Ο λόγος διάτμησης}$$



▪ Δοκοί και Υποστυλώματα:  $L_s = 1/2 L_{καθ.}$

▪ Τοιχώματα:  $L_s = 1/2 L_{βάσηορόφου-κορυφής}$

- Κτίρια με pilotis:

Τοιχοπληρώσεις άνω ορόφων: άκαμπτα διαγώνια στοιχεία.  
 $\theta_{Sm} = \begin{matrix} 1.2 \times \text{τιμή ανάλυσης στην κορυφή} \\ 0.95 \times \text{τιμή ανάλυσης στη βάση} \end{matrix}$  } υποστυλώματα κατώτατου ορόφου  
 $\theta_{sk,0,95} = 1.8 \times \theta_{Sm}$  βάση ή  $1.25 \times \theta_{Sm}$  κορυφή

$\theta_{Sm} = 0.7 \times \text{τιμή ανάλυσης στην κορυφή}$   
 $\theta_{sk,0,95} = 0.95 \times \theta_{Sm}$  } Δοκοί

• Προσδιορισμός διαθέσιμης τιμής στρωφής χορδής  $\theta_u$

$$\theta_{um} = 0.0213 a_{cyc} a_{sl} a_{wall} (0.25^v) \left[ \frac{\max(0.01, \omega_2)}{\max(0.01, \omega_1)} \right] f_c^{0.275} (L_s/h)^{0.45} \max(0.01, \omega_{wx})^{0.125} (1.3\rho_d)$$

(Διδακτικό Βοήθημα)

$$a_{cyc} = 0.725 \text{ για ανακυκλιζόμενη φόρτιση}$$

$$a_{sl} = 7/6 \text{ για δυνατότητα ολίσθησης}$$

$$a_{wall} = 0.625 \text{ για τοιχώματα δυσκαμψίας}$$

$$\theta_{uk,0.05} = 0.45 \times \theta_{um}$$

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} (\alpha_s)^{0.35} 25 \left( \alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right) (1.25^{100} \rho_d),$$

ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σ.8α)

9

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΙΑΚΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ  $\theta_u$

Εδώ γίνεται χρήση εγχειριδίου ΣΜΑ61

Ανάλογα εφαρμόζεται και η σχετική εξίσωση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σ.8α)

Δεδομένα Ανάλυσης

$$u_\Gamma = 0, \quad \psi_\Gamma = 0 \quad N_{ακρ. υπ.} = 60,8 \text{ kN}$$

$$u_A = 114 \text{ mm} \quad \psi_A = 0,0076 \text{ rad}$$

Υποστύλωμα (ΓΑ)

Απαίτηση ( $\theta_s$ )

$$\text{Βάση:} \quad \theta_\Gamma = \psi_\Gamma + \frac{u_A + u_\Gamma}{H_{καθ}} = 0 + \frac{114}{450} = 0,253 \text{ rad}$$

$$\text{Κορυφή:} \quad \theta_A = \psi_A + \frac{u_A + u_\Gamma}{H_{καθ}} = 0,0076 + \frac{114}{450} = 0,253 \text{ rad}$$

$$\theta_{sk,0.95} = 1,1 \times 0,253 = 0,278 \text{ rad στην βάση}$$

$$= 1,1 \times 0,0177 = 0,0195 \text{ rad στην κορυφή}$$

10

Ικανότητα ( $\theta_u$ )

$$\bullet \text{ Συνδ. } \Phi 6/300 \rightarrow \omega_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} \cdot \frac{f_y}{f_c} \quad (\text{με μέσες τιμές υλικών})$$

$$f_y = 253 \text{ MPa}, f_c = 15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \omega_w = \frac{56,5}{250 \times 300} \cdot \frac{253}{15} = 0,0127$$

$$\bullet \frac{L_s}{h} = \frac{4,15/2}{0,25} = 8,3$$

$$\bullet v = \frac{60,8}{0,25^2 \times 15000} = 0,065$$

• Επομένως ( $\theta_{um} = \dots$ )

$$\theta_{uk,0.05} = 0,45 \times 0,0213 \times 0,775 \times 7/6 \times 0,25^{0,065} \times 15^{0,275} \times 8,3^{0,45} \times 0,0127^{0,125} = 0,025 \text{ rad}$$

11

Έλεγχος

$$\text{Βάση} \quad \gamma_m = \frac{\theta_{uk,0.05}}{\theta_{sk,0.95}} = \frac{0,025}{0,278} = 0,9 < 1,0$$

$$\text{Κορυφή} \quad \gamma_m = \frac{0,025}{0,0195} = 1,3 > 1,0$$

12



Δοκός**Απαίτηση ( $\theta_s$ ) στον κόμβο Α**

$$\theta_A = \psi_A = 0,0076 \text{ rad}$$

$$\theta_{sk,0.095} = 1,35 \times 0,0076 = 0,0103 \text{ rad}$$

Ικανότητα

- Συνδ. Φ6/250
- $\omega_w = \frac{56.5}{250 \times 250} \cdot \frac{253}{15} = 0,0152$
- $\frac{L_s}{h} = \frac{3,75/2}{0,5} = 3,75$
- $v=0$
- $\omega_2 / \omega_1 = 0,0019 / 0,0072 = 0,264$  ( $\omega_1$  και  $\omega_2$  βλ. ασκ.με βάση FEMA)

13

Επομένως

$$\theta_{uk,0.95} = 0,450_{um} = 0,0096 \times 0,775 \times 7 / 6 \times (15 \times 0,264)^{0,275} \times \\ \times 3,75^{0,45} \times (0,0152)^{0,125} = 0,0136 \text{ rad}$$

Έλεγχος

$$\gamma_m = \frac{0,0136}{0,0103} = 1,3$$

14