



Κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος

- Θεμέλια
- Άκαμπτα και εύκαμπτα θεμέλια
- Εφαρμογή σε άκαμπτο θεμέλιο

Δρ. Σπυρίδων Διαμαντόπουλος
Δεκέμβριος 2024

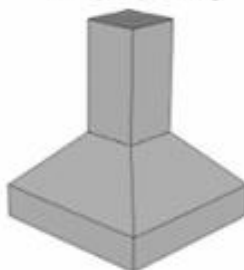
Τύποι θεμελιώσεων: επιφανειακές θεμελιώσεις

- Μεμονωμένα πέδιλα, με μορφή:

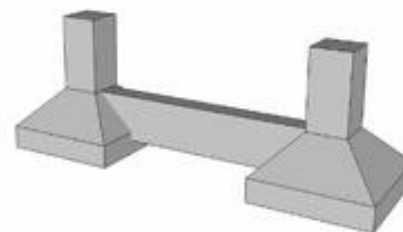
ορθογώνιου
παραλληλεπίπεδου



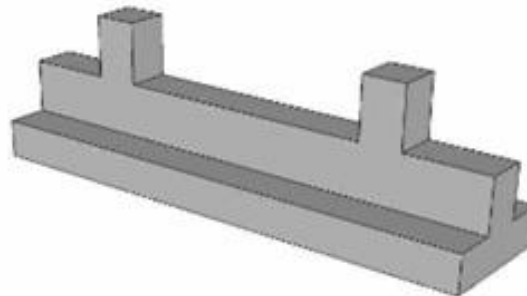
συνδυασμού ορθογώνιου
παραλληλεπίπεδου και κόλουρης
πυραμίδας



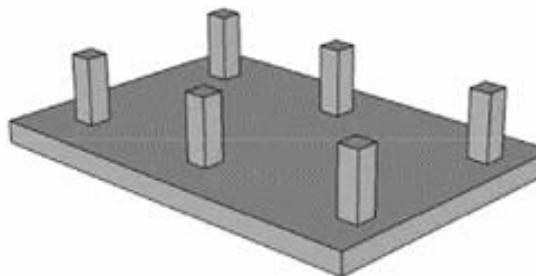
Τα μεμονωμένα πέδιλα
μιας κατασκευής
συνδέονται μεταξύ τους
με συνδετήριες δοκούς



- Πεδιλοδοκοί:

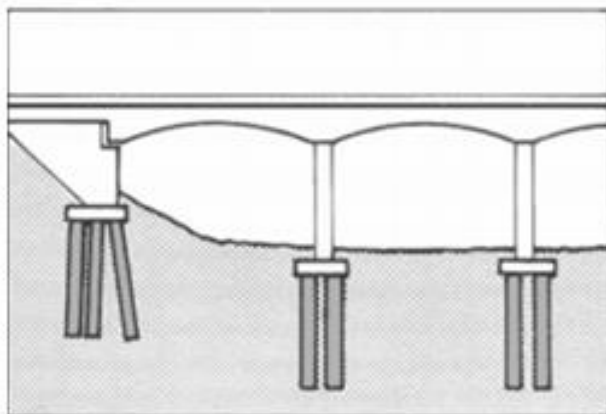
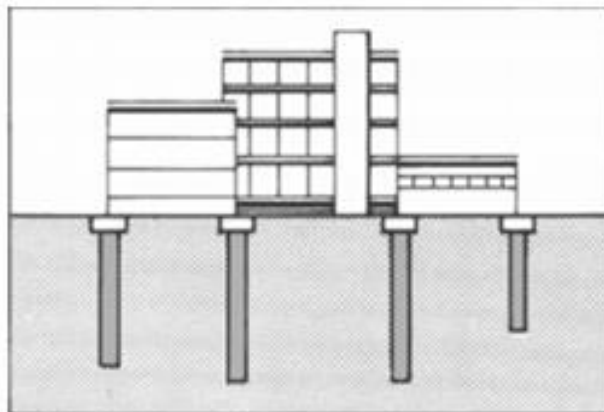


- Κοιτοστρώσεις:



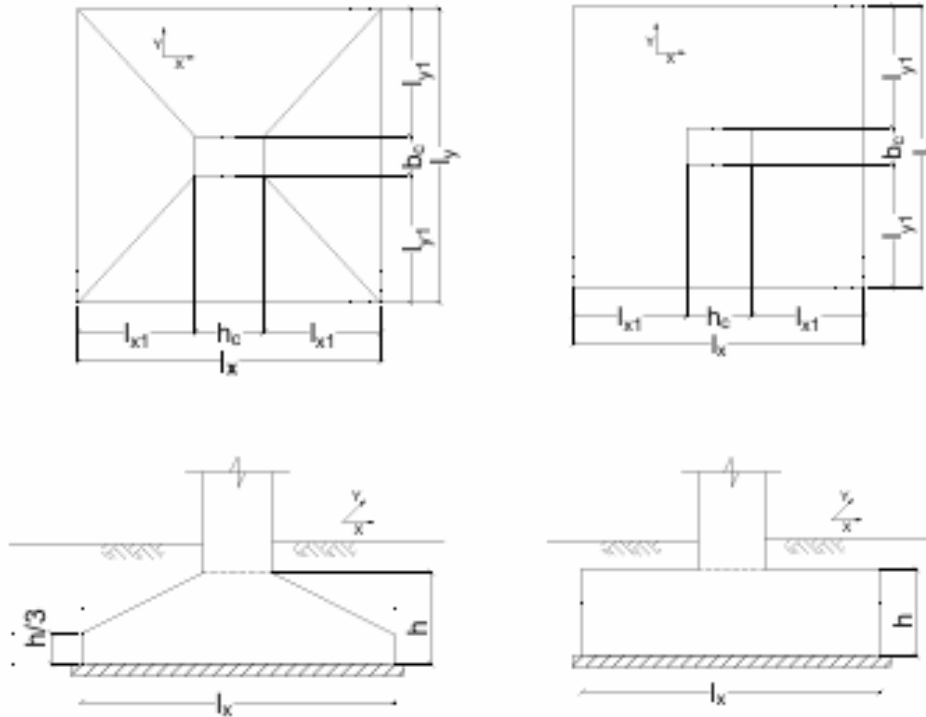
Τύποι θεμελιώσεων: βαθιές θεμελιώσεις

- Με πασσάλους (αιχμής, τριβής ή αιχμής-τριβής), μεμονωμένους ή σε ομάδες:



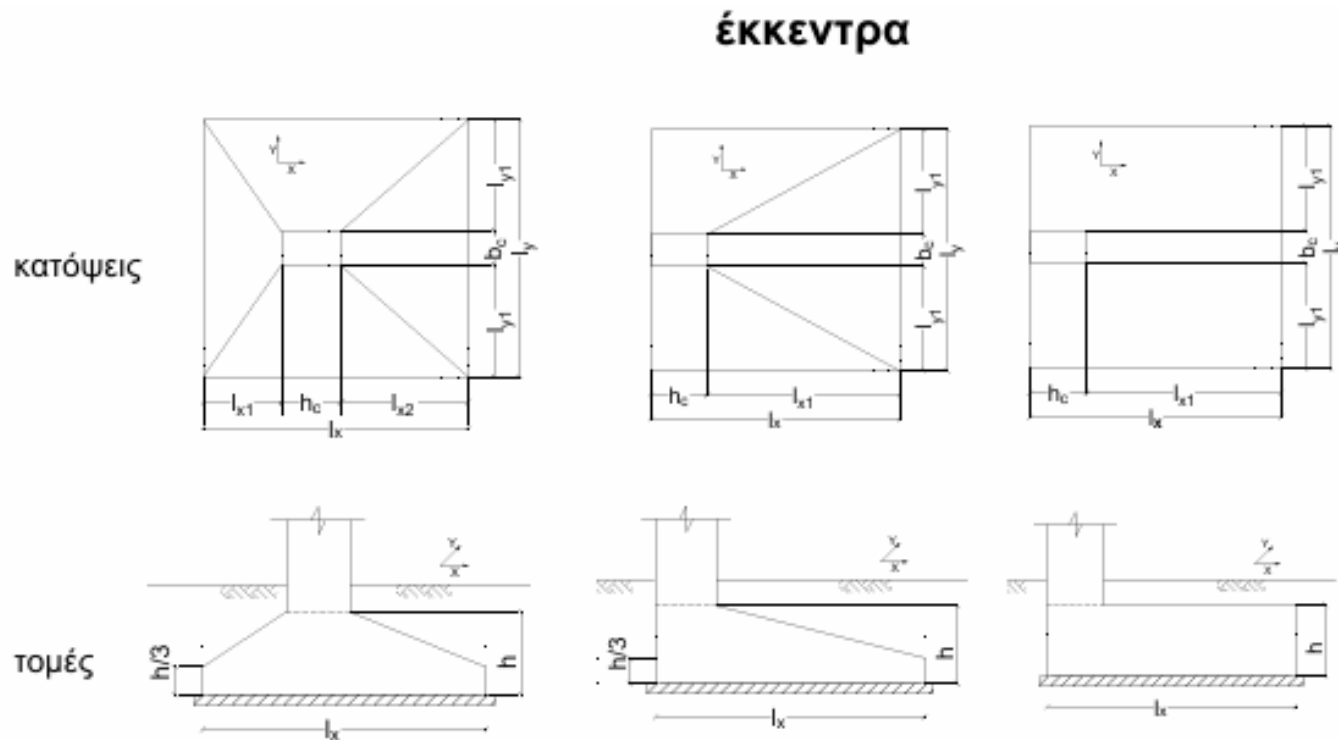
Κεντρικά Θεμέλια

κεντρικά



Η διαγραμμισμένη περιοχή **κάτω από θεμέλιο** αφορά την ισοπεδωτική στρώση σκυροδέματος (beton καθαριότητας), που κατασκευάζεται υποχρεωτικά κάτω από δομικά στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος που φέρουν οπλισμό στην κάτω επιφάνεια, βάσει της §Δ3.1.9 του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος, **ύψους τουλάχιστον 5cm** και κατηγορίας αντοχής σκυροδέματος **τουλάχιστον C12/15**.

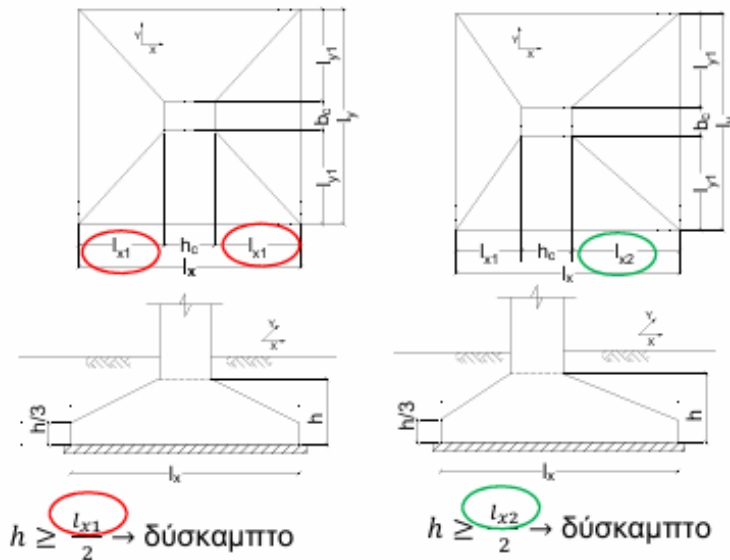
Έκκεντρα θεμέλια



- Η κατασκευή **κωνικών θεμελίων** ήταν συνήθης πρακτική τα **παλαιότερα χρόνια**.
- Ωστόσο, η κατασκευή ξυλοτύπου για τον εγκιβωτισμό των κεκλιμένων παρειών, που είναι απαραίτητη για τη συμπύκνωση του σκυροδέματος με χρήση δονητή (Κ.Τ.Σ. §Δ4.1), συνήθως καθιστά, σήμερα, την κατασκευή τους οικονομικά ασύμφορη.
- Η κατασκευή έκκεντρων θεμελίων γίνεται υποχρεωτική **όταν τα πλάγια όρια της κατασκευής εμποδίζουν την κατασκευή κεντρικών**, και επιλέγεται όταν στη θεμελίωση μεταβιβάζονται φορτία με μόνιμη σταθερή εκκεντρότητα.

Εύκαμπτο ή δύσκαμπτο θεμέλιο

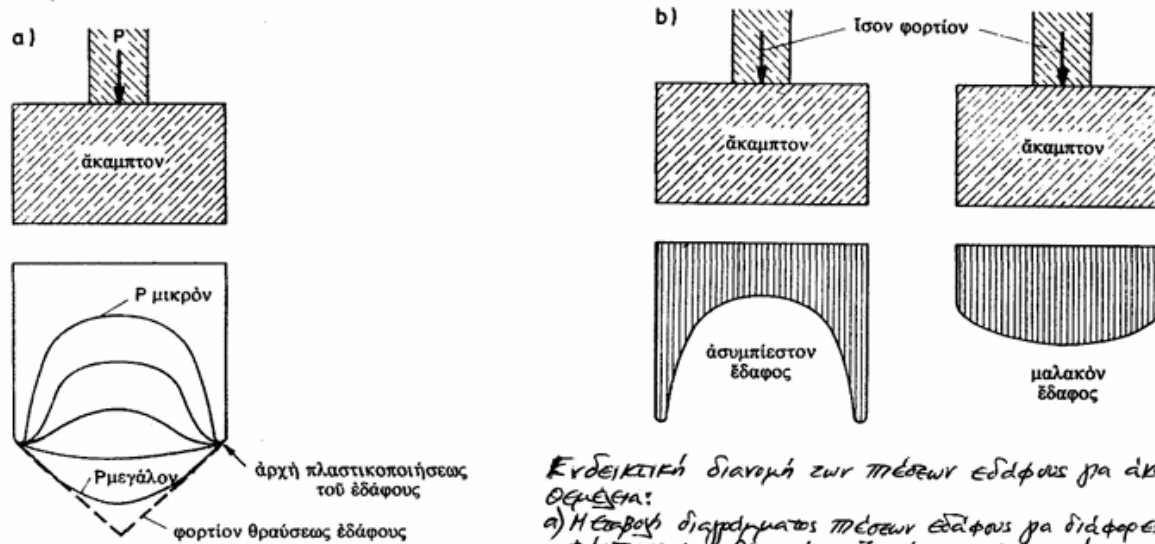
Ένα θεμέλιο χαρακτηρίζεται ως **δύσκαμπτο** όταν το ύψος του, h , είναι **μεγαλύτερο από το μισό του μήκους του μεγαλύτερου προβόλου του**.



- Το κριτήριο του ύψους, είναι το μοναδικό κριτήριο για τη διάκρισή του σε εύκαμπτο ή δύσκαμπτο.
- Ωστόσο, τα κωνικά θεμέλια δεν είναι σχεδόν ποτέ εύκαμπτα, καθώς η αιτία της κατασκευής τους, ήταν η εξοικονόμηση σκυροδέματος στα ψηλά θεμέλια. Εξ' αυτού, έχει διαμορφωθεί η ψευδαίσθηση, ότι τα κωνικά θεμέλια είναι πάντα δύσκαμπτα και τα παραλληλεπίπεδα εύκαμπτα.

Κατανομή τάσεων: άκαμπτα θεμέλια

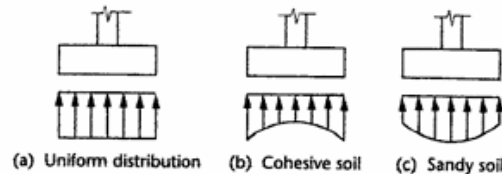
Διανομή τάσεων εδάφους κάτω από άκαμπτα θεμέλια



Ενδεικτική διανομή των πιέσεων εδάφους για άκαμπτα θεμέλια:

- Η καταβολή διαγράμματος πιέσεων εδάφους για διάφορες στάθμες φόρτισης του θεμελίου. Ισχύει βασικά για όλη τη σκληρή έδαφος (άσυμπίεστο ή μαλακό).
- Για το ίδιο φορτίο γ σταθμής: διάφορες διανομές μεταξύ άσυμπίεστον ή μαλακού εδάφους.

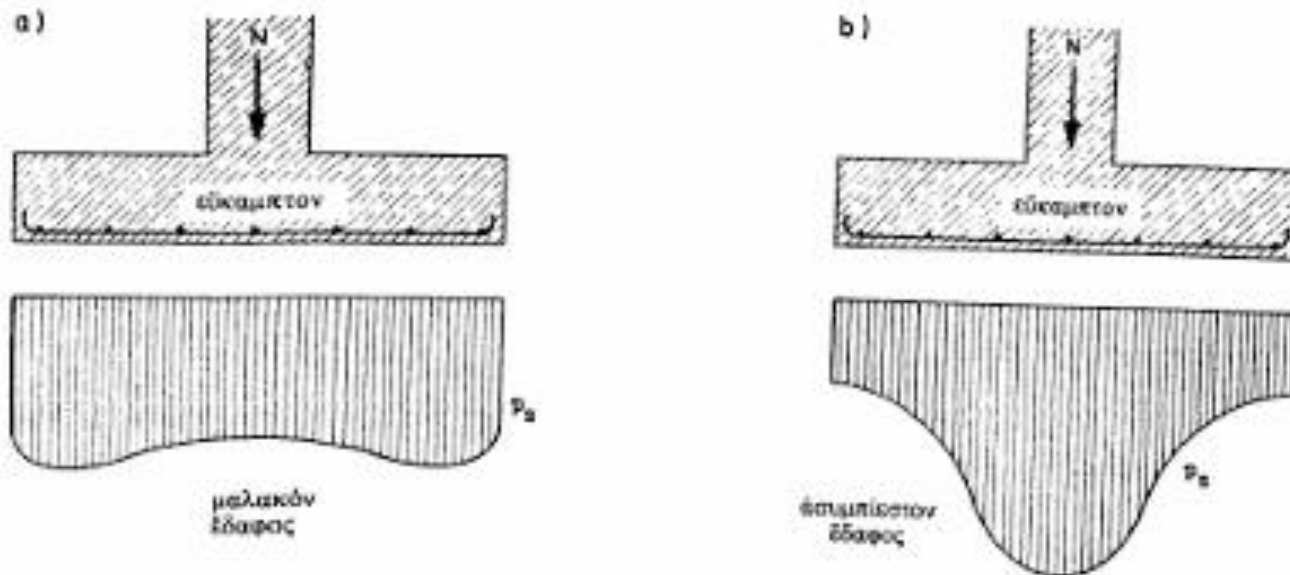
Figure
Pressure distributions
under footings of
infinite rigidity
(soil elastic material)



Συνεχιστική διανομή τάσεων εδάφους κάτω από άκαμπτα θεμέλια για τη διασταδίαση υπό το ορ. φορτίο: αρκεί κατά κανόνα η παραδοχή γραμμικής διανομής (ομοιόμορφη ή τραπέζο-ειδής).

Κατανομή τάσεων: εύκαμπτο θεμέλιο

Διανομή τάσεων εδάφους κάτω από εύκαμπτα θεμέλια



Ενδεικτική διανομή των πρέσων εδάφους για εύκαμπτα θεμέλια

α) σε μαλακό έδαφος β) σε ασυμπέστω έδαφος

Συμβατική διανομή τάσεων εδάφους κάτω από εύκαμπτα θεμέλια: αρκετά κατ'εξοχή κανόνα η παραδοχή γραμμικής διανομής (ομοιόμορφης ή τραπεζοειδούς).

Διαστασιολόγηση και υπολογισμός πεδίων

Σχεδιασμός Πεδίων

1). Διαστασιολόγηση πεδίων

Στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας γίνεται:

- επιλογή διαστάσεων l_x, l_y του πεδίου

$$\bullet N_{Ed} = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k = 1.00 G_k + 1.00 Q_k$$

$$\bullet \sigma_{ed,ep} \quad \& \quad A_c \geq \frac{N_{Ed}}{\sigma_{ed,ep}} \quad \rightarrow \quad l_x = \dots \quad l_y = \dots$$

2). Υπολογισμός πεδίων

Στην Οριακή Κατάσταση Αποτυχίας γίνεται:

- έλεγχος ασφάλειας δομικού

- επιλογή ύψους h & υπολογισμός απαιτούμενων οπλισμών A_{sx}, A_{sy}

$$\bullet N_{Ed} = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k = 1.35 G_k + 1.50 Q_k$$

$$\bullet \sigma_{ed,d} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{N_{Ed}}{l_x \cdot l_y}$$

- επικάλυψη οπλισμών:

• Για σκυρόδεμα χυτό επί γυαλινών επιφανειών, η ελάχιστη επικάλυψη πρέπει γενικά να αυξάνεται

• Για σκυρόδεμα χυτό επί διαμορφωμένου εδάφους (σκυρόδεμα εκέριδ-στητος) $c_{min} = 40 \text{ mm}$

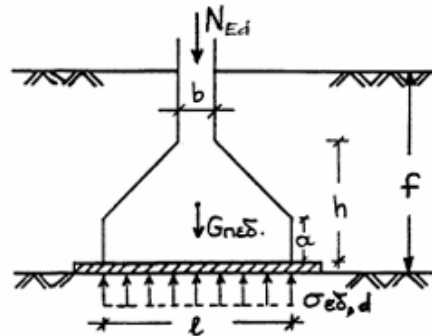
• Για σκυρόδεμα χυτό απευθείας επί του εδάφους $c_{min} = 75 \text{ mm}$

$$\bullet c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{der} = c_{min} + 10$$

- από απαιτήσεις ανθεκτικότητας πρέπει σκυρόδεμα να έχει $c \geq 30/37$

Διαστασιολόγηση πεδύλων

Διαστασιολόγηση Πεδύλων



Στην ΟΚΛ $N_{Ed} = G_k + Q_k$

$$\sigma_{es} = \frac{N_{Ed} + A_c \cdot f \cdot \bar{\gamma}}{A_c} \leq \sigma_{es,cr}$$

$$\bar{\gamma} = \frac{V_c \delta_c + V_{es} \delta_{es}}{A_c \cdot f}$$

1) Διαστάσεις πεδύλου

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{\sigma_{es} - f \bar{\gamma}} \approx \frac{N_{Ed}}{\sigma_{es} - f \delta_{es}} \approx \frac{N_{Ed}}{\sigma_{es}} \quad f \approx 1.20 \text{ m}$$

Με επιλογή ίσων προβάτων:

$$\left. \begin{aligned} \frac{l_x - b_x}{2} &= \frac{l_y - b_y}{2} \\ l_x \cdot l_y &= A_c \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{aligned} l_x &= \dots \\ l_y &= \dots \end{aligned}$$

στρογγυλεμένα προς τα πάνω

2) Τάσεις εδάφους

$$\sigma_{es} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \bar{\gamma} \cdot f \approx \frac{N_{Ed}}{A_c} + \delta_{es} \cdot f$$

3) Επιλογή h

Για άκαμπτο πέλμα θα πρέπει να ισχύει $h > \frac{l-b}{4}$

4) Επιλογή a

$$a \approx \frac{b}{3} \geq 0.20 \text{ (συντήρηση)}$$

5) Βάθος αγκυρώσεως

$$f \geq \frac{l}{3}$$

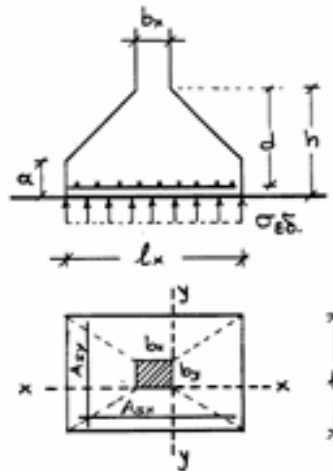
Υπολογισμός πεδίων

1.) Οριακή κατάσταση αστοχίας από μεγέθη ορθής έγκαισης
(Σχεδιασμός έναντι κόμψης)

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_g = 1.35 \\ \gamma_q = 1.50 \end{array} \right\} \rightarrow N_{Ed} = 1.35 G_k + 1.50 Q_k$$

α) Μέθοδος προβόγων

Η μέθοδος αυτή είναι γενική. Εφαρμόζεται για τον σχεδιασμό έναντι κόμψης τόσο των άκαμπτων όσο και των εύκαμπτων θεμελίων.



$$\bullet M_{Ed,x} = \sigma_{\epsilon,d} \cdot l_y \cdot \left(\frac{l_x - b_x}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{2} = \frac{1}{8} \cdot \sigma_{\epsilon,d} \cdot l_y \cdot (l_x - b_x)^2$$

$$M_{Ed,y} = \sigma_{\epsilon,d} \cdot l_x \cdot \left(\frac{l_y - b_y}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{2} = \frac{1}{8} \cdot \sigma_{\epsilon,d} \cdot l_x \cdot (l_y - b_y)^2$$

Υπολογισμός πεδίων

- Οριζιόντιος κάμψιμος κατά τη διεύθυνση X : $A_s x$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{Ed,x}}{b_y \cdot d_x \cdot f_{cd}} = \dots \rightarrow \rho = \dots$$

$$A_s x = \dots$$

(επιγράφους l_y)

όπου : $M_{d,x}$: ροπή στην διατομή "y-y" λόγω των
εξωτερικών $S_{Ed,d}$

b_y : πλάτος υπ/τος κατά τη δ/ση y

d_x : εσπετικό ύψος πέλδου σε θέση "y-y".

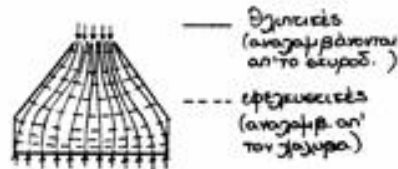
ΠΡΟΣΟΧΗ! Η ροπή αναλαμβάνεται απ' τη διατομή
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ και όχι πέλδου.
ΟΜΕΣ σε είδερα που προκύπτουν κατανέ-
μονται στο πλάτος του πέλδου.

β) Μέθοδος ελεγκτήρα (προεχχιστική)

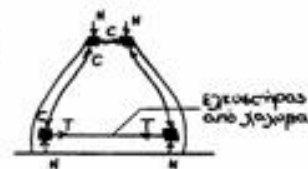
Ισχύει μόνον για ΑΚΑΜΠΤΑ πέλδα

- Στεφίζεται στη μορφή των τροχιών των εξωτερικών : Σε
άκαμπτα πέλδα οι τροχιές των εξωτερικών εξωτερικών
στη βάση είναι πρακτικώς οριζόντιες :

τροχιές εξωτερικών :

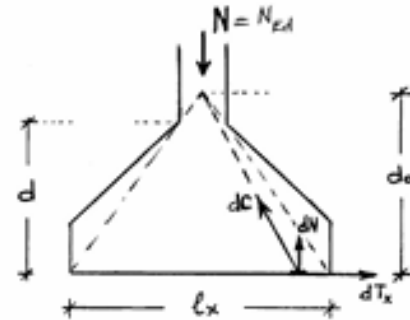


μοντέλο ανόητης δύναμης

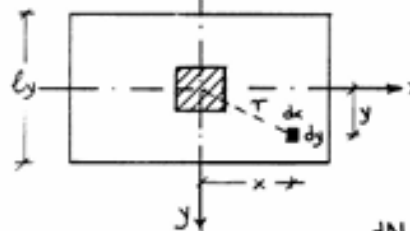


Υπολογισμός πεδίων

- Στη μέθοδο του εγκεκλήρα δεχόμαστε ότι το φορτίο μεταφέρεται στη βάση του πεδίου μέσω μιας θμητικής κωνικής δέσμης. Οι οριζόντιες εφεκτικές δυνάμεις "T" που αναπτύσσονται παραγρβάνονται απ' τον οηγισμό.

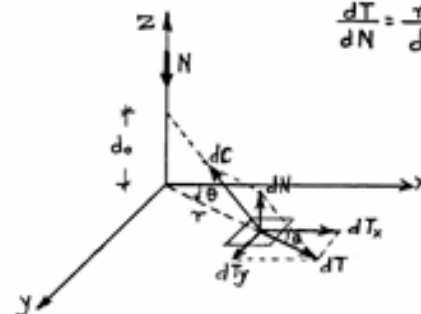


dN : η αντίδραση του εδάφους επί του στοιχείου dx, dy



$$\left. \begin{aligned} dN &= \sigma_{\text{εδ}} \cdot dx \cdot dy = \frac{N}{l_x l_y} \cdot dx \cdot dy \\ \frac{dT}{dN} &= \frac{r}{d_o} \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$$\rightarrow dT = \frac{r}{d_o} \cdot \frac{N}{l_x \cdot l_y} dx \cdot dy$$



Υπολογισμός πεδίων

$$dT_x = dT \cdot \cos\theta = dT \cdot \frac{x}{r} = \frac{r'}{d_0} \cdot \frac{N}{\ell_x \ell_y} \cdot dx \cdot dy \cdot \frac{x}{r} =$$

$$= \frac{N}{\ell_x \ell_y} \cdot \frac{x}{d_0} \cdot dx \cdot dy$$

$$T_x = \iint dT_x \cdot dx \cdot dy = \int_{-\frac{\ell_y}{2}}^{\frac{\ell_y}{2}} dy \int_0^{\frac{\ell_x}{2}} \frac{N}{\ell_x \ell_y} \cdot \frac{x}{d_0} \cdot dx =$$

$$= \frac{N}{\ell_x \ell_y d_0} \cdot \ell_y \cdot \frac{\ell_x^2}{8} = \frac{N \cdot \ell_x}{8 \cdot d_0} \quad (1)$$

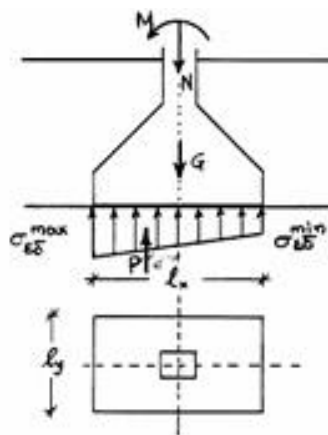
Επειδή: $\frac{\ell_x/2}{d_0} = \frac{(\ell_x - b_x)/2}{d}$, η (1) γράφεται:

$$\left| \begin{array}{ll} T_x = \frac{N_d(\ell_x - b_x)}{8d} & \text{και } A_{sx} = \frac{T_x}{f_{yd}} \\ T_y = \frac{N_d(\ell_y - b_y)}{8d} & A_{sy} = \frac{T_y}{f_{yd}} \end{array} \right.$$

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ: Όσα αναφέρθηκαν για τον υπολογισμό των πεδίων είναι και κάμψεις ισχύουν για ομοιόμορφη κατανομή τάσεων εδάφους σελ.

- Σε περίπτωση που η κατανομή των τάσεων εδάφους κάτω απ' το πέλμα δεν είναι ομοιόμορφη (ύπαρξη M, V ή υποχρεωτική κατασκευαστική εκκεντρότητα) οι υπολογισμοί γίνονται βάσει του πραγματικού διαγράμματος τάσεων (ερασιγμοειδούς)

Έκκεντρη φόρτιση σε κεντρικό θεμέλιο



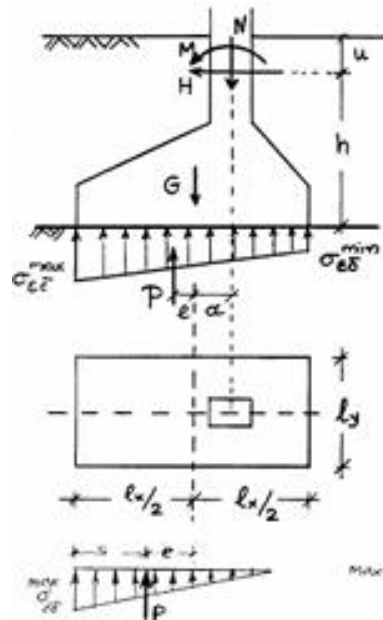
$$P = N + G$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{M}{N + G}$$

$$\sigma_{\text{max}}^{\text{max}} = \frac{N + G}{l_x \cdot l_y} \pm \frac{6M}{l_x^2 \cdot l_y}$$

$$= \frac{P}{l_x \cdot l_y} \left(1 \pm \frac{6e}{l_x} \right)$$

• Γενική περίπτωση εκκεντρους πεδίου:



$$P = N + G$$

$$G = \gamma \cdot l_x \cdot l_y \cdot (h + u)$$

(γ : μέσο ειζ. βάρος πεδίου και εδάφους)

$$e = \frac{M + h \cdot H - \alpha \cdot N}{N + G}$$

$$\text{Αν } |e| < \frac{l_x}{6} \rightarrow \sigma_{I,II} = \frac{P}{l_x \cdot l_y} \left(1 \pm \frac{6e}{l_x} \right)$$

Αν $|e| > \frac{l_x}{6} \rightarrow \sigma_I, \sigma_{II}$: υπερτάσεις
Το πεδίο ανασημαίνει τάσεις μόνον στο τμήμα που θάβρεται

$$\sigma_{\text{max}}^{\text{max}} = \frac{2P}{3s \cdot l_y}$$

$$s = \frac{l_x}{2} - e$$

ΟΚΑ από τέμνουσα

Οριακή κατάσταση αστοχίας από τέμνουσα

Ακολουθείται ο EC2 § 6.2 για τον έλεγχο έναντι τέμνουσας

- Εάν $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ δεν απαιτείται ειδική διάτμηση

$$V_{Rd,c} = 0.12 k (100 \rho_f f_{ck})^{1/3} b d \geq 0.035 k^{3/4} f_{ck}^{1/4} b d$$

$$\rho_f = \frac{A_{st}}{b d} \leq 0.02$$

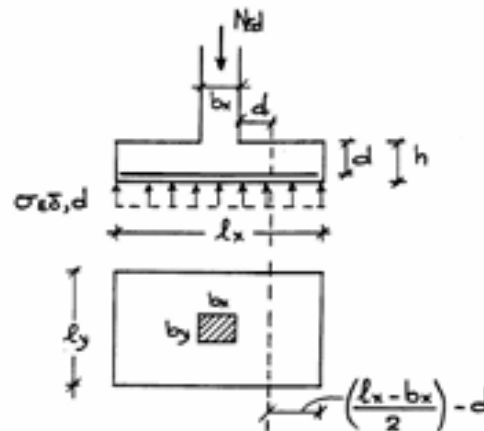
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad \text{με } d \text{ σε mm}$$

$$\begin{array}{l} V_{Rd,c} \text{ σε N} \\ f_{ck} \text{ σε MPa} \end{array}$$

Διατεμά ελέγχου: σε απόσταση d από την παρὰ των υποσφιγμάτων

$$\text{Τέμνουσα σχεδιασμού: } V_{Ed,x+d} = \sigma_{ed,d} \cdot l_y [0.5(l_x - b_x) - d]$$

- Τα διατεμά δομμένα δεν κινούνται από διάτμηση διότι οι τριβές των εφελκυστικών ελκών είναι πρακτικά ορισμένες.
- Στα ανέκρηκτα δομμένα εάν $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ τότε καλύτερα αλληγή διαστάσεων πέλγυ (δεν μπορεί ειδικώς διάτμησης).



ΟΚΑ από διάτρηση

Ακολουθείται ο EC2 § 6.4 για τον έλεγχο έναντι διάτρησης.

α) Έλεγχος αντοχής σε διάτρηση στην περίμετρο του υποστυλώματος

πρέπει $u_{Ed} \leq u_{Rd,max}$

$$u_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_o \cdot d}$$

$$u_{Rd,max} = 0.5 \cdot \gamma \cdot f_{ctd}$$

$$\gamma = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ctd}}{250} \right]$$

u_o = περίμετρος υποστυλώματος

$$V_{Ed} = N_{Ed}$$

β = συντ. εκκεντρότητας φορτίου

β) Έλεγχος αντοχής σε διάτρηση στη βασική περίμετρο

— Βασική περίμετρος έλεγχου u_i σε απόσταση $2d$ από φορτισμένη επιφάνεια.

Εάν αυτή προκύψει εκτός βάσης πεδίου, αναζητείται περίμετρος έλεγχου

u_i στα όρια της βάσης του πεδίου ($x = a \leq 2d$)

— Εάν $u_{Ed,x=a} \leq u_{Rd,c}$ δεν απαιτείται οπλισμός διάτρησης

$u_{Ed,x=a} > u_{Rd,c}$ πρέπει να υπολογισθεί οπλισμός διάτρησης.

ΟΚΑ από διάτρηση

$$- V_{Ed, x=a} = N_{Ed} - A_i \cdot \sigma_{Ed, d}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d}$$

$$- v_{Rd, c} = 0.12 k (100 \rho_p \cdot f_{ck})^{1/3} \left(\frac{2d}{a} \right) \geq 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \left(\frac{2d}{a} \right)$$

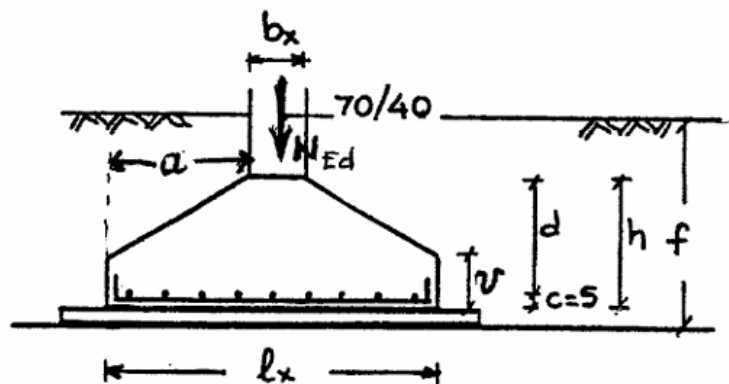
$$\rho_p = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0.02$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{s1x}}{l_y \cdot d}$$

$$v_{Rd, c} \text{ σε MPa (N/mm}^2\text{)}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad \mu\epsilon \quad d \text{ σε mm}$$

Εφαρμογή



Υποσώμα 700 x 400

$$G_k = 800 \text{ kN} \quad Q_k = 700 \text{ kN}$$

$$\gamma_{ed} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_{ed,ET} = 0.2 \text{ MPa}$$

C30/37 BS00C

1. Διαστάσεις πεδίου

Η διαστασιοποίηση γίνεται στην Ο.Κ.Λ.

$$N_{Ed} = 1.0 G_k + 1.0 Q_k = 800 + 700 = 1500 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ed,ET} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \bar{\gamma} \cdot f \quad \bar{\gamma} \approx \gamma_{ed}$$

$$\therefore A_c = \frac{N_{Ed}}{\sigma_{ed,ET} - \gamma_{ed} \cdot f} = \frac{1500}{0.2 \times 10^3 - 20 \times 1.20} = 8.52 \text{ m}^2$$

Επιλογή l_x, l_y πεδίου (μέθοδος ίσων προβολών):

$$\left. \begin{aligned} l_x \cdot l_y &= 8.52 \\ \frac{l_x - 0.70}{2} &= \frac{l_y - 0.40}{2} \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{aligned} l_x &= 3.10 \text{ m} \\ l_y &= 2.80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$A_c = 3.10 \times 2.80 = 8.68 \text{ m}^2$$

Εφαρμογή

$$\therefore \sigma_{es} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \gamma_{es} \cdot f = \frac{1500}{8.68} + 20 \times 1.2 = 196.8 \text{ kN/m}^2 = 0.197 \text{ MPa} < \sigma_{es,cr} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\text{Επιλογή } h \text{ άκαμπτου πεδίου: } h > \frac{0.5(l-b)}{2} = \frac{0.5(3.10-0.70)}{2} = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Επιλέγεται } h = 0.90 \text{ m}$$

$$\& u \approx \frac{h}{3} = 0.30 \text{ m}$$

$$f = 1.20 \text{ m} > \frac{l}{3} = \frac{3.10}{3} = 1.03 \text{ m}$$

2. Σχεδιασμός έναντι κάμψης στην ΟΚΑ

$$\text{Επικάλυψη } c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{der} = 40 + 10 = 50 \text{ mm}$$

$$d = h - c_{nom} - \phi = 900 - 50 - 14 = 836 \approx 830 \text{ mm}$$

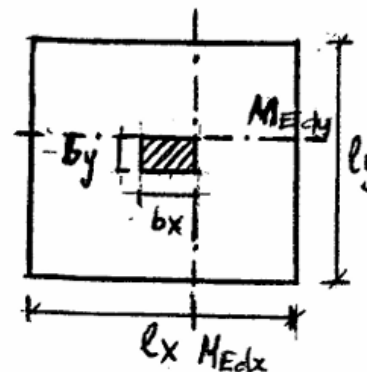
$$N_{Ed} = 1.35 G_k + 1.50 Q_k = 1.35 \times 800 + 1.50 \times 700 = 2130.0 \text{ kN}$$

$$\sigma_{es,d} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{2130.0}{3.10 \times 2.80} = 245.4 \text{ kN/m}^2$$

Κρίσιμη διατομή για κάμψη η άνω ή του υποστρώματος:

$$M_{Edx} = \sigma_{es,d} \cdot l_y \cdot 0.5 \left(\frac{l_z - b_x}{2} \right)^2 = 245.4 \times 2.80 \times 0.5 \left(\frac{3.10 - 0.70}{2} \right)^2 = 494.7 \text{ kNm}$$

$$M_{Edy} = 245.4 \times 3.10 \times 0.5 \left(\frac{2.80 - 0.40}{2} \right)^2 = 547.7 \text{ kNm}$$



Εφαρμογή

$$\mu_{dsx} = \frac{M_{Edx}}{b_y d^2 f_{cd}} = \frac{494,7}{0,40 \times 0,83^2 \times (0,85 \times 30000/1,50)} = 0,1056 \xrightarrow{\text{Νομογρ.}} \omega_x = 0,1120$$

Η ροπή αναλαμβάνεται από την διατομή του υποστυλώματος και όχι του πεδίου.

Όμως ο οπλισμός που προκύπτει κατατίθεται στο ~~πλάτος~~ ^{πλάτος} του πεδίου l_y

$$A_{sx} = \omega_x b_y d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1120 \times 40 \times 83 \times \frac{0,85 \times 30/1,50}{500/1,15} = 14,54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sx}}{l_y} = \frac{14,54}{2,80} = 5,19 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 12/150 (= 7,54 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$\mu_{dsy} = \frac{M_{Edy}}{b_x d^2 f_{cd}} = \frac{547,7}{0,70 \times 0,83^2 \times (0,85 \times 30000/1,50)} = 0,0668 \xrightarrow{\text{Νομογρ.}} \omega_y = 0,0694$$

$$A_{sy} = 0,0694 \times 70 \times 83 \times \frac{0,85 \times 30/1,50}{500/1,15} = 15,77 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sy}}{l_x} = \frac{15,77}{3,10} = 5,09 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 12/150 (= 7,54 \text{ cm}^2/\text{m})$$

Εφαρμογή

Έλεγχος ρηγματώσεως (κυρίως λόγω φορτίων)

$$\sigma_s = \frac{f_{yk}}{1.15} \cdot \frac{G_k + \psi_2 \cdot Q_k}{1.35 G_k + 1.50 Q_k} = \frac{500}{1.15} \cdot \frac{800 + 0.30 \times 700}{1.35 \times 800 + 1.50 \times 700} = 206.2 \text{ MPa}$$

Για $w_k = 0.3 \text{ mm}$ $\xrightarrow[\text{διάμετρος}]{\text{Πίνακας}}$ $\phi_{max} = 16 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$

Πίνακας 9.2 Μέγιστες διάμετροι ράβδων ϕ^* για περιορισμό της ρηγματώσεως ¹ (EC2, Πίνακας 7.2N)			
Τάση χάλυβα ² [MPa]	Μέγιστη διάμετρος ράβδων [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-
Σημειώσεις: 1. Έχουν ληφθεί υπόψη: $c = 25 \text{ mm}$, $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$, $h_{ef} = 0.5h$, $(h-d) = 0,1h$, $k_1 = 0,8$ $k_2 = 0,5$, $k_c = 0,4$, $k = 1,0$, $k_i = 0,4$ και $k' = 1,0$ 2. Υπό τους κατάλληλους συνδυασμούς δράσεων			

Εφαρμογή

Έλεγχος ελάχιστου οπλισμού κάμψης

$$A_{s,min} = \frac{0.26 f_{ctm}}{f_{yk}} b d \geq 0.0013 b d$$

$$= \frac{0.26 \times 2.9}{500} \times 100 \times 83 = 12.52 \text{ cm}^2 \geq 0.0013 \times 100 \times 83 = 10.79 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{s,min}/b = \frac{12.52 \text{ cm}^2}{1.00 \text{ m}} = 12.52 \text{ cm}^2/\text{m} \xrightarrow{\text{επλέγεται}} \Phi 16/150 (= 13.40 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$\max s = \min(2h, 250 \text{ mm}) = \min(2 \times 900, 250) = 250 \text{ mm} \quad \rho_L = \frac{13.40}{100 \times 83} = 0.0016$$

Εφαρμογή

3. Έλεγχος ατοχής σε διάτμηση

Κρίσιμη διατομή σε απόσταση d από παρθεά υποστυλώματος:

$$V_{Ed, x=d} = \sigma_{ed, d} \cdot l_y [0.5(l_x - b_x) - d] = 245.4 \times 2.80 \times [0.5(3.10 - 0.70) - 0.83] = 244.4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd, c} = [0.12 k (100 \rho_f \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = [0.12 \times 1.491 (100 \times 0.0016 \times 30)^{1/3} + 0] \cdot 2800 \times 830 \times 10^{-3} \text{ kN} \\ = 703.5 \text{ kN}$$

$$\rho_f = A_{sf} / (b_w \cdot d) \leq 0.02 \\ = \frac{13.40}{100 \times 83} = 0.0016 \leq 0.02$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0 \\ = 1 + \sqrt{200/830} = 1.491 < 2.0$$

$$(V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w \cdot d = 0.035 (1.491)^{3/2} 30^{1/2} \cdot 2800 \times 830 \times 10^{-3} \text{ kN} \\ = 811.0 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{Rd, c} = \max(703.5, 811.0) = 811.0 \text{ kN} > V_{Ed, x=d} = 244.4 \text{ kN}$$

Εφαρμογή

4. Έλεγχος αντοχής σε διάτρηση

α) Έλεγχος αντοχής σε διάτρηση στην περίμετρο υποσεύματος

$$V_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_o \cdot d} = 1.0 \times \frac{2130.0 \times 10^{-3}}{2.20 \times 0.83} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$u_o = \text{περίμετρος υποσεύματος} \\ = 2(0.70 + 0.40) = 2.20 \text{ m}$$

$$V_{Ed} = N_{Ed} = 2130.0 \text{ kN} \\ \beta = 1 \text{ (εσωτ. υποσεύμα)}$$

$$V_{Rd,max} = 0.5 \gamma f_{cd} = 0.5 \times \left[0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \frac{f_{ck}}{1.50} \right] = 0.5 \times 0.6 \left(1 - \frac{30}{250} \right) \frac{30}{1.50} = 5.28 \text{ MPa}$$

$$V_{Ed} = 1.17 \text{ MPa} < V_{Rd,max} = 5.28 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K.}$$

β) Έλεγχος αντοχής σε διάτρηση στην βασική περίμετρο

Βασική περίμετρος έγχρω u, σε απόσταση 2d από φορτίσμενη επιφάνεια:

$$2d = 2 \times 0.83 = 1.66 \text{ m} > \frac{3 \cdot 10 - 0.70}{2} = 1.20 \text{ m}$$

δηλαδή η βασική περίμετρος βρίσκεται εκτός βάδως πτερίων και επομένως αναζητείται περίμετρος έγχρω ώστε όρια της βάδως των πτερίων:

$$\text{τότε } \frac{2d}{a} = \frac{2 \times 0.83}{1.20} = 1.383$$

a = απόσταση από την περίμετρο
των υποσεύματων ως τη θεωρούμενη
περίμετρο έγχρω

$$V_{Rd,c} = 0.12 \kappa (100 \rho_f \cdot f_{ck})^{1/3} \left(\frac{2d}{a} \right) \geq 0.035 \kappa f_{ck}^{3/4} \left(\frac{2d}{a} \right)^{1/2} \\ = 0.12 \times 0.1 (100 \times 0.0016 \times 30)^{1/3} (1.383) \geq 0.035^{3/4} \times 30^{1/2} \times (1.383) \\ = 0.303 \times 1.383 \geq 0.349 \times 1.383$$

Εφαρμογή

β) Έλεγχος αντοχής σε διάτρηση στην βασική περίμετρο

Βασική περίμετρος ξείρων u_i σε απόσταση $2d$ από φορητό μέγνη επιφάνεια:

$$2d = 2 \times 0.83 = 1.66 \text{ m} > \frac{3 \cdot 10 - 0.70}{2} = 1.20 \text{ m}$$

δηλαδή η βασική περίμετρος βρίσκεται εκτός βάσεως πεδίων και επομένως αναζητείται περίμετρος ξείρων στα όρια της βάσεως των πεδίων.

$$\text{τότε } \frac{2d}{a} = \frac{2 \times 0.83}{1.20} = 1.383$$

a = απόσταση από την περίμετρο των υποστυλίων ως τη θεωρούμενη περίμετρο ξείρων

$$\begin{aligned} u_{Rd,c} &= 0.12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_f \cdot f_{ck})^{1/3} \left(\frac{2d}{a} \right) \geq 0.035 \cdot k^{3/4} \cdot f_{ck}^{1/2} \left(\frac{2d}{a} \right) \\ &= 0.12 \times 0.11 \cdot (100 \times 0.016 \times 30)^{1/3} \cdot (1.383) \geq 0.035^{3/4} \times 30^{1/2} \times (1.383) \\ &= 0.303 \times 1.383 \geq 0.349 \times 1.383 \\ &= 0.419 \geq 0.483 \\ &= 0.483 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$u_i = 2(b_x + b_y) + 2\pi(a) = 2(0.70 + 0.40) + 2\pi(1.20) = 9.74 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_i &= b_x \cdot b_y + 2(b_x + b_y)a + \pi a^2 = 0.70 \times 0.40 + 2(0.70 + 0.40)1.20 + \pi(1.20)^2 \\ &= 7.444 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$V_{Ed, x=a} = N_{Ed} - A_i \cdot \sigma_{Ed,d} = 2130.0 - 7.444 \times 245.4 = 303.2 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} = \frac{303.2}{9.74 \times 0.83} = 37.5 \text{ kN/m}^2 = 0.038 \text{ MPa} \ll u_{Rd,c} = 0.483 \text{ MPa}$$

∴ Ο.Κ.