



Ε
Μ
Π

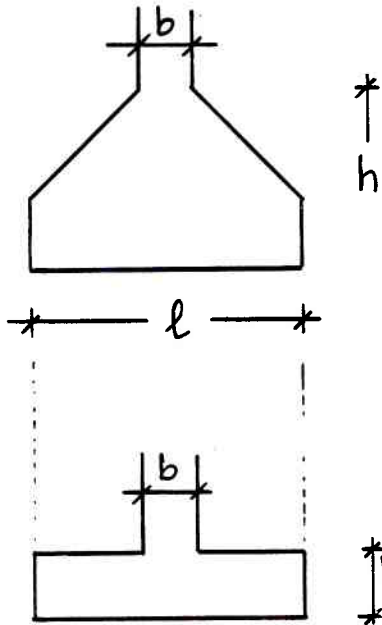
Θεμέλια

Π. Γιαννόπουλος

Εργαστήριο
Ωπλισμένου
Σκυροδέματος

ΘΕΜΕΛΙΑ

- Διαίρουνται σε άκαμπτα και εύκαμπτα, ανάλογα με τις γεωμετρικές τους διαστάσεις:



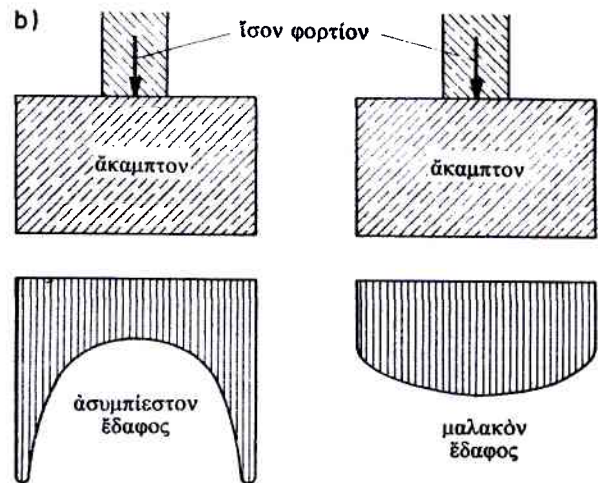
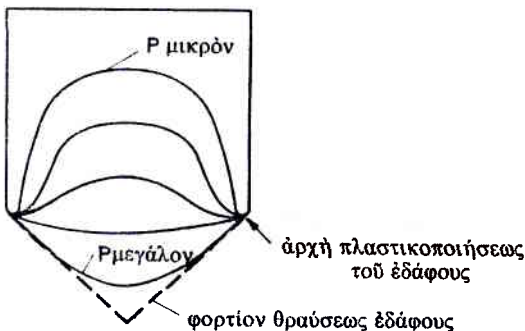
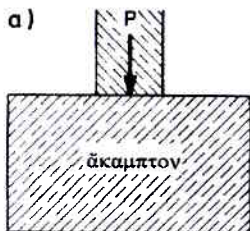
άκαμπτο:

$$h > \frac{l-b}{4}$$

εύκαμπτο:

$$h \leq \frac{l-b}{4}$$

Διανομή τάσεων εδάφους κάτω από άκαμπτα θεμέλια

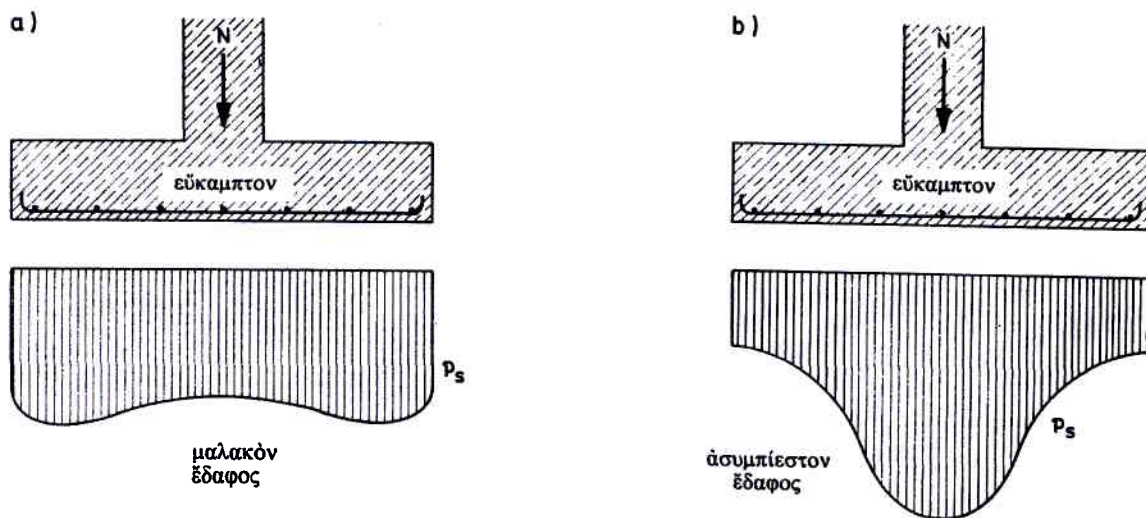


Ενδεικτική διανομή των πιέσεων εδάφους για άκαμπτα θεμέλια

- Μεταβολή διαγράμματος πιέσεων εδάφους για διάφορες σταθίες φόρτισης των θεμελίων. Ισχύει βασικά για όλα τα είδη εδαφών (άσυμπίεστα ή μαλακά).
- Για το ίδιο φορτίο γ σταθίας: διαφορές διανομής μεταξύ άσυμπίεστον & μαλακών εδαφών.

Συμβατική διανομή τάσεων εδάφους κάτω από άκαμπτα θεμέλια για τη διαστασίωση υπό το ορ. φορτίο: αρκεί κατά κανόνα η παραδοχή ομοιόμορφης διανομής.

Διανομή τάσεων εδάφους κάτω από εύκαμπτα θεμέλια



Ενδεικτική διανομή των πιέσεων εδάφους για εύκαμπτα θεμέλια

α) σε μαλακό έδαφος

β) σε ασυμπίεστο έδαφος

Συμβατική διανομή: ομοιόμορφη (με κάποια μέωση για την περίπτωση ασυμπίεστον εδάφους).

Διανομή των τάσεων κάτω από το θεμέλιο

ΒΑΘΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΣ	ΕΔΑΦΟΣ	ΕΙΔΟΣ ΘΕΜΕΛΙΟΥ	
		ΑΚΑΜΠΤΟ	ΕΥΚΑΜΠΤΟ
ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ	ΑΜΜΟΣ		
	ΑΡΓΙΛΟΣ		
ΣΕ ΒΑΘΟΣ	ΑΜΜΟΣ Ή ΑΡΓΙΛΟΣ	Οι διανομές τείνουν να έχουν τα κοίλα προς τα κάτω (εξομοίωση με την διανομή επί ελαστ. ημικώρου).	
ΣΥΜΒΑΤΙΚΗ ΔΙΑΝΟΜΗ		ΠΡΟ-Υ-ΠΟΘΕΣΕΙΣ α) Πέδιλο πρακτικώς άκαμπτο $H > \frac{l-d}{4}$ β) Βάθος θεμελίωσης $\geq \frac{l}{3}$	

Σχεδιασμός πεδίων

- Η εκλογή διαστάσεων του πεδίου : l_x, l_y γίνεται στην οριακή κατάσταση γειττουρικής:

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_g = 1.00 \\ \gamma_q = 1.00 \end{array} \right\} N_d = 1.00 N_g + 1.00 N_q$$

$$\bullet \sigma_{ed} = \sigma_{ed} \quad \text{και} \quad A_c \geq \frac{N}{\sigma_{ed,ed}}$$

- Στην οριακή κατάσταση αστοχίας γίνονται:

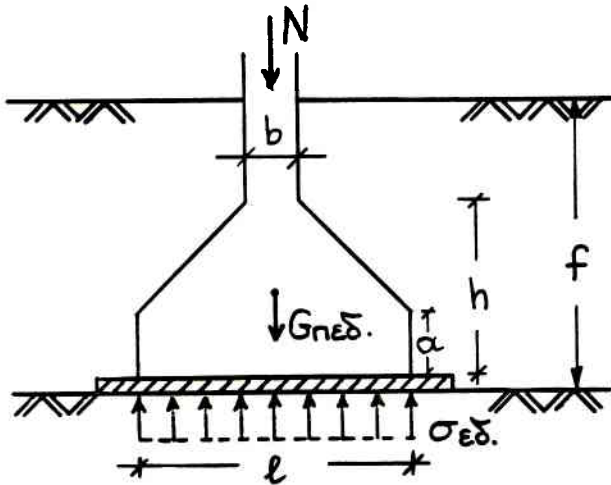
- ο έλεγχος ασφάλειας θεμελίου

- η εκλογή ύψους h και οπλισμών A_{sx}, A_{sy}

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_g = 1.35 \\ \gamma_q = 1.50 \end{array} \right\} N_d = 1.35 N_g + 1.50 N_q$$

$$\bullet \sigma_{ed} = \sigma_{ed,d} = \frac{N_d}{A_c}$$

Διαστασιολόγηση πεδίων.



στη φάση λειτουργίας:

$$\begin{aligned} N &= G_{\text{στ}} + Q_{\text{στ}} \\ &= N_g + N_q \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{εδ}} = \frac{N + A_{\text{c,πεδ}} \cdot f \cdot \bar{\gamma}}{A_{\text{c,πεδ}}} \leq \text{επι } \sigma_{\text{εδ}}$$

$$\bar{\gamma} = \frac{V_{\text{c,πεδ}} \cdot \gamma_{\text{c}} + V_{\text{εδ}} \cdot \gamma_{\text{εδ}}}{A_{\text{c,πεδ}} \cdot f}$$

ΠΡΟΣΟΧΗ! Η διαστασιολόγηση γίνεται στη φάση λειτουργίας: $\gamma_{\text{c}} = \gamma_{\text{a}} = 1.0$

1) Διαστάσεις πεδίου.

$$A_{\text{c,πεδ}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{εδ}} - f \cdot \bar{\gamma}} \simeq \frac{N}{\sigma_{\text{εδ}} - f \cdot \gamma_{\text{εδ}}}$$

$$\bullet f \simeq 1.20 \text{ m} \geq \frac{l}{3}$$

• Με εκλογή ίσων προρρίων:

$$\left. \begin{aligned} \frac{l_x - b_x}{2} &= \frac{l_y - b_y}{2} \\ l_x \cdot l_y &= A_c \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} l_x &= \dots \\ l_y &= \dots \end{aligned} \quad \text{(επιλογαζόμενα προς τα πάνω).}$$

2.) Τάσεις εδάφους:

$$\sigma_{εδ} = \frac{N}{A_{c,πεδ}} + f \cdot \bar{\gamma}$$

3.) Εκρηγή h:

Για άκαμπτο πέδικο θα πρέπει να ισχύει:

$$h > \frac{l-b}{4}$$

4.) Εκρηγή α:

$$\alpha \approx \frac{h}{3} \geq 0.20 \text{ (εωνίθως)}$$

5.) Βάθος Σφμεγνώσεως:

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

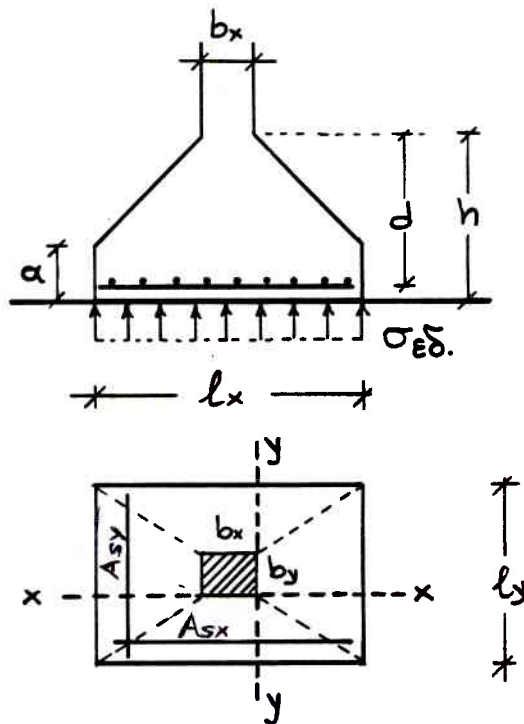
ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΕΔΙΛΩΝ

- 1.) Οριακή κατάσταση αστοχίας από μεγάλη ορθή ένταση
(Σχεδιασμός έναντι κάμψης)

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_g = 1.35 \\ \gamma_q = 1.50 \end{array} \right\} \rightarrow N = N_d = 1.35 N_g + 1.50 N_q$$

α) Μέθοδος προβολών

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



$$\begin{aligned} \bullet M_x &= \sigma_{ed} \cdot l_y \cdot \left(\frac{l_x - b_x}{2} \right)^2 \cdot \frac{1}{2} = \frac{1}{8} \cdot \sigma_{ed} \cdot l_y \cdot (l_x - b_x)^2 = \\ &= \frac{1}{8} \cdot \frac{N}{l_x \cdot l_y} \cdot l_y \cdot (l_x - b_x) \cdot l_x \cdot \underbrace{\left(1 - \frac{b_x}{l_x} \right)}_{\approx 1} \approx \frac{1}{8} N (l_x - b_x) \end{aligned}$$

- Οριζιμός κάμψης κατά τη διεύθυνση X : A_{sx}

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

$$A_{sx} = \dots$$

(επιγράφους l_y)

όπου : $M_{d,x}$: ροπή στην διατομή "y-y" γύρω των εάσεων σεδ,d

b_y : πλάτος υπ/τος κατά τη δ/νση y

d_x : στατικό ύψος πέλδρου στη θέση "y-y".

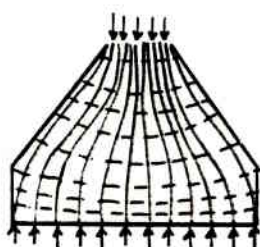
ΠΡΟΣΟΧΗ! Η ροπή αναλαμβάνεται απ' τη διατομή ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ και όχι πέλδρου.
ΟΜΩΣ τα είδερα που προκύπτουν κατανέμονται στο πλάτος του πέλδρου.

β.) Μέθοδος εγκυστήρα (προεχχυστική)

Ισχύει μόνον για ΑΚΑΜΠΤΑ πέλδρα

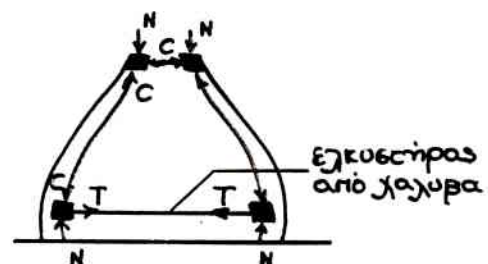
- Στερίζεται στη μορφή των τροχιών των εάσεων : Στα άκαμπτα πέλδρα οι τροχιές των εφεγκυστικών εάσεων στη βάση είναι πρακτικώς οριζόντιες :

τροχιές εάσεων :

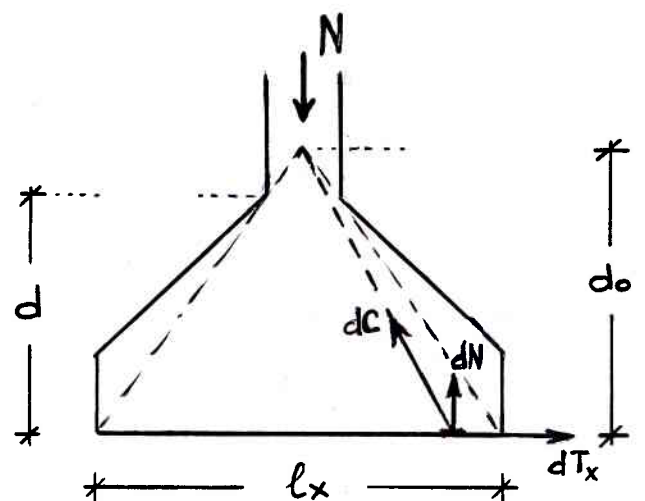


— θητικές
(αναλαμβάνονται απ' το εκυρόδ.)
- - - εφεγκυστικές
(αναλαβ. απ' τον γαχυρα)

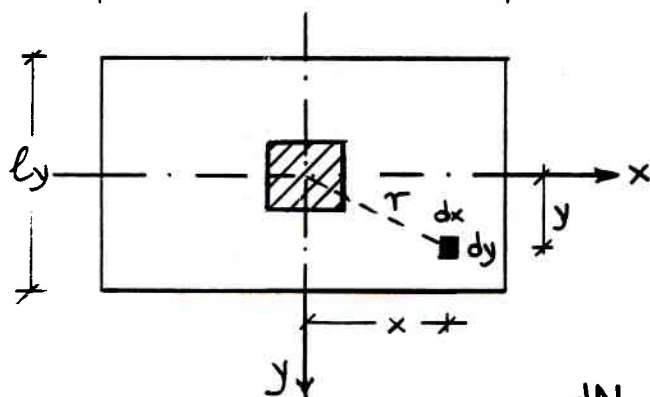
μοντέλο ανάληψης δυνάμεων



- Στη μέθοδο του εγκυετήρα δεχόμαστε ότι το φορτίο μεταφέρεται στη βάση του πεδίου μέσω μιας θηλυτικής κωνικής δέσμης. Οι οριζόντιες εγκυετικές δυνάμεις "T" που αναπτύσσονται παραλαμβάνονται απ' τον οπλισμό.

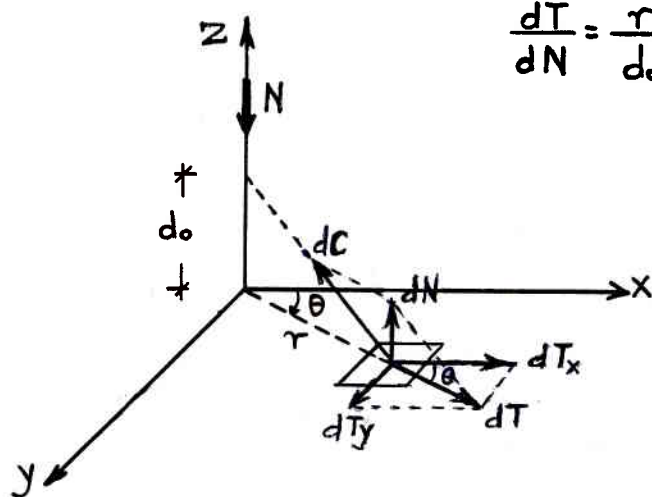


dN : η αντίδραση του εδάφους επί του στοιχείου dx, dy



$$\left. \begin{aligned} dN &= \sigma_{εδ} \cdot dx \cdot dy = \frac{N}{l_x \cdot l_y} \cdot dx \cdot dy \\ \frac{dT}{dN} &= \frac{r}{d_0} \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$$\rightarrow dT = \frac{r}{d_0} \cdot \frac{N}{l_x \cdot l_y} dx \cdot dy$$



$$dT_x = dT \cdot \cos\theta = dT \cdot \frac{x}{r} = \frac{r}{d_0} \cdot \frac{N}{l_x \cdot l_y} \cdot dx \cdot dy \cdot \frac{x}{r} =$$

$$= \frac{N}{l_x \cdot l_y} \cdot \frac{x}{d_0} \cdot dx \cdot dy$$

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

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

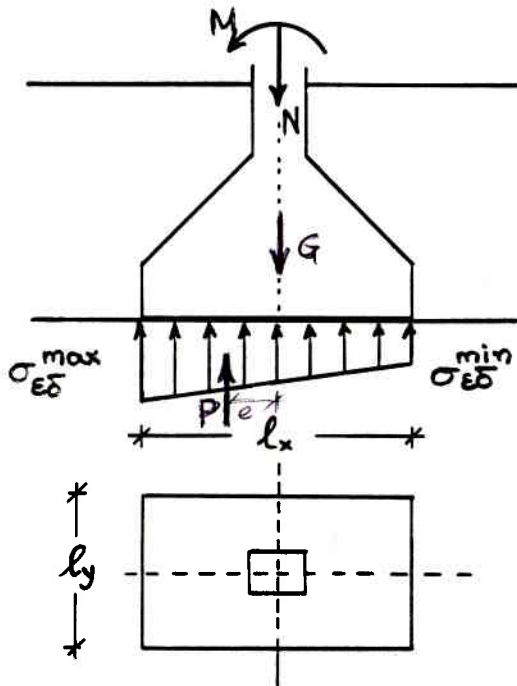
Επειδή: $\frac{l_x/2}{d_0} = \frac{(l_x - b_x)/2}{d}$, η (1) γράφεται:

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

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ: Όσα αναφέρθηκαν για τον υπολογισμό των πεδίων είναι και κάπως ισχύουν για ομοιόμορφη κατανομή τάσεων εδάφους $\sigma_{εδ}$.

- Σε περίπτωση που η κατανομή των τάσεων εδάφους κάτω απ' το πέδιλο δεν είναι ομοιόμορφη (ύπαρξη M , V ή υποχρεωτική κατασκευαστική εκκενρότητα) οι υπολογισμοί γίνονται βάσει του πραγματικού διαγράμματος τάσεων (τραπέζοειδούς) ή θεωρώντας ομοιόμορφη κατανομή $\sigma_{εδ} = \sigma_{εδ, \max}$ (υπέρ της ασφάλειας).

• Εκκεντρή φόρτιση σε κεντρικό θεμέλιο

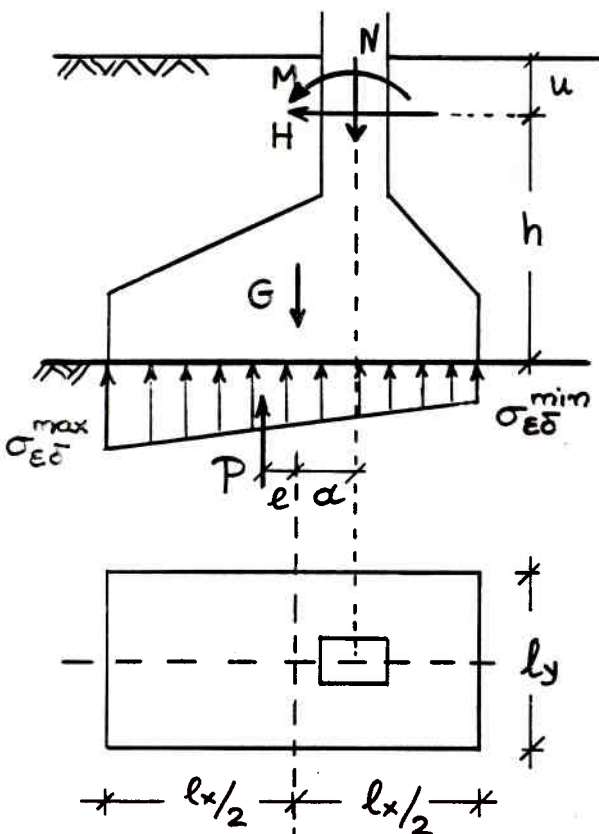


$$P = N + G$$

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

$$\begin{aligned} \max \sigma_{εδ} &= \frac{N+G}{l_x \cdot l_y} + \frac{6M}{l_x^2 \cdot l_y} \\ \min \sigma_{εδ} &= \frac{P}{l_x \cdot l_y} \left(1 \pm \frac{6e}{l_x} \right) \end{aligned}$$

• Γενική περίπτωση εκκεντρου πεδίου:



$$P = N + G$$

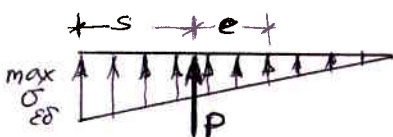
$$G = \gamma \cdot l_x \cdot l_y \cdot (h+u)$$

(γ : μέσο ειδ. βάρος πεδίου και εδάφους)

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

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

Αν $|e| > \frac{l_x}{6}$ & $|e| \leq \frac{l_x}{3}$ $\rightarrow \sigma_I, \sigma_{II}$: ετερόσημες
Το πεδίο αναλαμβάνει τάσεις μόνον στο τμήμα που θλίβεται

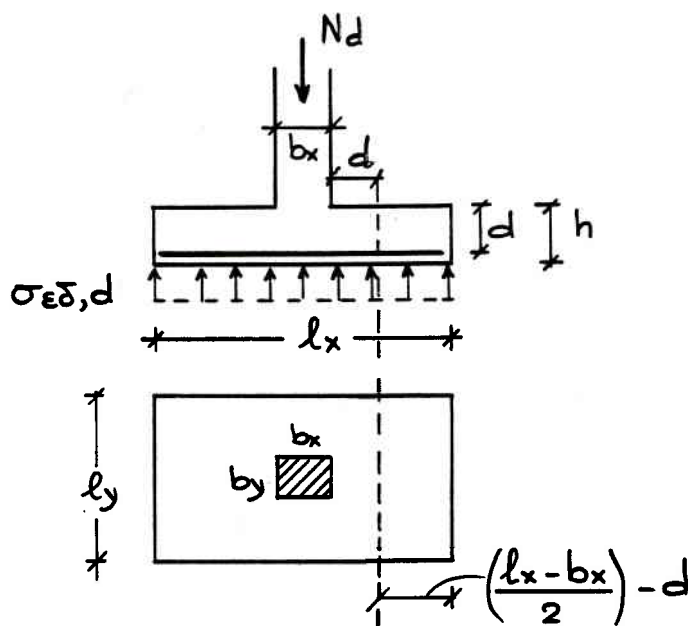


$$\max \sigma_{εδ} = \frac{2P}{3s \cdot l_y}$$

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

2.) Οριακή κατάσταση αστοχίας από τέμνουσα

- Ισχύουν όσα αναφέρονται στην § 11 του Ελληνικού Κανονισμού Σκυροδέματος (ΕΚΟΣ)
- Τα άκαμπτα θεμέλια δεν κινδυνεύουν από διάτμηση διότι οι τροχιές των εφελκυστικών τάσεων - όπως ήδη αναφέρθηκε - είναι πρακτικώς οριζόντιες.



i) Διατομή εξέχρου: Σε απόσταση d από την παρεια του υψους.

ii) Δράση σχεδιασμού: $V_{sd} = \sigma_{εδ,d} \cdot l_y \cdot \left(\frac{l_x - b_x}{2} - d \right)$

iii) Τέμνουσες αστοχίας σχεδιασμού: $V_{Rd1}, V_{Rd2}, V_{Rd3}$
(§ 11 ΕΚΟΣ)

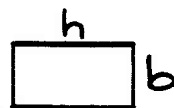
• Αν $V_{Rd1} = \tau_{rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40\rho_l) \cdot d \cdot b_w < V_{sd}$

Τότε: Αγνοή διαστάσεων πεδίου (δεν μπαίνει στη διατμ.)

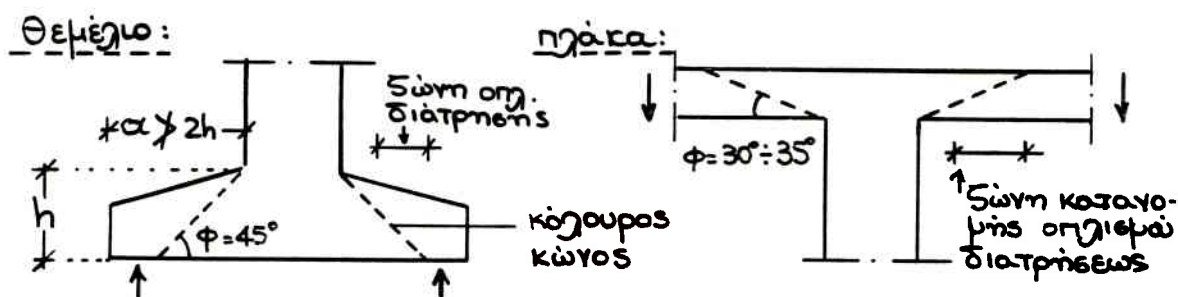
3.) Οριακή κατάσταση αστοχίας από διάτρηση.

Διάτρηση ενός θεμελίου μπορεί να προέξθει γόχω
μεγάλου αξονικού φορτίου του υποστηγώματος, το
οποίο ονομάζεται "φορτιζόμενη επιφάνεια".

- Τα Θεμέλια που κινδυνεύουν περισσότερο από διάτρηση, λόγω της μορφής τους, είναι τα εύκαμπτα.
 - ΔΕΝ απαιτείται έλεγχος σε διάτρηση (§ 13.1.1 ~~ΕΚΔΣ~~)
ΑΝ λογύουν:
 - για κυκλική διατομή με ακτίνα R λογύει: $R \not\geq 1.75d$
 - για ορθογωνική διατομή:
 - i) $h \not\geq 2b$
 - και ii) $2(b+d) \not\geq 11d$
- (d = στατικό ύψος της πλάκας)



- Η οριακή κατάσταση χαρακτηρίζεται από τον σχηματισμό ενός κόλπου κώνου του οποίου η μικρή βάση ευθυπνεί με τη φορτιζόμενη επιφάνεια (υποστρώμα), οι δε χενέτες είναι κεκλιμένες ως προς τη βάση του πεδίου υπό γωνία $\phi = 45^\circ$ (για ηλικίες $\phi = 30^\circ - 35^\circ$).



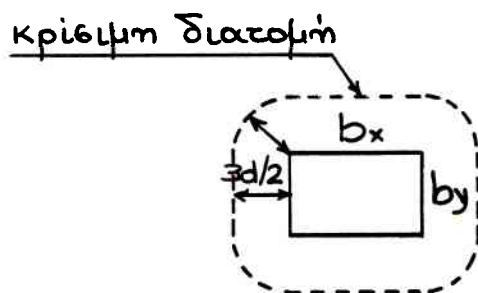
- Για $\alpha > 2h$ το πέδισο θεωρείται πλάτα ($\phi = 30^\circ - 35^\circ$).

- Κατά τον έλεγχο σε διάτρητη θα πρέπει στην κρίσιμη διατομή να ισχύει: $U_{sd} \neq U_{Rd1}$
- Όταν το πάχος του πεδίου και οι σκληροί κάμφεως δεν επαρκούν ώστε να ηγηρείται η πιο πάνω σχέση, πρέπει να τοποθετείται σκληρός διάτρητος.
- Κρίσιμη διατομή (ξ 13.2 Ε.Κ.Ε.Σ.).

Επιφάνεια: - κάθετη στο μέσο επίπεδο του πεδίου
 - έχει ύψος ίσο με το στατικό ύψος d του πεδίου
 - περιβάλλει τη φορτιζόμενη επιφάνεια, ολικώς ή μερικώς, σε απόσταση $\geq 1.5d$

Η περίμετρος " u " της κρίσιμης διατομής καθορίζεται απ' το σχήμα του εκάστοτε υποστυλώματος.

Στη συνήθη περίπτωση ορθογωνικής διατομής υποστυλώματος είναι :



$$u = 2b_x + 2b_y + 3\pi d$$

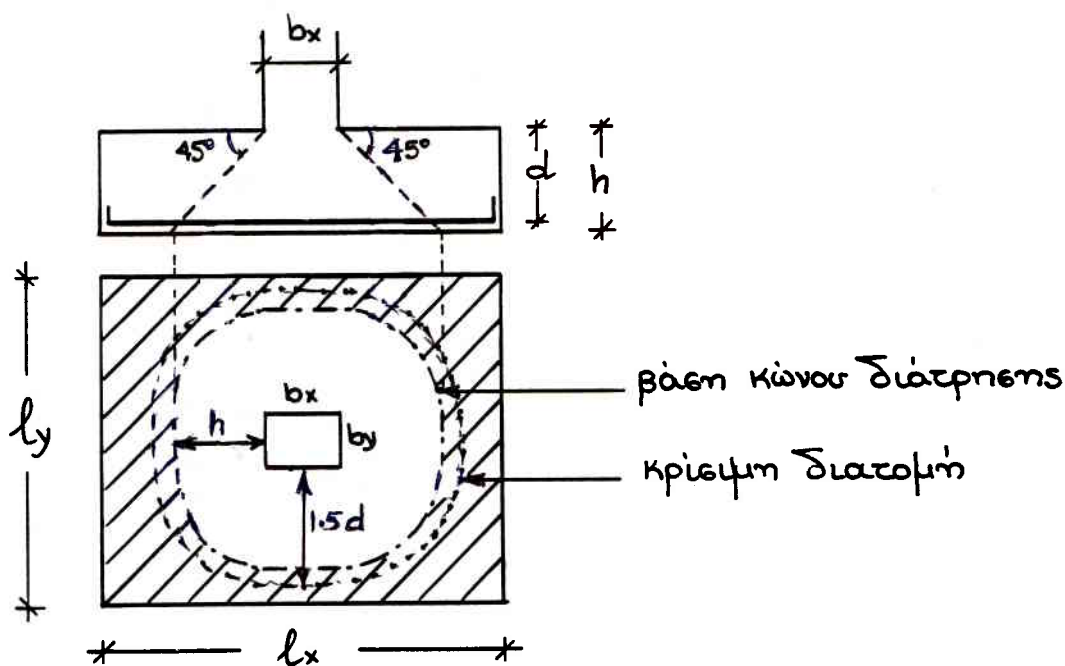
• Δρῶσα τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού (ξ 13.3 ΕΚΔΣ)

α) Κεντρική διάτρηση

$$\underline{V_{sd} = \frac{V_{sd}}{u}}$$

- V_{sd} : Τέμνουσα που δρά κατά μήκος της βάσης του κώνου διάτρησης

- u : Περίμετρος κρίσιμης διατομής



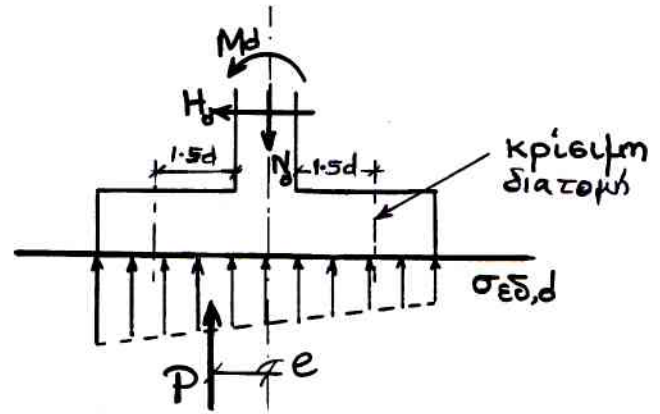
Η δύναμη V_{sd} είναι η συνισταμένη των τάσεων $\sigma_{\epsilon\delta}$ που ασκούνται στο πέδλο εκτός της βάσης του κώνου διάτρησης (διαχραμωμένη επιφάνεια).

Σε περίπτωση ομοιόμορφης κατανομής τάσεων $\sigma_{\epsilon\delta}$ κάτω από το θεμέλιο, η V_{sd} προκύπτει:

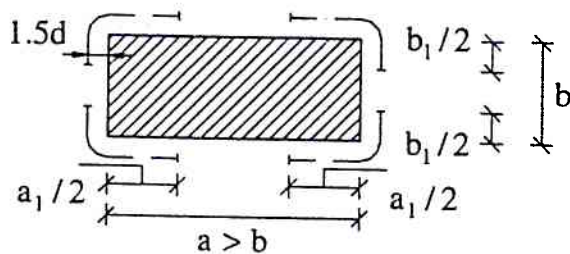
$$V_{sd} = N_d - \sigma_{\epsilon\delta, d} \cdot [b_x \cdot b_y + 2h \cdot (b_x + b_y) + \pi h^2]$$

β.) Έννευτερη διάτσηση

$$V_{sd,max} = V_{sd}/u * \beta$$

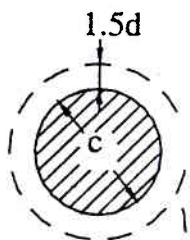


- για γωνιακά υποστυλώματα $\beta = 1.50$
- για περιμετρικά υποστυλώματα $\beta = 1.40$
- για εσωτερικά υποστυλώματα $\beta = 1.15$

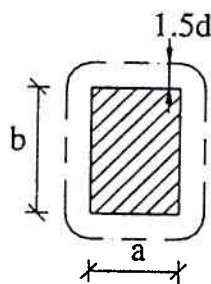


$$a_1 \leq \begin{cases} a \\ 2b \\ 5.6d - b_1 \end{cases}$$

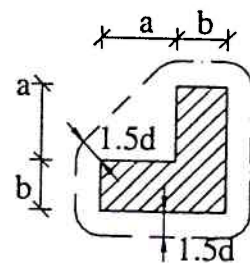
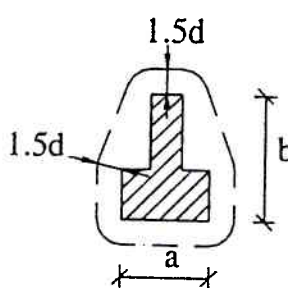
$$b_1 \leq \begin{cases} b \\ 2.8d \end{cases}$$



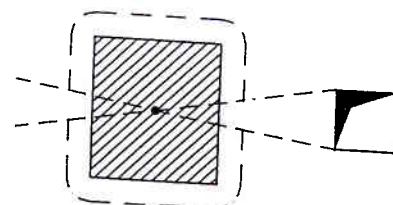
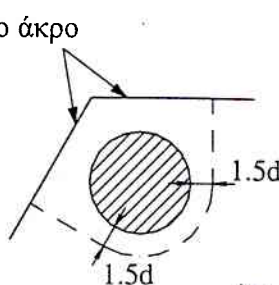
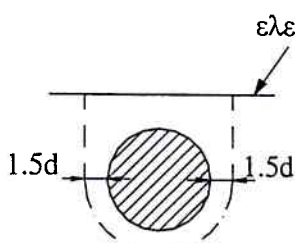
$$u = \pi(c + 3d)$$



$$u = 2a + 2b + 3\pi d$$



$$u = 2(a + b) + 2b + a\sqrt{2} + 3\pi d$$



• Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού (ξ 13.4 ΕΚΟΣ)

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης αντοχής ανά μονάδα μήκους της κρίσιμης διατομής είναι:

$$\underline{V_{Rd1} = \beta_p \cdot \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,20 + 40\rho_\ell) \cdot d} \quad (13.5)$$

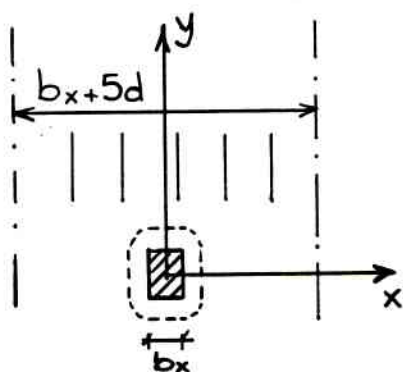
όπου: τ_{Rd} : αν' τον Πίνακα 11.1

$k = 1,6 - d \nless 1$ (d σε μέτρα)

$d = \frac{1}{2}(d_x + d_y)$: d_x, d_y στατικά ύψη κατά x & y .

$\rho_\ell = \sqrt{\rho_{\ell x} \cdot \rho_{\ell y}} \nless 0,015$: $\rho_{\ell x}, \rho_{\ell y}$: % διατμη-
κούς σηγ. κατά x & y $\nless 0,005$

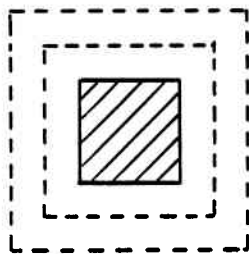
Για τον υπολογισμό του ρ_ℓ μιας διεύθυνσης λαμβάνεται υπόψη το ποσοστό σιδηρού που υπάρχει στην αντίστοιχη ηγευρά του υη/τος και σε απόσταση $2,5d$ εκατέρωθεν του υη/τος.



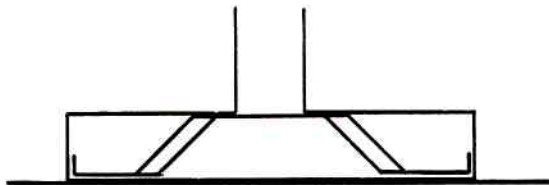
Προσδιορισμός
ποσοστού " $\rho_{\ell y}$ "

- Αν $V_{Rd1} < V_{sd}$ → οπλισμός διάτρησης

Ο οπλισμός διάτρησης μπορεί να είναι γοξές ράβδοι ή συνδετήρες, σε 1 ή περισσότερες στρώσεις (βλ. § 18.1.5.3 ΕΚΟΣ) ή έτοιμες διατάξεις.



Συνδετήρες (κατακόρυφοι ή γοξοί) κατανεμημένοι γύρω από το υψ/μα.



Λοξές ράβδοι που δια-
εβνουν την επιφάνεια
του υψ/τος.

- Ακόμα και όταν τοποθετείται οπλισμός διάτρησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Rd2} = 1,6 \cdot V_{Rd1} \not> V_{sd} \quad (13.9) \quad \S 13.4.2.1 \text{ ΕΚΟΣ}$$

- Υπολογισμός οπλισμού διάτρησης:

$$V_{sd} < V_{Rd2}$$

$$V_{sd} < V_{Rd3} = V_{Rd1} + \sum A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{\sin \alpha}{u}$$

Κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

• Ελάχιστη επικάλυψη (ξ 5.1 ΕΚΟΣ)

- συνήθη εδάφη, μετρίως διαβρωτικό περιβάλλον:
(κατ. 2)

$$C_{\min} = 25 \text{ mm}$$

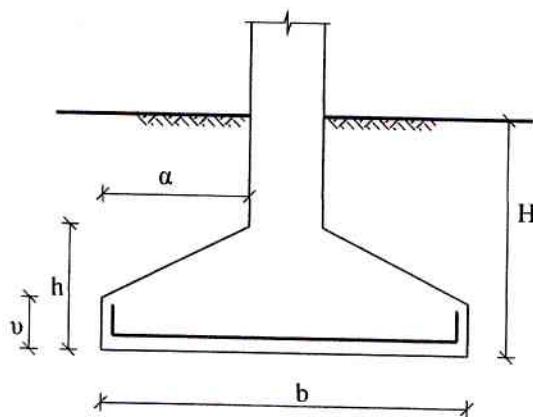
$$C_{\text{nom}} = C_{\min} + \underset{10 \text{ mm}}{5 \text{ mm}}$$

- για εκυροδέτηση σε επαφή με το έδαφος:

- μὴ διαμορφωμένο έδαφος : $C_{\min} = 75 \text{ mm}$

- διαμορφωμένο έδαφος : $C_{\min} = 40 \text{ mm}$
(στέρωση καθαριότητας)

• Γεωμετρικές απαιτήσεις & απαιτήσεις όπλισης πεδίων (ξ 18.6.2 ΕΚΟΣ)



Συνιστάται όπως: $\alpha \leq 2 \cdot h$
 $v \geq h/3$

Το ελάχιστο πλάτος και ύψος πεδίου είναι ίσο με $b_{\min}, h_{\min} \geq 0.70 \text{ m}$.

Σε περιπτώσεις μεμονωμένων πεδίων σταθερού ύψους, το ελάχιστο επιτρεπόμενο ύψος είναι 0.50m.

Η όπλιση των πεδίων γίνεται με ελάχιστο οπλισμό κάμψης σύμφωνα με την παρ. 18.1.4.1 περί πλακών και τουλάχιστον με εσχάρες min. $\varnothing 12$ (S400 ή S500) ανά max. 150 mm.

Ο οπλισμός κάμψης είναι αυτός που παραλαμβάνει τα μεγέθη ορθής έντασης, M και N . Το εμβαδόν των διατομών του κυρίου οπλισμού πρέπει να είναι μεγαλύτερο από:

- $\min A_s = 0.6 b \cdot d / f_{yk}, f_{yk} \text{ σε MPa}, \dots \dots \dots (18.1)$

και

- $\min A_s = 0.0015 b \cdot d \dots \dots \dots (18.2)$

επιλεγμένες θέσεις της ανωδομής. Οι σχετικοί κανόνες εφαρμογής δίνονται στις επόμενες παραγράφους.

5.2.2 Δράσεις Σχεδιασμού

- [1] Οι δράσεις σχεδιασμού S_{Fd} , σε στοιχείο θεμελίωσης θα υπολογίζονται εν γένει με βάση την υπεραντοχή του πλαστικού στοιχείου της ανωδομής που εδράζεται στο στοιχείο θεμελίωσης, ως εξής:

$$S_{Fd} = S_v + \alpha_{CD} S_E \quad (5.1)$$

όπου:

S_v είναι η τιμή εντατικού μεγέθους (ροπή, τέμνουσα, αξονική δύναμη) προερχόμενη από το σύνολο των μη σεισμικών δράσεων του σεισμού συνδυασμού και

S_E είναι η τιμή του ίδιου μεγέθους ή προερχόμενη από την σεισμική δράση στην οποία αντιστοιχεί η σεισμική ροπή που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του ικανοτικού συντελεστή α_{CD} , σύμφωνα με την σχέση (5.2).

- [2] Σε θεμελιώσεις μεμονωμένων υποστυλωμάτων ή τοιχωμάτων ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης α_{CD} θα υπολογίζεται, ξεχωριστά για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού από την σχέση:

$$\alpha_{CD} = 1.20 M_R / M_E - M_v / M_E \leq q \quad (5.2)$$

όπου:

M_R και M_E είναι αντίστοιχα η υπολογιστική αντοχή και η σεισμική ροπή στην πλησιέστερη θέση πιθανής ή ενδεχόμενης πλαστικής άρθρωσης, στο στοιχείο της ανωδομής που εδράζεται στο υπό εξέταση στοιχείο θεμελίωσης (βλ. παρ. 4.1.4.[3] και 4.1.4.[4]) και

M_v η ροπή από το σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων του συνδυασμού.

- [3] Σε θεμελίωση δικτυωτού συνδέσμου χαλύβδινου φορέα, στο οποίο πλαστικό στοιχείο είναι η εφελκυσμένη διαγώνιος, η τιμή του α_{CD} θα λαμβάνεται σύμφωνα με την παρ. Γ.5.3.[1].
- [4] Όταν το στοιχείο θεμελίωσης φέρει περισσότερα του ενός στοιχεία ανωδομής (πεδιλοδοκοί, πλάκες κοιτοστρώσεως κλπ), επιτρέπεται να εφαρμόζεται η σχέση (5.1) με ενιαία τιμή του α_{CD} , είτε ίση προς 1.35 είτε υπολογιζόμενη από το στοιχείο της ανωδομής που έχει την μέγιστη πλαστική σεισμική δράση.

5