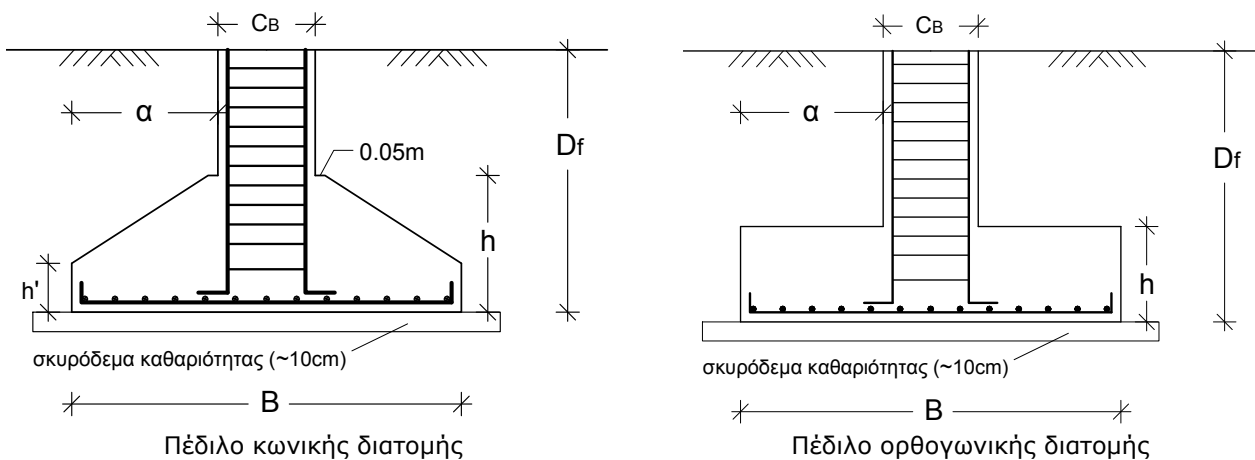


Γενικοί Κανόνες Διαμόρφωσης Μεμονωμένων Πεδίων

Βιβλιογραφία: EC2, EC7, ΕΚΩΣ 2000, Αναγνωστόπουλος κ.α. (2012), Αναγνωστόπουλος κ.α. (2013), Πενέλης κ.α. (1995)



Κανόνες διαμόρφωσης (ΕΚΩΣ 2000 §18.6.2 – EC2):

- ΕΚΩΣ 2000: $b_{min}, h_{min} \geq 0.70 \text{ m}$, $h' \geq \begin{cases} h/3 \\ 0.25 \text{ m} \end{cases}$ πέδιλα κωνικής διατομής και κλίση κώνου

το πολύ 1:2 (για λόγους εύκολης διαμόρφωσης).

- ΕΚΩΣ 2000: $b_{min} \geq 0.70 \text{ m}$, $h_{min} \geq 0.50 \text{ m}$ πέδιλα ορθογωνικής διατομής (σταθερού ύψους).
- Να αποφεύγεται λόγος πλευρών $\frac{L}{B} > 2$.

- EC2 §9.2.1.1(1): Ελάχιστος οπλισμός $A_{s,min} \geq \begin{cases} \rho_{min} \cdot \text{στατ.διατομη πεδίου (κωνικα)} \\ \rho_{min} \cdot B \cdot d \text{ ή } \rho_{min} \cdot L \cdot d \text{ (ορθογωνικα)} \end{cases}$ (ως B

ή L η κάθετη διάσταση στη διεύθυνση του οπλισμού, $d=h-c_{o\lambda}$ το στατικό ύψος του θεμελίου). Πίνακας ελάχιστων ποσοτών από Παναγόπουλος και Κίρτας (2017):

Ελάχιστα ποσοστά (%) εφελκόμενου οπλισμού δοκών											
Υλικό	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
ρ_{min}	1.30	1.30	1.35	1.51	1.66	1.82	1.98	2.13	2.18	2.29	2.39

- ΕΚΩΣ 2000 §18.6.1: Ελάχιστος οπλισμός τουλάχιστο $\varnothing 12$ ανά $\max 15\text{cm}$ ($\varnothing 12/15\text{cm}=7.54\text{cm}^2$) ποιότητας ισοδύναμης με S400/S500 (υγρά εδάφη $\varnothing 14/15\text{cm}$).
- Ομοιόμορφη διάταξη οπλισμού: συστήνεται (α) $a_L = \frac{L - C_L}{2} \leq 2h$ (β) $a_B = \frac{B - C_B}{2} \leq 2h$.
- Ελάχιστη επικάλυψη ίση με 45mm πάνω από σκυρόδεμα καθαριότητας ή 80mm απ' ευθείας πάνω στο έδαφος.
- Οι κατακόρυφοι οπλισμοί του στύλου και οι συνδετήρες κατεβαίνουν έως τον πυθμένα.
- Στα πέδιλα το θεωρητικό σημείο της πάκτωσης του στύλου (σημείο εφαρμογής των εντατικών μεγεθών του στύλου) λαμβάνεται $z_h = \frac{2}{3} \cdot h$ από τη βάση του πεδίου.

Διαδικασία ελέγχων και διαστασιολόγησης (δεν εξετάζεται περίπτωση σεισμού)

Βιβλιογραφία: EC2, EC7, ΕΚΩΣ 2000, Αναγνωστόπουλος κ.α. (2012), Πενέλης κ.α. (1995), DIN 1054.

Προδιαστασιολόγηση πεδίου (επιλογή διαστάσεων-ύψους):

- Αν δεν δίνονται διαστάσεις πεδίου, η επιλογή διαστάσεων γίνεται συνήθως από τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας εδάφους (αναλυτικά σχέσεις σε επόμενη σελίδα).
- Αρχικά υπολογίζεται το κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού V_d που εφαρμόζεται στο έδαφος από το θεμέλιο, με τους κατάλληλους επιμέρους συντελεστές φορτίων (λαμβάνεται υπόψη και το ίδιο βάρος θεμελίου-επίχωσης το οποίο, καθώς δεν είναι γνωστές οι διαστάσεις του πεδίου, μπορεί να υπολογιστεί για αρχική διάσταση πεδίου $B=2m$).
- Υπολογίζονται αναλυτικά οι τελικές τιμές ροπών και το κατακόρυφο φορτίο, οι εκκεντρότητες στις δυο διευθύνσεις, και οι ενεργές διαστάσεις του θεμελίου.
- Υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα του εδάφους q_u με κάποια αναγνωρισμένη μέθοδο.
- Υπολογίζεται το οριακό επιτρεπόμενο φορτίο σχεδιασμού R_d που μπορεί να παραλάβει το θεμέλιο (από τη φέρουσα ικανότητα εδάφους και τις ενεργές διαστάσεις του θεμελίου, λαμβάνοντας υπόψη κατάλληλο επιμέρους συντελεστή ασφαλείας).
- Από την σύγκριση του κατακόρυφου φορτίου V_d (ένταση) με το οριακό επιτρεπόμενο φορτίο (αντοχή) R_d μπορεί να γίνει εκτίμηση των απαιτούμενων διαστάσεων θεμελίου.
Αν το ύψος του θεμελίου είναι άγνωστο γίνεται μια πρώτη εκτίμηση συνήθως μεταξύ $0.70\sim 1.00m$ για κωνική ή $0.60\sim 0.80m$ για ορθογωνική διατομή.
- Γίνεται από την αρχή αναλυτικά ο έλεγχος σε φέρουσα ικανότητα εδάφους, υπολογίζοντας πλέον το ίδιο βάρος θεμελίου-επίχωσης με τις τελικές τιμές B, L .
- Μετά τον προσδιορισμό των διαστάσεων του πεδίου, αν το ύψος του θεμελίου είναι άγνωστο μπορεί να υπολογιστεί από τους ελέγχους του σώματος θεμελίωσης (κάμψη, διάτμηση και διάτρηση). Πολύ μικρά ύψη μπορεί να παρουσιάσουν πρόβλημα στον έλεγχο σε διάτμηση. Υπενθυμίζεται ότι θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στους επιμέρους συντελεστές φορτίων και αντοχών για τον κάθε έλεγχο.

Έλεγχοι επάρκειας - Διαστασιολόγηση πεδίου:

- Εφόσον δίνονται ή προδιοριστούν οι διαστάσεις και το ύψος του πεδίου, μπορεί να ξεκινήσει κανονικά η διαδικασία των ελέγχων επάρκειας και της διαστασιολόγησης.
- Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (τύπος GEO)
- Έλεγχος καθιζήσεων εδάφους (έλεγχος λειτουργικότητας)
- Έλεγχος του θεμελίου σε ανατροπή (τύπος EQU)
- Έλεγχος του θεμελίου σε ολίσθηση (τύπος GEO)
- Έλεγχος θεμελίου σε άνωση με συνδυασμό (τύπος UPL)
- Έλεγχος θεμελίου σε κάμψη (επιλογή διαμήκους οπλισμού), διάτμηση και διάτμηση (τύπος STR)

A1. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (έλεγχος τύπου GEO)

Έλεγχος σε φέρουσα ικανότητα (EC7 §6.5.2): Πρέπει $1.35 \cdot (V_G + V_Q) + 1.50 \cdot V_Q \leq \frac{q_u \cdot B' \cdot L'}{1.4}$

όπου:

- $V_{ολ} = V_G + V_{G'} + V_Q$ με $V_{G'} = \gamma_{μσο} \cdot B \cdot L \cdot D_f$ το μικτό ίδιο

βάρος θεμελίου-επίχωσης $\left(\gamma_{μσο} \approx 21 \frac{kN}{m^3} \right)$

- q_u η οριακή τιμή φέρουσας ικανότητας εδάφους (υπολογισμός με αναγνωρισμένη μέθοδο π.χ. Terzaghi, Meyerhof, EC7 κτλ, βλ. τέλος τυπολογίου)

- Ροπές ως προς τη βάση του θεμελίου (τα πρόσημα των οριζόντιων δυνάμεων H τίθενται ανάλογα με τη φορά της ροπής που προκαλούν σε σχέση με τις M)

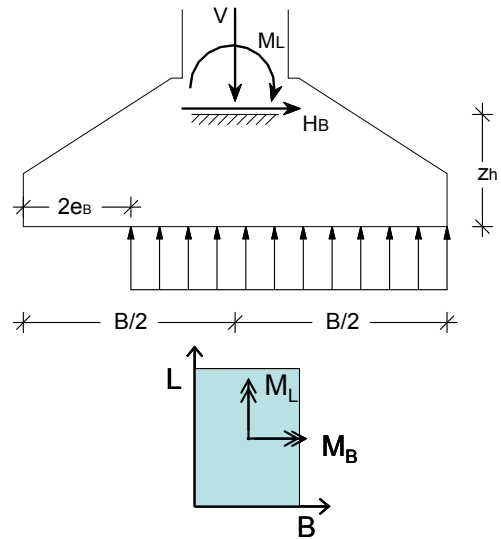
$$M_{B,ολ} = M_{B,G} + M_{B,Q} \pm H_{L,G}Z_h \pm H_{L,Q}Z_h$$

$$M_{L,ολ} = M_{L,G} + M_{L,Q} \pm H_{B,G}Z_h \pm H_{B,Q}Z_h$$

- Εκκεντρότητες $e_B = \frac{M_{L,ολ}}{V_{ολ}} \leq \frac{B}{3}$ και $e_L = \frac{M_{B,ολ}}{V_{ολ}} \leq \frac{L}{3}$ (έλεγχος εκκεντροτήτων από EC7 §6.5.4)

- Έλεγχος διπλής εκκεντρότητας $\left(\frac{e_B}{B} \right)^2 + \left(\frac{e_L}{L} \right)^2 \leq \frac{1}{9}$ (έλεγχος από EAK2000 §5.2.3.2.a[4])

- Ενεργές διαστάσεις πεδίου $B' = B - 2 \cdot e_B$ και $L' = L - 2 \cdot e_L$



Σημείωση: Ο κλασικός έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους πριν τον EC7, που συχνά συναντάται και σήμερα, αφορά την τιμή της αναπτυσσόμενης σε σχέση με την επιτρεπόμενη τάση εδάφους (FS συντελεστής ασφαλείας):

$$\sigma_{av} = \frac{V_{ολ}}{(B - 2e_B)(L - 2e_L)} \leq \sigma_{εν} = \frac{q_u}{FS} \text{ (Πίνακας με τιμές του FS στη σελ. 12 του τυπολογίου)}$$

A2. Έλεγχος καθιζήσεων εδάφους (έλεγχος σε λειτουργικότητα)

Έλεγχος σε καθιζήσεις (EC7 §2.4.8, §6.6):

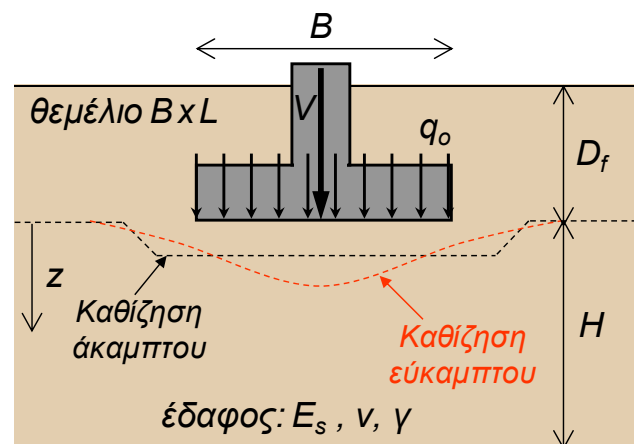
Πρέπει οι αναπτυσσόμενες απόλυτες και διαφορικές καθιζήσεις να μην υπερβαίνουν κάποια μέγιστα όρια. Ο υπολογισμός των καθιζήσεων γίνεται για επιφόρτιση:

(α) $q_o = q_{\theta}$ (θεμέλιο με επίχωση)

(β) $q_o = q_{\theta} - \sigma'_{v,Df}$ (θεμέλιο δίχως επίχωση)

$q_{\theta} = \frac{V_G + V_Q}{B \cdot L}$ η τάση των φορτίων ανωδομής

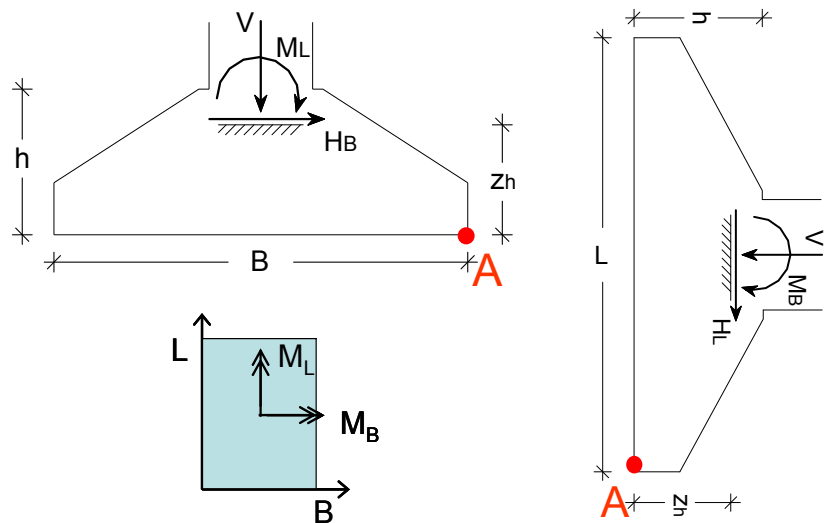
$\sigma'_{v,Df}$ ίδιο βάρος του εδάφους της επίχωσης



Οι καθιζήσεις υπολογίζονται βάσει του q_o με κάποια τεκμηριωμένη μέθοδο από τη διεθνή βιβλιογραφία (Schmertmann, Steinbrenner, Janbu et al., καθιζήσεις στερεοποίησης κτλ, βλ. Κίρτας και Μαραγκός 2013), λαμβάνοντας υπόψη το είδος του εδάφους (αμμώδες-αργιλικό) και τις γενικότερες συνθήκες φόρτισης και θεμελίωσης. Όρια επιτρεπόμενων τιμών δίνονται στις σημειώσεις θεωρίας.

B1. Έλεγχος σε ανατροπή (έλεγχος τύπου EQU, EC7 §2.4.7.2)

Θα πρέπει η ροπή ανατροπής να είναι πάντα μικρότερη της ροπής ευστάθειας ως προς γωνία του πεδίου (σημείο A) και στις 2 διευθύνσεις (γύρω από τους άξονες L και B).



Έλεγχος σε ανατροπή γύρω από άξονα L:

Πρέπει να ισχύει: $1.1 \cdot M_{L,G} + 1.5 \cdot M_{L,Q} \leq 0.9 \cdot (V_G + V_Q) \cdot \frac{B}{2}$ (προσοχή στις παρακάτω προσθήκες)

- Αν η οριζόντια δύναμη H_B προκαλεί ροπή ίδιας φοράς με τη ροπή M_L του στύλου, προστίθεται στο αριστερά μέρος της σχέσης ο όρος $1.1 \cdot H_{B,G} \cdot z_h + 1.5 \cdot H_{B,Q} \cdot z_h$
- Αν η οριζόντια δύναμη H_B προκαλεί ροπή αντίθετης φοράς με τη ροπή M_L του στύλου, προστίθεται στο δεξιό μέρος της σχέσης ο όρος $0.9 \cdot H_{B,G} \cdot z_h$

Έλεγχος σε ανατροπή γύρω από άξονα B:

Πρέπει να ισχύει: $1.1 \cdot M_{B,G} + 1.5 \cdot M_{B,Q} \leq 0.9 \cdot (V_G + V_Q) \cdot \frac{L}{2}$ (προσοχή στις παρακάτω προσθήκες)

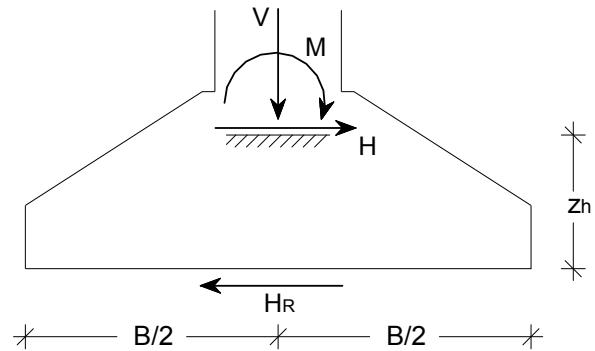
- Αν η οριζόντια δύναμη H_L προκαλεί ροπή ίδιας φοράς με τη ροπή M_B του στύλου, προστίθεται στο αριστερά μέρος της σχέσης ο όρος $1.1 \cdot H_{L,G} \cdot z_h + 1.5 \cdot H_{L,Q} \cdot z_h$
- Αν η οριζόντια δύναμη H_L προκαλεί ροπή αντίθετης φοράς με τη ροπή M_B του στύλου, προστίθεται στο δεξιό μέρος της σχέσης ο όρος $0.9 \cdot H_{L,G} \cdot z_h$

Σημείωση:

- Το μικτό βάρος θεμελίου-επίχωσης δίνεται από τη σχέση $V_G = \gamma_{μσο} \cdot B \cdot L \cdot D_f$ με $\gamma_{μσο} \approx 21 \text{ kN/m}^3$.
- Ο έλεγχος σε ανατροπή έχει νόημα μόνο σε μεμονωμένα πέδιλα που δεν συνδέονται με γειτονικά τους θεμέλια (μέσω π.χ. συνδετήριας δοκού).
- Στις σχέσεις που παρουσιάζονται, όταν M και H του υποστυλώματος προκαλούν ροπές αντίθετης φοράς ως προς τη βάση του πεδίου θεωρείται πως η ανατροπή προκαλείται πάντα από τις ροπές και όχι από τις τέμνουσες (δηλαδή η M του υποστυλώματος θεωρείται μεγαλύτερη της ροπής $H \cdot z_h$ που προκύπτει από τη δράση της αντίστοιχης τέμνουσας).
- Στις σχέσεις που παρουσιάζονται θεωρείται πως οι ροπές του υποστυλώματος έχουν ίδια φορά μεταξύ τους για φορτία G και Q. Το ίδιο θεωρείται και για τις τέμνουσες του υποστυλώματος.

B2. Έλεγχος σε ολίσθηση (έλεγχος τύπου GEO, EC7 §6.5.3)

Θα πρέπει η δύναμη ολίσθησης να είναι πάντα μικρότερη της δύναμης αντίστασης σε ολίσθηση και στις 2 διευθύνσεις L και B.



Έλεγχος για στραγγισμένες συνθήκες (κοκκώδη εδάφη):

$$\text{Πρέπει κατά L-L: } 1.35 \cdot H_{L,G} + 1.50 \cdot H_{L,Q} \leq \frac{1}{1.10} \cdot [(V_G + V_G + V_Q) \cdot \tan \delta]$$

$$\text{Πρέπει κατά B-B: } 1.35 \cdot H_{B,G} + 1.50 \cdot H_{B,Q} \leq \frac{1}{1.10} \cdot [(V_G + V_G + V_Q) \cdot \tan \delta]$$

Στις παραπάνω σχέσεις:

- δ είναι η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια εδάφους-σκυροδέματος η οποία λαμβάνεται:
 - $\delta = \varphi$ για χυτά επί τόπου πέδιλα (φ η γωνία τριβής του εδάφους)
 - $\delta = (2/3)\varphi$ για προκατασκευασμένα πέδιλα
- Το μικτό βάρος θεμελίου-επίχωσης υπολογίζεται ως $V_G = \gamma_{\mu\epsilon\sigma\sigma} \cdot B \cdot L \cdot D_f$ με $\gamma_{\mu\epsilon\sigma\sigma} \approx 21 \text{ kN/m}^3$.
- Στην παραπάνω σχέση δεν συμπεριλαμβάνεται η αντοχή που προσφέρει συνισταμένη των παθητικών ωθήσεων E_p (μπορεί να αγνοηθεί προς την πλευρά της ασφαλείας)

Έλεγχος για αστράγγιστες συνθήκες (κορεσμένα αργιλικά εδάφη):

$$\text{Πρέπει κατά L-L: } 1.35 \cdot H_{L,G} + 1.50 \cdot H_{L,Q} \leq \frac{1}{1.10} \cdot A_c \cdot c_u, \text{ ανώτατη τιμή } A_c \cdot c_u \leq 0.4 \cdot (V_G + V_G + V_Q)$$

$$\text{Πρέπει κατά B-B: } 1.35 \cdot H_{B,G} + 1.50 \cdot H_{B,Q} \leq \frac{1}{1.10} \cdot A_c \cdot c_u, \text{ ανώτατη τιμή } A_c \cdot c_u \leq 0.4 \cdot (V_G + V_G + V_Q)$$

όπου c_u η χαρακτηριστική τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους και A_c η επιφάνεια επαφής του θεμελίου με το έδαφος.

Σημείωση:

- Ο έλεγχος σε ολίσθηση έχει νόημα μόνο σε μεμονωμένα πέδιλα που δεν συνδέονται με γειτονικά τους θεμέλια (μέσω π.χ. συνδετήριας δοκού).
- Στις σχέσεις που παρουσιάζονται θεωρείται πως οι οριζόντιες δυνάμεις έχουν ίδια φορά μεταξύ τους για φορτία G και Q.
- Στις σχέσεις που παρουσιάζονται αγνοείται προς την πλευρά της ασφαλείας η δράση των παθητικών ωθήσεων εδάφους στην παρειά του θεμελίου.

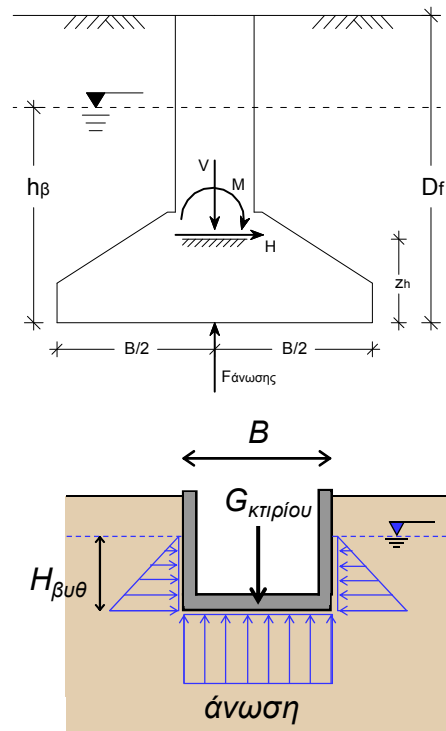
B3. Έλεγχος σε άνωση (έλεγχος τύπου UPL, EC7 §2.4.7.4)

Ο έλεγχος σε άνωση δεν είναι κρίσιμος σε μεμονωμένα πέδιλα. Απαιτείται σε υπόγειες κατασκευές κλειστού τύπου (δεξαμενές, υπόγεια με γενική κοιτόστρωση κτλ).

Πρέπει $\gamma_w \cdot B \cdot L \cdot H_{\beta\theta} \leq 0.9 \cdot G_{\text{κτιρίου}}$

Στις παραπάνω σχέσεις:

- $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$ το ειδικό βάρος νερού.
- $G_{\text{κτιρίου}}$ το ίδιο βάρος του κτιρίου ή της κατασκευής (μόνιμα φορτία G).
- $H_{\beta\theta}$ το βυθισμένο ύψος της κατασκευής,



Γ. Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (έλεγχοι τύπου STR)

Οι έλεγχοι σε κάμψη και διάτμηση γίνονται βάσει των καθαρών τάσεων σ_{net} που δρουν στη βάση του πεδίου (προς τα πάνω), που προκύπτουν από την αναπτυσσόμενη τάση εδάφους μείον το μικτό βάρος θεμελίου-επίχωσης. Για τον έλεγχο σε διάτμηση χρησιμοποιείται η μέση τάση $\sigma_{\text{μεση}}$ όπως φαίνεται σε επόμενη σελίδα του τυπολογίου.

Ένταση στη βάση θεμελίου (κάμψη-διάτμηση):	
$V_{\text{ολ}} = 1.35V_G + 1.35V_{G'} + 1.5V_Q$ (υπενθυμίζεται $V_{G'} = \gamma_{\text{μεσο}} \cdot B \cdot L \cdot D_f$ και προσεγγιστικά $\gamma_{\text{μεσο}} \approx 21 \text{ kN/m}^3$)	
Αν η H_L προκαλεί ροπή ίδιας φοράς με την M_B $M_{B,\text{ολ}} = 1.35M_{B,G} + 1.5M_{B,Q} + 1.35H_{L,G}z_h + 1.5H_{L,Q}z_h$	Αν η H_B προκαλεί ροπή ίδιας φοράς με την M_L $M_{L,\text{ολ}} = 1.35M_{L,G} + 1.5M_{L,Q} + 1.35H_{B,G}z_h + 1.5H_{B,Q}z_h$
Αν η H_L προκαλεί ροπή αντίθετης φοράς με M_B $M_{B,\text{ολ}} = 1.35M_{B,G} + 1.5M_{B,Q} - 1.00H_{L,G}z_h$	Αν η H_B προκαλεί ροπή αντίθετης φοράς με M_L $M_{L,\text{ολ}} = 1.35M_{L,G} + 1.5M_{L,Q} - 1.00H_{B,G}z_h$
Εκκεντρότητες: $e_B = \frac{M_{L,\text{ολ}}}{V_{\text{ολ}}}$ και $e_L = \frac{M_{B,\text{ολ}}}{V_{\text{ολ}}}$ και αναπτυσσόμενη τάση εδάφους: $\sigma_{\text{av}} = \frac{V_{\text{ολ}}}{(B - 2e_B)(L - 2e_L)}$	
Καθαρή τάση στο πέδιλο: $\sigma_{\text{net}} = \sigma_{\text{av}} - \gamma_{\text{μεσο}} \cdot D_f$	

Γ1. Έλεγχος σε κάμψη (επιλογή διαμήκου οπλισμού θεμελίου) (έλεγχος τύπου STR)

Με βάση την σ_{net} υπολογίζεται η ροπή διαστασιολόγησης στην παρειά του θεμελίου.

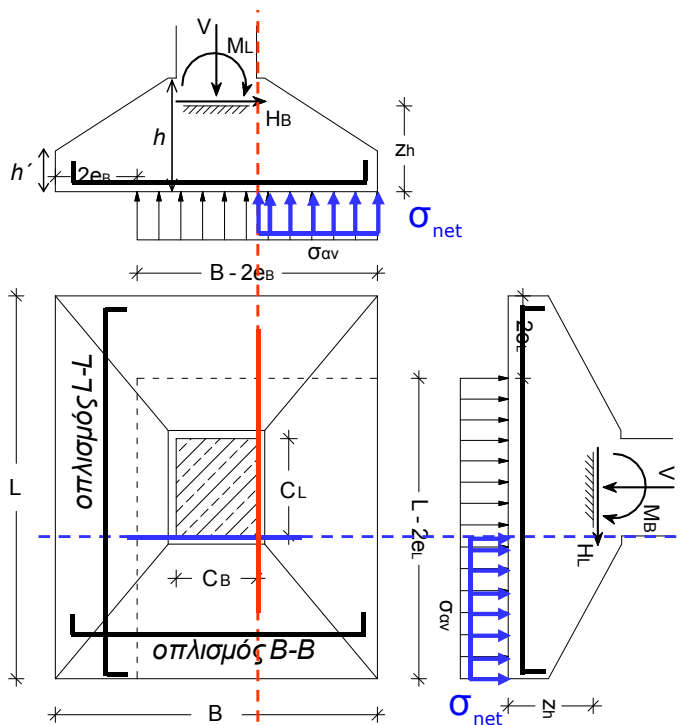
Όπλιση διατομής κατά B-B:		Όπλιση διατομής κατά L-L:									
$M_{sd,L} = \frac{1}{2} \sigma_{net} (L - 2e_L) \left(\frac{B - C_B}{2}\right)^2$ (*Προσοχή)		$M_{sd,B} = \frac{1}{2} \sigma_{net} (B - 2e_B) \left(\frac{L - C_L}{2}\right)^2$ (*Προσοχή)									
<p>Κωνική διατομή</p> $\mu_{sd,L} = \frac{M_{sd,L}}{1.2 \cdot L_o \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ $A_{s,B-B} = 1.1 \cdot \omega \cdot L_o \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ $L_o = C_L + 2 \cdot 0.05m$ $A_{s,B-Bmin} = \begin{cases} \rho_{min} \cdot \left[(h' - c_{o\lambda}) \cdot L + \frac{L + (C_L + 10cm)}{2} (h - h') \right] & \text{(κωνικά)} \\ \rho_{min} \cdot L \cdot d & \text{(ορθογωνικά)} \end{cases}$	<p>Ορθογωνική διατομή</p> $\mu_{sd,L} = \frac{M_{sd,L}}{L \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ $A_{s,B-B} = \omega \cdot L \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$	<p>Κωνική διατομή</p> $\mu_{sd,B} = \frac{M_{sd,B}}{1.2 \cdot B_o \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ $A_{s,L-L} = 1.1 \cdot \omega \cdot B_o \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ $B_o = C_B + 2 \cdot 0.05m$ $A_{s,L-Lmin} = \begin{cases} \rho_{min} \cdot \left[(h' - c_{o\lambda}) \cdot B + \frac{B + (C_B + 10cm)}{2} (h - h') \right] & \text{(κωνικά)} \\ \rho_{min} \cdot B \cdot d & \text{(ορθογωνικά)} \end{cases}$	<p>Ορθογωνική διατομή</p> $\mu_{sd,B} = \frac{M_{sd,B}}{B \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ $A_{s,L-L} = \omega \cdot B \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$								
Ελάχιστα ποσοστά (%) εφελκόμενου οπλισμού δοκών											
Υλικό	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
ρ_{min}	1.30	1.30	1.35	1.51	1.66	1.82	1.98	2.13	2.18	2.29	2.39

ΕΚΩΣ 2000 §18.6.1: Ελάχιστος οπλισμός τουλάχιστο Ø12 ανά max 15cm ποιότητας ισοδύναμης με παλιό S400/S500. Σε πολύ υγρά εδάφη συνηθίζεται ελάχιστος οπλισμός Ø14/15cm. Ο οπλισμός που τελικά τοποθετείται ανά διεύθυνση είναι: $A_{s,τοποθ} = \max\{A_{s,υπολ}, A_{s,min}\}$ με $s \leq 15$ cm

***Προσοχή:** όταν υπάρχει εκκεντρότητα στη φόρτιση ($e_b \neq 0$ ή/και $e_L \neq 0$) τότε γίνεται **προσαύξηση** στις παραπάνω τιμές $M_{sd,L}$ και $M_{sd,B}$ κατά 10%.

- Στις παραπάνω σχέσεις το στατικό ύψος δίνεται $d = h - c_{o\lambda}$ ($c_{o\lambda}$ η συνολική επικάλυψη, h το μέγιστο ύψος πεδίου)
- Είναι $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5}$, $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15}$
- Ελάχιστος αριθμός ράβδων: $n_{B-B} \geq \frac{L - 2c_{o\lambda}}{15cm} + 1$, $n_{L-L} \geq \frac{B - 2c_{o\lambda}}{15cm} + 1$
- Τελική απόσταση ράβδων $s_{B-B} = \frac{L - 2c_{o\lambda}}{n_{τοποθ,B-B} - 1}$, $s_{L-L} = \frac{B - 2c_{o\lambda}}{n_{τοποθ,L-L} - 1}$
- Ομοιόμορφη διάταξη οπλισμού: (α) $a_L = \frac{L - C_L}{2} \leq 2h$ (β) $a_B = \frac{B - C_B}{2} \leq 2h$

Το ω προκύπτει από το μ_{sd} από κατάλληλους πίνακες (επόμενη σελίδα).



Πίνακες για διαστασιολόγηση σε κάμψη

Γραμμική παρεμβολή

για $\mu_{sd1} < \mu_{sd} < \mu_{sd2}$

μ_{sd1}	ω_1
μ_{sd2}	ω_2

$$\omega = \omega_1 + (\omega_2 - \omega_1) \frac{\mu_{sd} - \mu_{sd,1}}{\mu_{sd,2} - \mu_{sd,1}}$$

μ_{sd}	ω	$\xi=x/d$	$\zeta=z/d$	ϵ_c (%)	ϵ_s (%)
0.01	0.0101	0.030	0.990	0.77	25.00
0.02	0.0203	0.044	0.985	1.15	25.00
0.03	0.0306	0.055	0.980	1.46	25.00
0.04	0.0410	0.066	0.976	1.76	25.00
0.05	0.0515	0.076	0.971	2.06	25.00
0.06	0.0621	0.086	0.967	2.37	25.00
0.07	0.0728	0.097	0.962	2.68	25.00
0.08	0.0836	0.107	0.957	3.01	25.00
0.09	0.0946	0.118	0.951	3.35	25.00
0.10	0.1058	0.131	0.946	3.20	23.29
0.11	0.1170	0.145	0.940	3.50	20.71
0.12	0.1285	0.159	0.934	3.50	18.55
0.13	0.1401	0.173	0.928	3.50	16.73
0.14	0.1519	0.188	0.922	3.50	15.16
0.15	0.1638	0.202	0.916	3.50	13.80
0.16	0.1759	0.217	0.910	3.50	12.61
0.17	0.1882	0.233	0.903	3.50	11.56
0.18	0.2007	0.248	0.897	3.50	10.62
0.19	0.2134	0.264	0.890	3.50	9.78
0.20	0.2263	0.280	0.884	3.50	9.02
0.21	0.2395	0.296	0.877	3.50	8.33
0.22	0.2529	0.312	0.870	3.50	7.71
0.23	0.2665	0.329	0.863	3.50	7.13
0.24	0.2804	0.346	0.856	3.50	6.61
0.25	0.2946	0.364	0.849	3.50	6.12
0.26	0.3091	0.382	0.841	3.50	5.67
0.27	0.3239	0.400	0.834	3.50	5.25
0.28	0.3391	0.419	0.826	3.50	4.86
0.29	0.3546	0.438	0.818	3.50	4.49
0.30	0.3706	0.458	0.810	3.50	4.15
0.31	0.3869	0.478	0.801	3.50	3.82
0.32	0.4038	0.499	0.793	3.50	3.52
0.33	0.4211	0.520	0.784	3.50	3.23
0.34	0.4391	0.542	0.774	3.50	2.95
0.35	0.4576	0.565	0.765	3.50	2.69
0.36	0.4768	0.589	0.755	3.50	2.44
0.37	0.4968	0.614	0.745	3.50	2.20

Συσχέτιση $\mu_{sd} - \omega$

Διάμετρος (mm)	Βάρος (kg/m)	Αριθμός ράβδων									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0.222	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
8	0.395	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
10	0.617	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11
18	1.998	2.54	5.09	7.63	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.90	25.45
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42
22	2.984	3.80	7.60	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
28	4.834	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58
32	6.313	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42

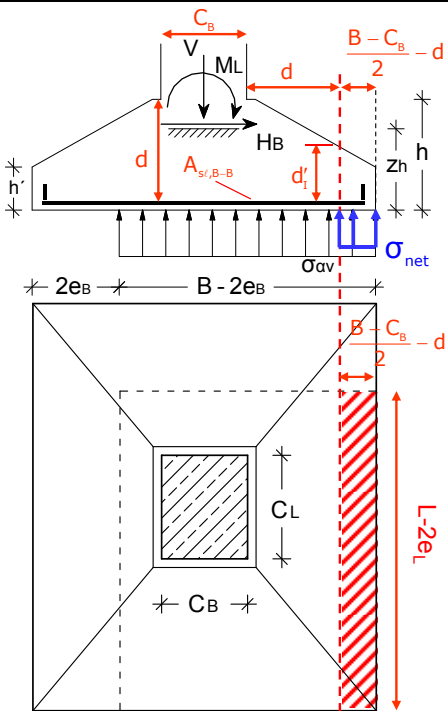
Εμβαδόν ράβδων οπλισμού (σε cm²)

Γ2. Έλεγχος σε διάτμηση βάσει EC2 (έλεγχος τύπου STR)

Ο έλεγχος γίνεται σε απόσταση ενός στατικού ύψους d από την παρειά. Υπολογίζεται η δύναμη V_{Ed} από το στερεό των τάσεων (δηλαδή την σ_{net}) έξω από την ελεγχόμενη διατομή.

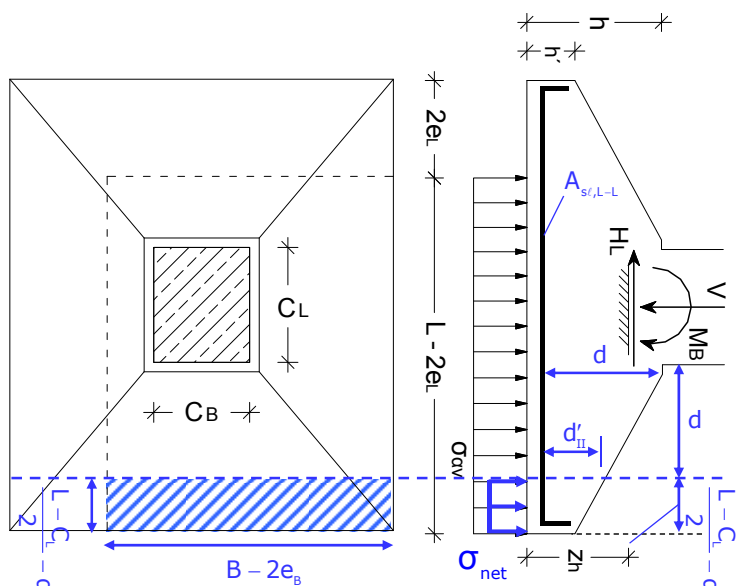
Έλεγχος διάτμησης σε τομή L-L (I)	Έλεγχος διάτμησης σε τομή B-B (II)
Πρέπει $V_{Ed(I)} \leq V_{Rd,c(I)}$	Πρέπει $V_{Ed(II)} \leq V_{Rd,c(II)}$
$V_{Ed(I)} = \sigma_{net} \cdot \left(\frac{B - C_B - d}{2} \right) \cdot (L - 2e_L)$	$V_{Ed(II)} = \sigma_{net} \cdot \left(\frac{L - C_L - d}{2} \right) \cdot (B - 2e_B)$
$V_{Rd,c(I)} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k_I \cdot (100 \cdot \rho'_{\ell,B-B} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d'_I \cdot L \\ v_{min,I} \cdot d'_I \cdot L \end{array} \right.$	$V_{Rd,c(II)} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k_{II} \cdot (100 \cdot \rho'_{\ell,L-L} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d'_{II} \cdot B \\ v_{min,II} \cdot d'_{II} \cdot B \end{array} \right.$
με $v_{min,I} = 0.035 \cdot k_I^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$, $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$	με $v_{min,II} = 0.035 \cdot k_{II}^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$, $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$
Στις παραπάνω σχέσεις f_{ck} σε MPa, διαστάσεις σε mm ενώ η αντοχή V_{Rd} προκύπτει σε N	Στις παραπάνω σχέσεις f_{ck} σε MPa, διαστάσεις σε mm ενώ η αντοχή V_{Rd} προκύπτει σε N
Κωνική διατομή: $d'_I = (h' - c_{o\lambda}) + (h - h') \cdot \frac{B - C_B - 2d}{B - C_B - 0.1m}$ (σε m)	Κωνική διατομή: $d'_{II} = (h' - c_{o\lambda}) + (h - h') \cdot \frac{L - C_L - 2d}{L - C_L - 0.1m}$ (σε m)
Σε ορθογωνική διατομή είναι $d'_I = d'_{II} = d$	Σε ορθογωνική διατομή είναι $d'_I = d'_{II} = d$
$k_I = 1 + \sqrt{\frac{200}{d'_I}} \leq 2$ (το d'_I σε mm)	$k_{II} = 1 + \sqrt{\frac{200}{d'_{II}}} \leq 2$ (το d'_{II} σε mm)
$\rho'_{\ell,B-B} = \frac{A_{s\ell,B-B}}{L \cdot d'_I} \leq 0.02$, $A_{s\ell,B-B}$: διαμήκης οπλισμός	$\rho'_{\ell,L-L} = \frac{A_{s\ell,L-L}}{B \cdot d'_{II}} \leq 0.02$, $A_{s\ell,L-L}$: διαμήκης οπλισμός

- Οι δείκτες I και II αφορούν τις δυο διευθύνσεις στις οποίες γίνεται κάθε φορά ο υπολογισμός της κατακόρυφης τέμνουσας. Συνήθως ο έλεγχος σε διάτμηση δεν είναι κρίσιμος σε πέδιλα διάστασης <1.50~1.80m. Αν $V_{Ed} \leq 0$ δεν υπάρχει πρόβλημα διάτμησης στη συγκεκριμένη διεύθυνση.
- Στις παραπάνω σχέσεις το στατικό ύψος δίνεται $d = h - c_{o\lambda}$ ($c_{o\lambda}$ η συνολική επικάλυψη)



← Έλεγχος διάτμησης σε τομή L-L (I) (σχήμα αριστερά)

Έλεγχος διάτμησης σε τομή B-B (II) (σχήμα κάτω) ↓



Γ3. Έλεγχος σε διάτρηση βάσει EC2 (έλεγχος τύπου STR)

Ο έλεγχος βάσει EC2 (§6.4) θα πρέπει να γίνεται στις παρακάτω θέσεις:

- α) στην παρειά του υποστυλώματος (EC2 §6.4.5(3), §6.2.2(6))
- β) στη βασική περίμετρο ελέγχου (EC2 §6.4.3(2)(b) σε απόσταση $a \approx 2d$ από την παρειά)

Έλεγχος στην παρειά του υποστυλώματος: Πρέπει $v_{Ed,0} \leq v_{Rd,max}$

Ένταση: $v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,0}}{u_0 \cdot d_{eff,0}}$

$V_{Ed,0} = V_{o\lambda} - \sigma_{\mu\epsilon\sigma\eta} \cdot C_B \cdot C_L$

$\sigma_{\mu\epsilon\sigma\eta} = \frac{V_{o\lambda}}{B \cdot L}$ με $V_{o\lambda} = 1.35V_G + 1.5V_Q$

$u_0 = 2 \cdot C_B + 2 \cdot C_L$ και $d_{eff,0} = \frac{d_{B-B} + d_{L-L}}{2} \approx d$

Αντοχή: $v_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$

$v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ (f_{ck} σε MPa) και $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5}$

Προσεγγιστικά από EC2 §6.4.3(6) (ΕΚΩΣ 2000 §13.3.β):

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

Έλεγχος στην βασική περίμετρο ελέγχου (απόσταση a από στυλό): Πρέπει $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$

Ένταση (σε N/mm²): $v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u \cdot d_{eff}}$

$V_{Ed,red} = V_{o\lambda} - \sigma_{\mu\epsilon\sigma\eta} \cdot A_{control}$

$\sigma_{\mu\epsilon\sigma\eta} = \frac{V_{o\lambda}}{B \cdot L}$ με $V_{o\lambda} = 1.35V_G + 1.5V_Q$

Αν $C_B + 2a < B$ και $C_L + 2a < L$ τότε:

$u = 2 \cdot (C_B + C_L) + 2 \cdot \pi \cdot a$ και

$A_{control} = C_L \cdot (C_B + 2a) + 2 \cdot C_B \cdot a + \pi \cdot a^2$

EC2 §6.4.3(6) (και ΕΚΩΣ 2000 §13.3.β):

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

Αντοχή (σε N/mm²) σε απόσταση a:

$v_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} \\ v_{min} \cdot \frac{2d}{a} \end{array} \right.$

με $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ και $C_{Rd,c} = 0.12$

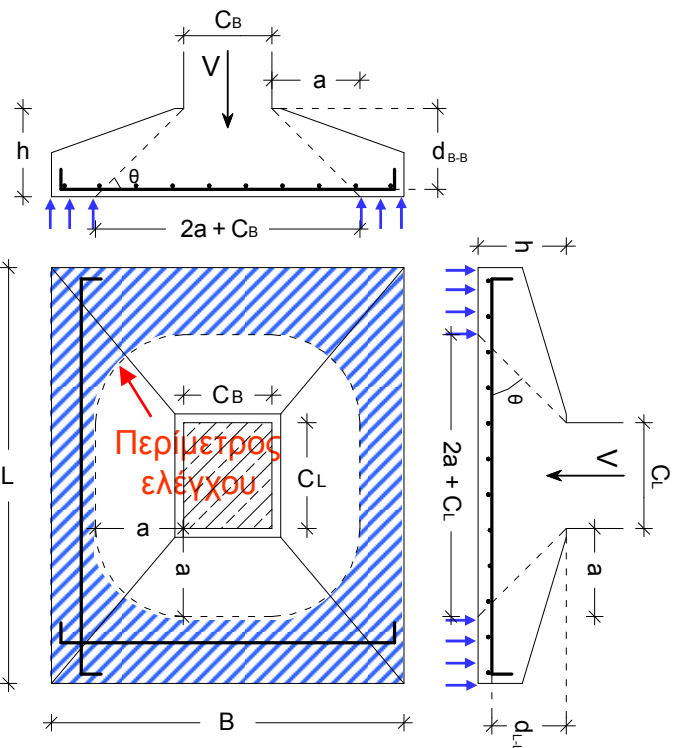
Στις παραπάνω σχέσεις f_{ck} σε MPa

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} \leq 2$ (το d_{eff} σε mm)

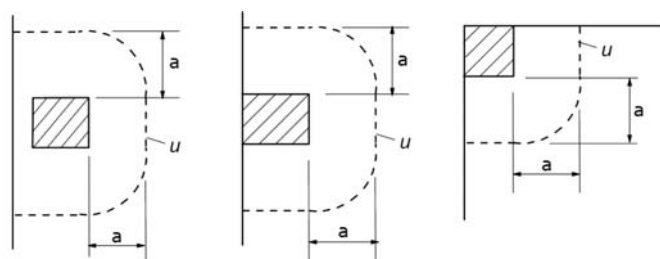
Λαμβάνεται d_{eff} στην παρειά του στύλου

$\rho = \sqrt{\rho_{s',B-B} \cdot \rho_{s',L-L}} = \sqrt{\frac{A_{s',B-B}}{L \cdot d_{B-B}} \cdot \frac{A_{s',L-L}}{B \cdot d_{L-L}}} \leq 0.02$

$A_{s',B-B}, A_{s',L-L}$: διαμήκης οπλισμός στις αντίστοιχες διευθύνσεις

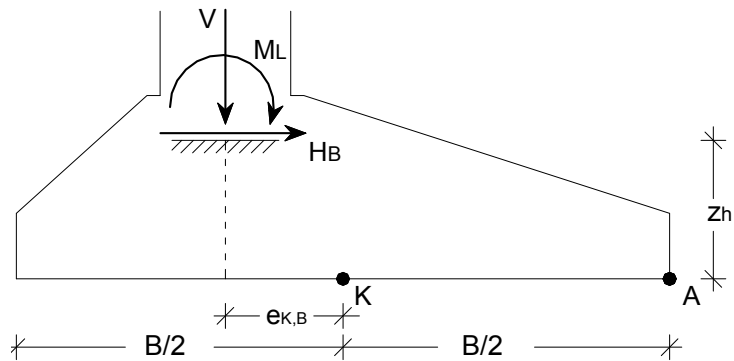


Αν $C_B + 2a \geq B$ ή/και $C_L + 2a \geq L$ τότε η περίμετρος u και η επιφάνεια $A_{control}$ υπολογίζονται από τα παρακάτω σχήματα (EC2, §6.4.2.(4)):



Έκκεντρα πέδιλα (πέδιλα με κατασκευαστική εκκεντρότητα)

Επιλύονται όπως τα κεντρικά πέδιλα με διαφοροποίηση όσον αφορά τον υπολογισμό των τιμών ροπής κατά τους διαφόρους ελέγχους καθώς πρέπει να ληφθεί υπόψη και η κατασκευαστική εκκεντρότητα e_k . Εξακολουθούν να ισχύουν οι περιορισμοί που ισχύουν για τα κεντρικά πέδιλα.

Ενδεικτικός υπολογισμός:

Για τον υπολογισμό της αναπτυσσόμενης τάσης εδάφους (έλεγχος σε φέρουσα ικανότητα):

$$M_{L,ολ} = M_L + H_B \cdot z_h - V \cdot e_{k,B} \text{ ροπή ως προς σημείο K οπότε } e_B = \frac{M_{L,ολ}}{V_{ολ}}$$

$$M_{B,ολ} = M_B + H_L \cdot z_h - V \cdot e_{k,L} \text{ ροπή ως προς σημείο K οπότε } e_L = \frac{M_{B,ολ}}{V_{ολ}}$$

- Τα πρόσημα στις παραπάνω σχέσεις αναφέρονται στη φορά των δυνάμεων-ροπών του συγκεκριμένου σχήματος και μπορεί να μεταβληθούν.
- Οι τιμές και τα πρόσημα των M , H , V θα πρέπει να προσαρμόζονται ανάλογα με τους επιμέρους συντελεστές φόρτισης που ισχύουν για τον κάθε έλεγχο, όπως περιγράφεται στις προηγούμενες σελίδες.
- Παρατηρείται ότι ανάλογα με τη φορά των δυνάμεων, με κατάλληλα επιλεγμένη τιμή της e_k είναι δυνατό να μηδενιστεί ροπή ως προς τη βάση του θεμελίου και συνεπώς και η συνολική εκκεντρότητα e .

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας επιφανειακών θεμελίων (από Εδαφομηχανική)

Οι παρακάτω σχέσεις υπολογισμού και πίνακες τιμών έχουν διδαχθεί στο μάθημα της Εδαφομηχανικής και συμπεριλαμβάνονται στο παρόν τυπολόγιο για λόγους πληρότητας.

Επιρροή υδροφόρου ορίζοντα στη φέρουσα ικανότητα εδάφους

Σε όλες τις σχέσεις υπολογισμού, η επιρροή του υδροφόρου ορίζοντα λαμβάνεται ως εξής:

α) Αν $d_w \geq D_f + B$ τότε ο υδροφόρος ορίζοντας δεν επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα.

β) Αν $D_f < d_w < D_f + B$ τότε $p_o = \gamma_1 \cdot D_f + q$ και $\bar{\gamma}'_2 = \frac{\gamma_2(d_w - D_f) + (\gamma_{2\text{κορ}} - \gamma_w)(D_f + B - d_w)}{B}$

γ) Αν $d_w \leq D_f$ τότε $p_o = \gamma_1 \cdot d_w + (\gamma_{1\text{κορ}} - \gamma_w)(D_f - d_w) + q$ και $\gamma'_2 = \gamma_{2\text{κορ}} - \gamma_w$

Όπου B το πλάτος θεμελίου, D_f το βάθος θεμελίωσης, d_w το βάθος του υδροφόρου ορίζοντα και q τυχόν επιφόρτιση δίπλα από το θεμέλιο. Αν δεν δίνεται το $\gamma_{\text{κορ}}$ μπορεί να ληφθεί $\gamma_{\text{κορ}} \approx \gamma$.

Ενιαίος συντελεστής ασφαλείας FS σε φέρουσα ικανότητα εδάφους ($\sigma_{\text{επ}}=q_u/FS$):

Τύπος έργου	Γεωτεχνικά στοιχεία	
	Πλήρη	Περιορισμένα
Συνήθη κτίρια κατασκευών και γραφείων	2.0	3.0
Οδικές γέφυρες, δημόσια κτίρια, ελαφρά βιομηχανικά κτίρια	2.5	3.5
Σιδηροδρομικές γέφυρες, βιομηχανικά κτίρια κ.τ.λ.	3.0	4.0

(Πίνακας: Γεωργιάδης Κ. και Μ. 2009, μεταφορά από Vesic 1975)

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας εδάφους κατά Terzaghi (1943)

Θεμέλια απείρου μήκους: $q_u = c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma$

Τετραγωνικά θεμέλια: $q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma$

Κυκλικά θεμέλια: $q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma$

Συντελεστές για γενική αστοχία

φ (°)	N _c	N _q	N _γ
0	5.70	1.00	0.00
1	6.00	1.10	0.01
2	6.30	1.22	0.04
3	6.62	1.35	0.06
4	6.97	1.49	0.10
5	7.34	1.64	0.14
6	7.73	1.81	0.20
7	8.15	2.00	0.27
8	8.60	2.21	0.35
9	9.09	2.44	0.44
10	9.61	2.69	0.56
11	10.16	2.98	0.69
12	10.76	3.29	0.85
13	11.41	3.63	1.04
14	12.11	4.02	1.26
15	12.86	4.45	1.52
16	13.68	4.92	1.82
17	14.60	5.45	2.18
18	15.12	6.04	2.59
19	16.56	6.70	3.07
20	17.69	7.44	3.64
21	18.92	8.26	4.31
22	20.27	9.19	5.09
23	21.75	10.23	6.00
24	23.36	11.40	7.08
25	25.13	12.72	8.34

Συντελεστές για τοπική αστοχία

φ (°)	N' _c	N' _q	N' _γ
0	5.70	1.00	0.00
1	5.90	1.07	0.005
2	6.10	1.14	0.02
3	6.30	1.22	0.04
4	6.51	1.30	0.055
5	6.74	1.39	0.074
6	6.97	1.49	0.10
7	7.22	1.59	0.128
8	7.47	1.70	0.16
9	7.74	1.82	0.20
10	8.02	1.94	0.24
11	8.32	2.08	0.30
12	8.63	2.22	0.35
13	8.96	2.38	0.42
14	9.31	2.55	0.48
15	9.67	2.73	0.57
16	10.06	2.92	0.67
17	10.47	3.13	0.76
18	10.90	3.36	0.88
19	11.36	3.61	1.03
20	11.85	3.88	1.12
21	12.37	4.17	1.35
22	12.92	4.48	1.55
23	13.51	4.82	1.74
24	14.14	5.20	1.97
25	14.80	5.60	2.25

- Η γωνία τριβής αφορά το έδαφος κάτω από τη θεμελίωση.
 - Για τοπική αστοχία πρέπει επίσης να ληφθεί $c^*=0.67c$.

(Πίνακας: Das 2007, μεταφορά από Kumbhojkar 1993)

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας εδάφους κατά Meyerhof (1953, 1963)

Στραγγισμένη φόρτιση (άμμοι γενικά – άργιλοι υπό αργή διάτμηση)		
Φέρουσα ικανότητα $q_u = s_c i_c d_c (c \cdot N_c) + s_q i_q d_q (p_o \cdot N_q) + s_v i_v d_v \left(\frac{1}{2} \gamma_z \cdot B' \cdot N_v \right)$		
$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi}$	$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{n \cdot \tan \phi}$	$N_v = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi)$
$s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$	$s_q = 1 + 0.1 \frac{B'}{L'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$	$s_v = 1 + 0.1 \frac{B'}{L'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$
$i_c = \left(1 - \frac{2a}{\pi} \right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{2a}{\pi} \right)^2$	$i_v = \left(1 - \frac{a}{\phi} \right)^2$
$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B'} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B'} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$	$d_v = 1 + 0.1 \frac{D}{B'} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$
Αστράγγιστη φόρτιση (άργιλοι υπό ταχεία φόρτιση)		
Φέρουσα ικανότητα $q_u = 5.14 c_u s_c i_c d_c + p_o s_q i_q d_q$		
$s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$	$i_c = \left(1 - \frac{2a}{\pi} \right)^2$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B'}$
$s_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{2a}{\pi} \right)^2$	$d_q = 1$
α η γωνία της συνισταμένης οριζόντιου και κατακόρυφου φορτίου με την κατακόρυφο c , φ , γ ενεργός τιμή συνοχής, γωνίας τριβής και πυκνότητας του εδάφους c _u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους B', L' ενεργός τιμή πλάτους και μήκους θεμελίου (σε κυκλικά-τετραγωνικά B'/L' = 1) (Bowles 1997): κατά τον υπολογισμό του συντελεστή βάθους d χρησιμοποιείται η ενεργός τιμή B'		

Συντελεστές για γενική αστοχία

Συντελεστές για τοπική αστοχία

φ (°)	N _c	N _q	N _v	φ (°)	N _c	N _q	N _v	φ (°)	N _c	N _q	N _v	φ (°)	N _c	N _q	N _v
0	5.140	1.000	0.000	26	22.254	11.854	8.002	0	5.140	1.000	0.000	26	13.181	5.307	2.039
1	5.379	1.094	0.002	27	23.942	13.199	9.463	1	5.299	1.062	0.001	27	13.804	5.712	2.338
2	5.632	1.197	0.010	28	25.803	14.720	11.190	2	5.463	1.128	0.004	28	14.473	6.156	2.678
3	5.900	1.309	0.023	29	27.860	16.443	13.237	3	5.634	1.198	0.010	29	15.192	6.642	3.066
4	6.185	1.433	0.042	30	30.140	18.401	15.668	4	5.813	1.272	0.018	30	15.967	7.176	3.510
5	6.489	1.568	0.070	31	32.671	20.631	18.564	5	5.999	1.352	0.029	31	16.803	7.765	4.017
6	6.813	1.716	0.106	32	35.490	23.177	22.022	6	6.193	1.436	0.043	32	17.708	8.414	4.598
7	7.158	1.879	0.152	33	38.638	26.092	26.166	7	6.397	1.526	0.061	33	18.690	9.132	5.265
8	7.527	2.058	0.209	34	42.164	29.440	31.146	8	6.609	1.622	0.082	34	19.756	9.928	6.033
9	7.922	2.255	0.280	35	46.124	33.296	37.152	9	6.832	1.725	0.108	35	20.916	10.813	6.919
10	8.345	2.471	0.367	36	50.585	37.752	44.426	10	7.065	1.835	0.139	36	22.184	11.799	7.944
11	8.798	2.710	0.471	37	55.630	42.920	53.271	11	7.310	1.952	0.175	37	23.571	12.901	9.133
12	9.285	2.974	0.596	38	61.352	48.933	64.074	12	7.568	2.078	0.216	38	25.094	14.136	10.517
13	9.807	3.264	0.744	39	67.867	55.957	77.333	13	7.838	2.212	0.265	39	26.769	15.524	12.133
14	10.370	3.586	0.921	40	75.313	64.195	93.691	14	8.123	2.357	0.320	40	28.619	17.090	14.027
15	10.977	3.941	1.129	41	83.858	73.897	113.986	15	8.423	2.512	0.384	41	30.668	18.861	16.255
16	11.631	4.335	1.375	42	93.706	85.374	139.317	16	8.740	2.679	0.457	42	32.943	20.874	18.887
17	12.338	4.772	1.664	43	105.107	99.014	171.143	17	9.074	2.859	0.540	43	35.480	23.167	22.009
18	13.104	5.258	2.003	44	118.369	115.308	211.408	18	9.428	3.052	0.635	44	38.318	25.792	25.731
19	13.934	5.798	2.403	45	133.874	134.874	262.742	19	9.802	3.261	0.743	45	41.506	28.809	30.190
20	14.835	6.399	2.871	46	152.098	158.502	328.731	20	10.200	3.487	0.866	46	45.102	32.292	35.562
21	15.815	7.071	3.421	47	173.640	187.206	414.327	21	10.621	3.732	1.005	47	49.175	36.332	42.070
22	16.883	7.821	4.066	48	199.259	222.300	526.451	22	11.069	3.996	1.163	48	53.809	41.040	50.004
23	18.049	8.661	4.825	49	229.924	265.497	674.918	23	11.547	4.284	1.342	49	59.109	46.558	59.744
24	19.324	9.603	5.716	50	266.882	319.057	873.855	24	12.056	4.596	1.545	50	65.200	53.061	71.785
25	20.721	10.662	6.766					25	12.599	4.936	1.777				

- Η γωνία τριβής στους διάφορους υπολογισμούς αφορά το έδαφος κάτω από τη θεμελίωση, εκτός του συντελεστή βάθους θεμελίωσης d που σχετίζεται με τις ιδιότητες του εδάφους πάνω από το θεμέλιο.
- Για τοπική αστοχία πρέπει επίσης να ληφθεί c*=0.67c.

Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας εδάφους με τη σχέση που προτείνει ο EC7 (Παράρτημα D)

Στραγγισμένη φόρτιση (άμμοι γενικά – άργιλοι υπό αργή διάτμηση)		
Φέρουσα ικανότητα $q_u = s_c i_c b_c (c \cdot N_c) + s_q i_q b_q (p_o \cdot N_q) + s_v i_v b_v \left(\frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B' \cdot N_v \right)$		
$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi}$	$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{n \cdot \tan \varphi}$	$N_v = 2(N_q - 1) \tan \varphi$
$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi$	$s_v = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'}$
$i_c = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + \frac{B'L'c}{\tan \varphi}} \right)^m$	$i_v = \left(1 - \frac{H}{V + \frac{B'L'c}{\tan \varphi}} \right)^{m+1}$
$b_c = \frac{b_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$b_q = (1 - \omega \tan \varphi)^2$	$b_v = (1 - \omega \tan \varphi)^2$
$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$ όπου $m_L = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}$ και $m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$ θ η γωνία της συνισταμένης H των οριζόντιων φορτίων με την μεγάλη διάσταση του θεμελίου		
Αστράγγιστη φόρτιση (άργιλοι υπό ταχεία φόρτιση)		
Φέρουσα ικανότητα $q_u = 5.14 c_u s_c i_c b_c + p_o$		
$s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$	$i_c = 0.5 + 0.5 \left(1 - \frac{H}{B'L'c_u} \right)^{0.5}$	$b_c = 1 - \frac{2 \omega}{\pi + 2}$
Το ω στις παραπάνω σχέσεις εισάγεται σε ακτίνια (γωνία της βάσης του θεμελίου) V, H το κατακόρυφο και οριζόντιο φορτίο στη θεμελίωση c, φ, γ ενεργός τιμή συνοχής, γωνίας τριβής και πυκνότητας του εδάφους c _u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους B', L' ενεργός τιμή πλάτους και μήκους θεμελίου (σε κυκλικά-τετραγωνικά B'/L' = 1)		

Συντελεστές για γενική αστοχία

Συντελεστές για τοπική αστοχία

φ (°)	N _c	N _q	N _v	φ (°)	N _c	N _q	N _v	φ (°)	N _c	N _q	N _v	φ (°)	N _c	N _q	N _v
0	5.140	1.000	0.000	26	22.254	11.854	10.588	0	5.140	1.000	0.000	26	13.181	5.307	2.815
1	5.379	1.094	0.003	27	23.942	13.199	12.432	1	5.299	1.062	0.001	27	13.804	5.712	3.217
2	5.632	1.197	0.014	28	25.803	14.720	14.590	2	5.463	1.128	0.006	28	14.473	6.156	3.673
3	5.900	1.309	0.032	29	27.860	16.443	17.121	3	5.634	1.198	0.014	29	15.192	6.642	4.191
4	6.185	1.433	0.060	30	30.140	18.401	20.093	4	5.813	1.272	0.026	30	15.967	7.176	4.778
5	6.489	1.568	0.099	31	32.671	20.631	23.591	5	5.999	1.352	0.041	31	16.803	7.765	5.447
6	6.813	1.716	0.151	32	35.490	23.177	27.715	6	6.193	1.436	0.061	32	17.708	8.414	6.208
7	7.158	1.879	0.216	33	38.638	26.092	32.590	7	6.397	1.526	0.087	33	18.690	9.132	7.076
8	7.527	2.058	0.297	34	42.164	29.440	38.366	8	6.609	1.622	0.117	34	19.756	9.928	8.069
9	7.922	2.255	0.397	35	46.124	33.296	45.228	9	6.832	1.725	0.154	35	20.916	10.813	9.207
10	8.345	2.471	0.519	36	50.585	37.752	53.405	10	7.065	1.835	0.197	36	22.184	11.799	10.513
11	8.798	2.710	0.665	37	55.630	42.920	63.178	11	7.310	1.952	0.248	37	23.571	12.901	12.017
12	9.285	2.974	0.839	38	61.352	48.933	74.899	12	7.568	2.078	0.307	38	25.094	14.136	13.752
13	9.807	3.264	1.045	39	67.867	55.957	89.007	13	7.838	2.212	0.375	39	26.769	15.524	15.760
14	10.370	3.586	1.289	40	75.313	64.195	106.054	14	8.123	2.357	0.453	40	28.619	17.090	18.091
15	10.977	3.941	1.576	41	83.858	73.897	126.737	15	8.423	2.512	0.543	41	30.668	18.861	20.806
16	11.631	4.335	1.913	42	93.706	85.374	151.941	16	8.740	2.679	0.645	42	32.943	20.874	23.978
17	12.338	4.772	2.307	43	105.107	99.014	182.800	17	9.074	2.859	0.761	43	35.480	23.167	27.700
18	13.104	5.258	2.767	44	118.369	115.308	220.772	18	9.428	3.052	0.894	44	38.318	25.792	32.082
19	13.934	5.798	3.304	45	133.874	134.874	267.748	19	9.802	3.261	1.043	45	41.506	28.809	37.265
20	14.835	6.399	3.930	46	152.098	158.502	326.196	20	10.200	3.487	1.213	46	45.102	32.292	43.421
21	15.815	7.071	4.661	47	173.640	187.206	399.363	21	10.621	3.732	1.405	47	49.175	36.332	50.770
22	16.883	7.821	5.512	48	199.259	222.300	491.556	22	11.069	3.996	1.622	48	53.809	41.040	59.588
23	18.049	8.661	6.504	49	229.924	265.497	608.539	23	11.547	4.284	1.868	49	59.109	46.558	70.227
24	19.324	9.603	7.661	50	266.882	319.057	758.092	24	12.056	4.596	2.146	50	65.200	53.061	83.138
25	20.721	10.662	9.011					25	12.599	4.936	2.460				

- Η γωνία τριβής στους διάφορους υπολογισμούς αφορά το έδαφος κάτω από τη θεμελίωση.
- Για τοπική αστοχία πρέπει επίσης να ληφθεί c*=0.67c.