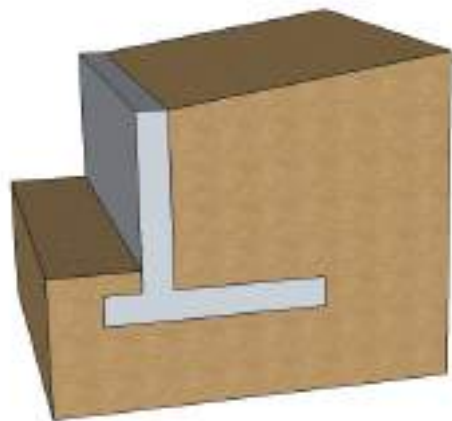
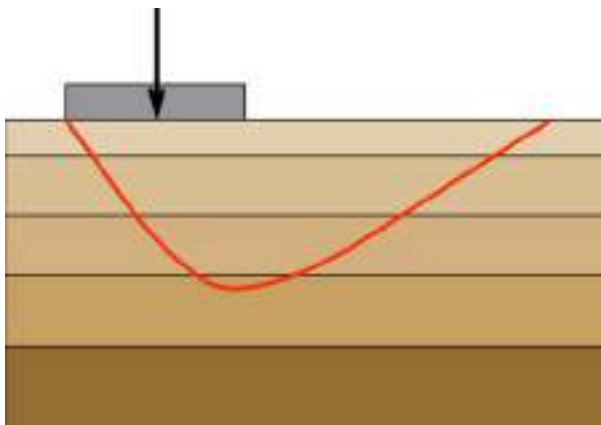


Σημειώσεις Θεωρίας:

ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ (μελέτη με τους Ευρωκώδικες)



Επιμέλεια-Συγγραφή:

Κίρτας Εμμανουήλ, Επικ. Καθηγητής

Παναγόπουλος Γεώργιος, Καθ. Εφαρμογών

Σημειώσεις Θεωρίας:

ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ
ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ
(μελέτη με τους Ευρωκώδικες)

Επιμέλεια-Συγγραφή:

Κίρτας Εμμανουήλ, Επικ. Καθηγητής

Παναγόπουλος Γεώργιος, Καθ. Εφαρμογών

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2017

(έκδοση 2017 – μελέτη με βάση τους Ευρωκώδικες)

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Κεφάλαιο 1:

- Εισαγωγή στις θεμελιώσεις-αντιστηρίξεις

Κεφάλαιο 2:

- Εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 7 (EC7) – Γεωτεχνικός Σχεδιασμός

Κεφάλαιο 3:

- Επιφανειακές θεμελιώσεις (μελέτη βάσει EC2 και EC7)
- Τυπολόγιο Διαστασιολόγηση μεμονωμένων πεδίων με τους EC2 και EC7

Κεφάλαιο 4:

- Βαθιές θεμελιώσεις (μελέτη βάσει EC7)

Κεφάλαιο 5:

- Αντιστηρίξεις (μελέτη βάσει EC2 και EC7)

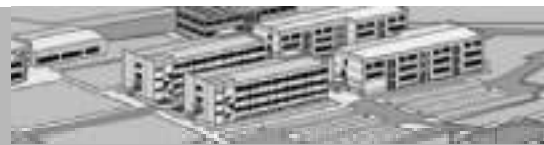
Βιβλιογραφία

Σχήματα, Διαγράμματα και Νομογραφήματα

- Δίνονται σε μεγέθυνση όσα δεν διακρίνονται καθαρά στις σημειώσεις

Εργαστήριο

- Εκφωνήσεις ασκήσεων που θα λυθούν στο εργαστήριο και βοηθητικά σχήματα



ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ & ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Εισαγωγή στις θεμελιώσεις - αντιστηρίξεις

Επιμέλεια σημειώσεων: Κίρτας Εμμανουήλ
Παναγόπουλος Γεώργιος

Σέρρες, Σεπτέμβριος 2017



Τεχνικά έργα και έδαφος

Ο κλάδος της Εδαφομηχανικής των Θεμελιώσεων και γενικότερα της Γεωτεχνικής Μηχανικής ασχολείται με τα τεχνικά έργα που βρίσκονται σε επαφή με το έδαφος ή εντός του εδάφους:

- Θεμελιώσεις:
πρόκειται για το τμήμα των κατασκευών που μεταφέρουν τα φορτία τους στο υποκείμενο έδαφος
- Αντιστηρίξεις:
πρόκειται για κατασκευές με στόχο την αντιστήριξη-συγκράτηση του εδάφους σε μια θέση ισορροπίας
- Υπόγειες κατασκευές:
πρόκειται για έργα τα οποία βρίσκονται κάτω από το έδαφος (σήραγγες, υπόγειοι σταθμοί κτλ)

Κοινή συνισταμένη όλων των παραπάνω έργων η ύπαρξη του εδάφους

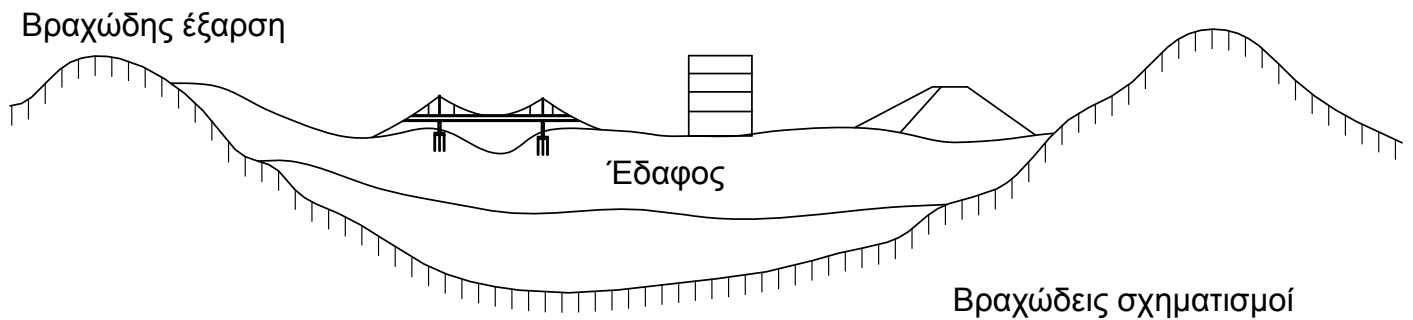


Κατηγορίες υπεδάφους

Το υπέδαφος διακρίνεται σε δυο γενικές κατηγορίες:

- Βράχος:

Αποτελεί το κατώτερο τμήμα κάθε εδαφικής απόθεσης. Σε κάποιες περιπτώσεις εμφανίζεται και επιφανειακά (βραχώδης έξαρση). Η μελέτη βραχωδών σχηματισμών είναι αντικείμενο της Βραχομηχανικής.

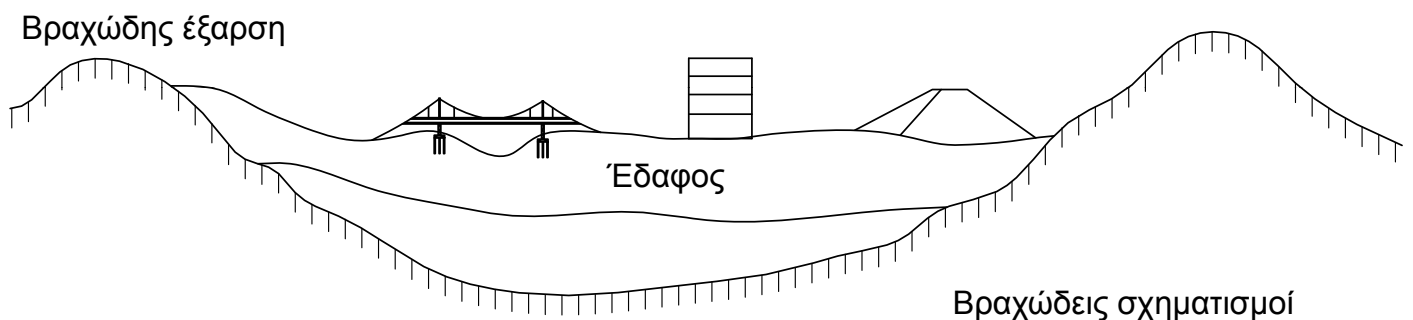


Κατηγορίες υπεδάφους

Το υπέδαφος διακρίνεται σε δυο γενικές κατηγορίες:

- Έδαφος:

Αναφέρεται σε χωμάτινους σχηματισμούς και αποτελεί τον συνήθη τύπο υπεδάφους που συναντάται στις θεμελιώσεις και στα υπόγεια έργα μικρού σχετικά βάθους. Η μελέτη εδαφικών σχηματισμών είναι αντικείμενο της Εδαφομηχανικής.





Κατηγορίες εδάφους

Το έδαφος μπορεί να ταξινομηθεί σε διάφορες κατηγορίες:

- Βασική ταξινόμηση εδαφών:
 1. Μη συνεκτικά (κοκκώδη) εδάφη
Άμμοι και αμμοχάλικα
 2. Συνεκτικά εδάφη
Άργιλοι και ιλείς
 3. Μίγματα των δυο προηγούμενων τύπων
Άργιλώδεις άμμοι, αμμώδεις άργιλοι

Το είδος του εδάφους αλλά και οι γενικότερες συνθήκες (υπόγειος ορίζοντας, μορφή φόρτισης) καθορίζουν τη συμπεριφορά του αναφορικά με την αντοχή του και τις αναπτυσσόμενες καθιζήσεις.



Εδαφική συμπεριφορά σε τεχνικά έργα

Η επιρροή της εδαφικής συμπεριφοράς σε διάφορα τεχνικά έργα αφορά μεταξύ άλλων τα παρακάτω θέματα:

- Φέρουσα ικανότητα του εδάφους (αντοχή του εδάφους)
- Αναπτυσσόμενες καθιζήσεις – μετακινήσεις στο έδαφος
- Αναπτυσσόμενες εδαφικές ωθήσεις (στατικές και δυναμικές)
- Ευστάθεια πρανών (μορφές γενικής αστοχίας εδάφους)
- Διαπερατότητα εδάφους και υδατική ροή
- Μετάδοση σεισμικών κυμάτων (δυναμική συμπεριφορά εδάφους)
- Ρευστοποίηση εδάφους (λόγω υδατικής ροής αλλά κυρίως δυναμική)
- Αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής (κυρίως δυναμική αλληλεπίδραση)



Αντικείμενο του μαθήματος

Το αντικείμενο του μαθήματος περιλαμβάνει:

- Σχεδιασμό επιφανειακών θεμελιώσεων
 - προσδιορισμός φέρουσας ικανότητας εδάφους
 - επιλογή τύπου και διαστάσεων θεμελίωσης και υπολογισμός οριακών αναπτυσσόμενων τάσεων στο έδαφος
 - διαστασιολόγηση θεμελίωσης (επιλογή οπλισμού και σχετικοί έλεγχοι)
- Σχεδιασμό βαθιών θεμελιώσεων
 - υπολογισμός φέρουσας ικανότητας μεμονωμένου πασσάλου
 - υπολογισμός καθίζησης μεμονωμένου πασσάλου
- Σχεδιασμό αντιστηρίξεων (τοίχος βαρύτητας)
 - υπολογισμός φορτίων σε αντιστήριξη
 - διαστασιολόγηση αντιστήριξης τύπου τοίχου βαρύτητας



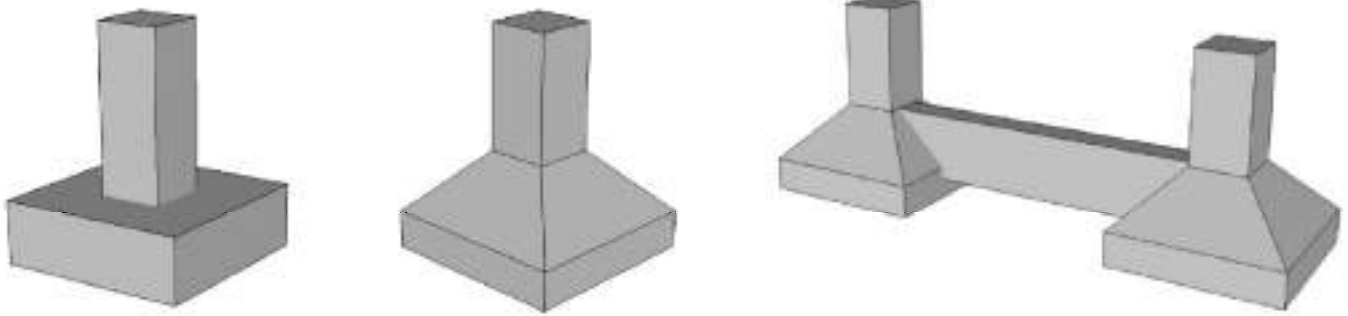
Επιφανειακές Θεμελιώσεις

- Πρόκειται για θεμελιώσεις όπου το βάθος θεμελίωσης (D) είναι μικρό σε σχέση με το πλάτος τους (B), δηλαδή για θεμελιώσεις μικρού βάθους (αβαθής) και όχι μόνο για θεμελιώσεις που εδράζονται στην επιφάνεια
- Χρησιμοποιούνται στην πλειοψηφία των συνηθισμένων οικοδομικών έργων
- Έχουν ως στόχο την κατανομή των κατακόρυφων φορτίων ανωδομής σε επαρκή επιφάνεια θεμελίωσης για την ανάπτυξη τάσεων στο έδαφος που να μπορεί να παραληφθεί με ασφάλεια από το εδαφικό υλικό δίχως αστοχία και σημαντικές καθιζήσεις
- Υπάρχουν διάφορες κατηγορίες επιφανειακών θεμελιώσεων
 - Μεμονωμένα πέλδια (ενώνονται με συνδετήριες δοκούς)
 - Πεδιλοδοκοί
 - Κοιτοστρώσεις

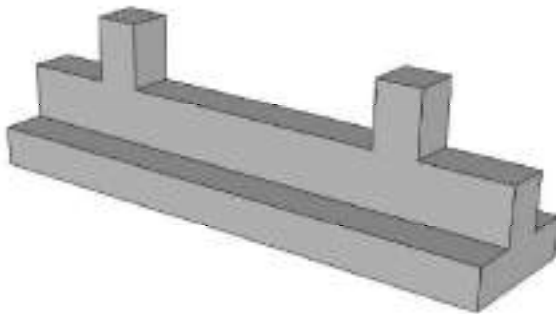


Επιφανειακές Θεμελιώσεις

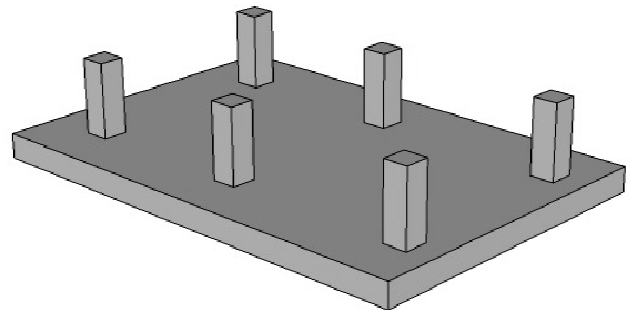
➤ Μεμονωμένα πέδιλα (ενώνονται με συνδετήριες δοκούς)



➤ Πεδιλοδοκοί



➤ Κοιτοστρώσεις

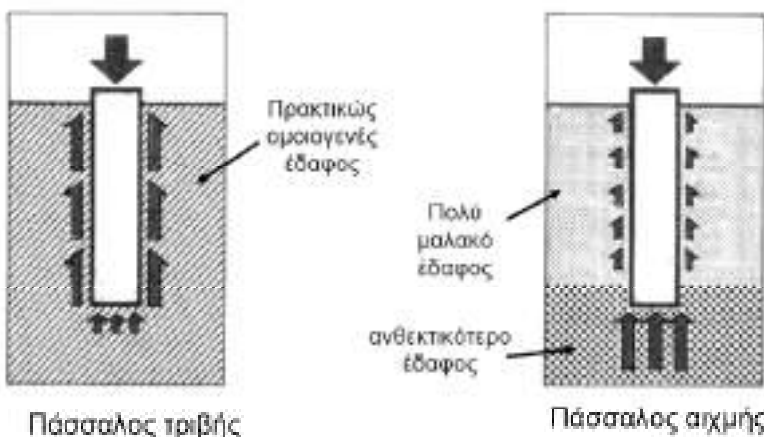


Βαθιές Θεμελιώσεις (Πασσαλοθεμελιώσεις)

➤ Διάφορα είδη πασσάλων (τριβής, αιχμής ή συνδυασμός)

Μεμονωμένος πάσσαλος

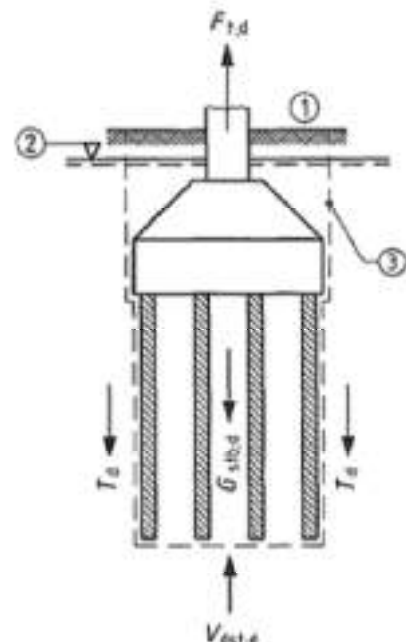
Ομάδα πασσάλων



Πάσσαλος τριβής

Πάσσαλος αιχμής

(Πηγή: Καβαδάς 2005)



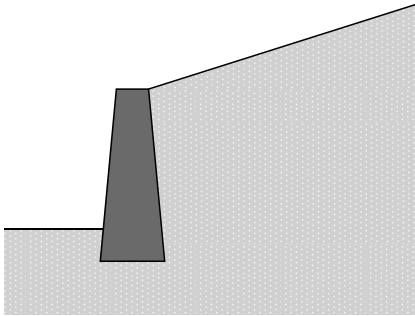
(Πηγή: EC7 Part 1)



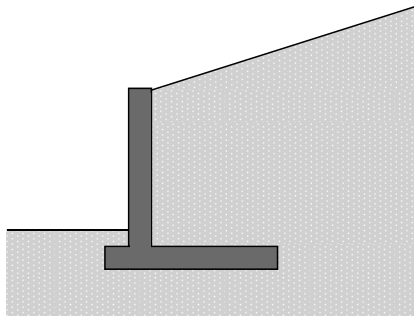
Αντιστηρίξεις

➤ Διάφορα είδη αντιστηρίξεων

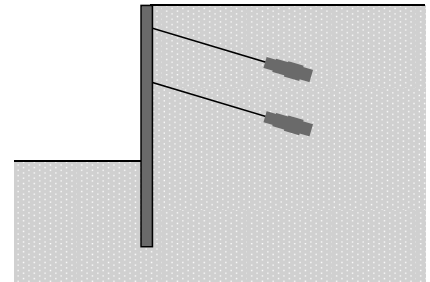
Τοίχος βαρύτητας



Τοίχος βαρύτητας Ο/Σ



Διαφραγματικός τοίχος
(πέτασμα)



Περιεχόμενα διαλέξεων μαθήματος

- Σχεδιασμός επιφανειακών θεμελιώσεων
 - Κεντρικά και έκκεντρα πέδιλα (αναλυτικοί έλεγχοι και σχεδιασμός)
 - Πέδιλοδοκοί
 - Κοιτοστρώσεις
- Σχεδιασμός βαθιών θεμελιώσεων (πασσαλοθεμελιώσεων)
 - Μεμονωμένοι πάσσαλοι (φέρουσα ικανότητα και καθιζήσεις)
- Σχεδιασμός αντιστηρίξεων
 - Τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος (υποκατηγορία τοίχων βαρύτητας)

Σημειώνεται πως ο αντισεισμικός σχεδιασμός γεωτεχνικών έργων δεν αποτελεί αντικείμενο του συγκεκριμένου μαθήματος.



Παράμετροι, σύμβολα και μονάδες

- Κατά την μελέτη προβλημάτων γεωτεχνικής μηχανικής εμφανίζεται ένας μεγάλος αριθμός συμβόλων, παραμέτρων, χαρακτηριστικών και λοιπών μεγεθών και τιμών που αφορούν είτε το έδαφος είτε την ανωδομή και θεμελίωση της κατασκευής.
- Συχνά το ίδιο σύμβολο που αναφέρεται σε κάποιο μέγεθος σε ένα συγκεκριμένο σύγγραμμα, μπορεί να αναφέρεται σε διαφορετικό μέγεθος σε κάποια άλλη αναφορά-πηγή-σύγγραμμα. Έτσι, μια τιμή π.χ. d μπορεί σε μια σχέση να αναφέρεται στο βάθος έδρασης του θεμελίου ενώ σε άλλη σχέση στο συνολικό πάχος μιας εδαφικής στρώσης.
- Θα πρέπει συνεπώς, σε κάθε εφαρμογή-υπολογισμό, ο μελετητής να δίνει ιδιαίτερη προσοχή στην σωστή ερμηνεία του κάθε συμβόλου-μεγέθους που περιλαμβάνεται στους υπολογισμούς του. Συστήνεται κατά την επίλυση ασκήσεων η χρήση τιμών, μονάδων και μεθοδολογίας που περιγράφονται με σαφήνεια σε ένα συγκεκριμένο σύγγραμμα, ενώ ο συνδυασμός τιμών και παραμέτρων από διαφορετικά βιβλία πρέπει να γίνεται με μεγάλη προσοχή.
- Στις παρούσες σημειώσεις θα γίνεται χρήση συμβόλων κατά βάση από τους Ευρωκώδικες (υπάρχει σε κάθε Ευρωκώδικα σχετικός πίνακας συμβόλων) και δευτερευόντως από τη διεθνή βιβλιογραφία.



ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ & ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

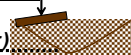
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Γεωτεχνικός Σχεδιασμός

Επιμέλεια σημειώσεων: Κίρτας Εμμανουήλ
Παναγόπουλος Γεώργιος

Σέρρες, Σεπτέμβριος 2017



Εισαγωγή στους Ευρωκώδικες

- Οι Ευρωκώδικες αποτελούν ένα ενιαίο πλαίσιο ευρωπαϊκών κανονισμών για το σχεδιασμό και τη μελέτη έργων Πολιτικού Μηχανικού
- Ευρωκώδικας EN 1990 (EC0): Βάσεις σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας EN 1991 (EC1): Δράσεις
- Ευρωκώδικας EN 1992 (EC2): Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας EN 1993 (EC3): Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- Ευρωκώδικας EN 1994 (EC4): Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων (χάλυβα+Σ/Δ)
- Ευρωκώδικας EN 1995 (EC5): Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών
- Ευρωκώδικας EN 1996 (EC6): Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία
- Ευρωκώδικας EN 1997 (EC7): Γεωτεχνικός σχεδιασμός
- Ευρωκώδικας EN 1998 (EC8): Αντισεισμικός σχεδιασμός
- Ευρωκώδικας EN 1999 (EC9): Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο



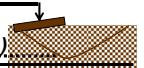
Εισαγωγή στους Ευρωκώδικες

- Η αναφορά στους Ευρωκώδικες (Eurocodes) γίνεται με το πρόθεμα EN ενώ συνηθίζεται και το πρόθεμα EC (π.χ. η αναφορά στον Ευρωκώδικα 2 μπορεί να γίνει ως EN 1992 ή EC2).
- Κάθε Ευρωκώδικας αποτελείται από διάφορα μέρη (parts). Το κύριο μέρος του Ευρωκώδικα είναι το 1^ο μέρος (part 1), το οποίο συχνά απαλείφεται κατά την αναφορά (π.χ. η αναφορά EC2-Part 1 ή EC2-1 συχνά γίνεται απλώς ως EC2, θεωρώντας δεδομένο πως αναφερόμαστε στο part 1 του συγκεκριμένου Ευρωκώδικα)
- Κάθε Ευρωκώδικας μπορεί να περιλαμβάνει διάφορα Παραρτήματα (Annexes)
- Σε κάθε Ευρωκώδικα ενδέχεται να υπάρχει μια σειρά από επιλογές, παραμέτρους, σχέσεις υπολογισμού κτλ που καθορίζονται διαφορετικά για την κάθε χώρα. Αυτές περιλαμβάνονται σε ένα κείμενο για τον κάθε Ευρωκώδικα που ονομάζεται Εθνικό Προσάρτημα (National Annex).



Εισαγωγή στους Ευρωκώδικες

- Η χρήση των Ευρωκωδίκων στην Ελλάδα για δημόσια και ιδιωτικά έργα εγκρίθηκε με το ΦΕΚ 1457/2014
- Στο παραπάνω ΦΕΚ 1457/2014 αναφέρεται πως το πλαίσιο κανονιστικών κειμένων σχεδιασμού και μελέτης του έργου μπορεί να επιλεγεί από τον κύριο του έργου μεταξύ των παρακάτω:
 - (α) των προϋπαρχόντων κανονιστικών κειμένων (Κανονισμός φορτίσεων, ΕΚΩΣ 2000, ΕΑΚ 2000, ΚΑΝ.ΕΠΕ. κτλ)
 - (β) των Ευρωκωδίκων (σε συνδυασμό με τα Εθνικά Προσαρτήματα)
- Σημειώνεται επίσης πως ο σχεδιασμός του έργου διέπεται αποκλειστικά από τις διατάξεις ενός από τα παραπάνω πλαίσια (α) και (β) και δεν επιτρέπεται συνδυασμός τους



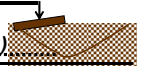
Εισαγωγή στους Ευρωκώδικες

Ευρωκώδικες που αναφέρονται σε θέματα Γεωτεχνικής Μηχανικής

- Εκτός του «Ευρωκώδικα 7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός», στοιχεία για τον σχεδιασμό έργων Γεωτεχνικής Μηχανικής λαμβάνονται και από άλλους Ευρωκώδικες (π.χ. αναφορικά με τα φορτία-δράσεις, τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτλ). Οι βασικότεροι από αυτούς είναι:

- Ευρωκώδικας EN 1990 (EC0): Βάσεις σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας EN 1991 (EC1): Δράσεις
- Ευρωκώδικας EN 1997 (EC7): Γεωτεχνικός σχεδιασμός
- Ευρωκώδικας EN 1998 Part 5 (EC8-5): Αντισεισμικός σχεδιασμός θεμελιώσεων, κατασκευών αντιστηρίξεων, γεωκατασκευών

- Ανάλογα με το πρόβλημα που εξετάζεται, ενδέχεται να χρησιμοποιηθούν στοιχεία και από άλλους Ευρωκώδικες. Π.χ. κατά τη διαστασιολόγηση θεμελίων από οπλισμένο σκυρόδεμα λαμβάνονται στοιχεία και από τον σχετικό «Ευρωκώδικα 2: Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα».



Εισαγωγή στους Ευρωκώδικες

Βασικές έννοιες στους Ευρωκώδικες

• Τιμές σχεδιασμού – χαρακτηριστικές τιμές

- Η χαρακτηριστική τιμή ενός μεγέθους αποτελεί την κύρια αντιπροσωπευτική τιμή αυτού του μεγέθους. Συχνά καθορίζεται βάσει στατιστικής (π.χ. στο 5% των περιπτώσεων να μην υπάρχει υπέρβαση αυτής της τιμής προς τη δυσμενή πλευρά). Συμβολίζονται με δείκτη k όπως:

F_k χαρακτηριστική τιμή δράσης (EC0 §1.5.3.14)

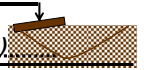
X_k χαρακτηριστική τιμή υλικού (EC0 §1.5.4.1)

- Η τιμή σχεδιασμού ενός μεγέθους προκύπτει από την κατάλληλη τροποποίηση των χαρακτηριστικών τιμών (ή αντιπροσωπευτικών τιμών) με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ .

$F_d = \gamma_F \cdot F_k$ τιμή σχεδιασμού δράσης (EC0 §1.5.3.21 και §6.3.2)

$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$ τιμή σχεδιασμού υλικού (EC0 §1.5.4.2)

- Σε συγκεκριμένες περιπτώσεις στις παραπάνω σχέσεις υπεισέρχονται επιμέρους συντελεστές που προσδιορίζονται από τους Ευρωκώδικες



Εισαγωγή στους Ευρωκώδικες

Βασικές έννοιες στους Ευρωκώδικες

• Τιμές σχεδιασμού – χαρακτηριστικές τιμές (ενδεικτικό παράδειγμα)

- Ενδεικτικά, σε κάποιες περιπτώσεις συνδυασμών φόρτισης οι τιμές σχεδιασμού των μόνιμων και των μεταβλητών φορτίων λαμβάνονται ως:

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k = 1.35 \cdot G_k \quad \text{ενδεικτική τιμή σχεδιασμού μόνιμων φορτίων (δεν ισχύει πάντα)}$$

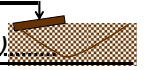
$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 1.50 \cdot Q_k \quad \text{ενδεικτική τιμή σχεδιασμού μεταβλητών φορτίων (δεν ισχύει πάντα)}$$

- Ενδεικτικά, σε κάποιες περιπτώσεις ελέγχων οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και του ορίου διαρροής του χάλυβα λαμβάνονται ως:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1.5} \quad \text{ενδεικτική τιμή σχεδιασμού θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος (δεν ισχύει πάντα)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1.15} \quad \text{ενδεικτική τιμή σχεδιασμού ορίου διαρροής του χάλυβα (δεν ισχύει πάντα)}$$

Σημειώνεται πως οι παραπάνω τιμές επιμέρους συντελεστών ασφαλείας δίνονται μόνο ενδεικτικά (ως παράδειγμα) και δεν ισχύουν σε όλες τις περιπτώσεις υπολογισμών και ελέγχων που εμφανίζονται στους Ευρωκώδικες



Εισαγωγή στους Ευρωκώδικες

Βασικές έννοιες στους Ευρωκώδικες

• Δυσμενής – ευνοϊκή δράση

- Συχνά διακρίνεται η δυσμενής από την ευνοϊκή δράση ενός μεγέθους (π.χ. μιας φόρτισης), ανάλογα με την επίπτωση που έχει στον υπολογισμό που εξετάζεται.

- Δυσμενή δράση ενός μεγέθους έχουμε όταν οδηγεί σε αστοχία ενώ ευμενή δράση όταν λειτουργεί σταθεροποιητικά.

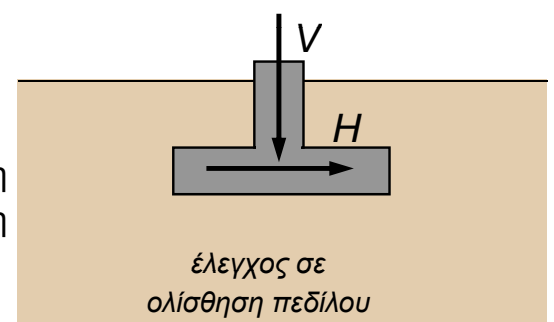
Ενδεικτικό παράδειγμα (έλεγχος σε ολίσθηση πεδίλου)

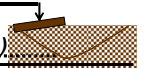
- Στο πέδιλο μεταφέρονται από την ανωδομή κατακόρυφο φορτίο V και οριζόντιο φορτίο H

- Το οριζόντιο φορτίο H προκαλεί την ολίσθηση, άρα η δράση του χαρακτηρίζεται δυσμενής

- Το κατακόρυφο φορτίο V αυξάνει την τριβή στη βάση του πεδίλου, άρα αντιστέκεται στην ολίσθηση και η δράση του χαρακτηρίζεται ευνοϊκή (για έλεγχο ολίσθησης)

- Οι παραπάνω δράσεις H και V λαμβάνουν διαφορετικό επιμέρους συντελεστή ασφαλείας κατά τον υπολογισμό





Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Ο Ευρωκώδικας 7 (EC7 ή EN 1997) απαιτεί για τον Γεωτεχνικό σχεδιασμό τον έλεγχο σε δυο καταστάσεις (EC7 §2.4.7-§2.4.8):

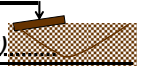
(1) Την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State)

Αποφυγή δημιουργίας «δυσμενών καταστάσεων» που αφορούν υπέρβαση αντοχής κάποιου στοιχείου ή του συνόλου του έργου

(2) Την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS: Serviceability Limit State)

Αποφυγή δημιουργίας καταστάσεων που αφορούν υπέρβαση των λειτουργικών απαιτήσεων του έργου όπως υπερβολική καθίζηση, μετακίνηση, ρηγμάτωση, παραμόρφωση κτλ.

Ο έλεγχος γίνεται και με τα δυο παραπάνω κριτήρια ενώ η τελική διαστασιολόγηση γίνεται με το δυσμενέστερο



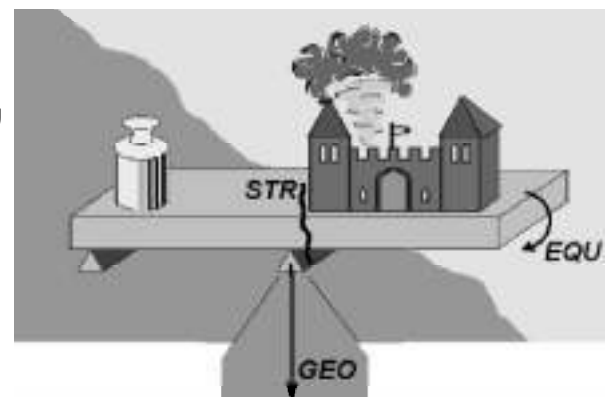
Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State, EC7 §2.4.7)

• Απώλεια ισορροπίας του φορέα ή του εδάφους ως στερεό σώμα (τύπου EQU: equilibrium=ισορροπία)

• Αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του φορέα/δομικών στοιχείων (τύπου STR: structural=κατασκευαστικός)

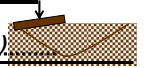
• Αστοχία η υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους (τύπου GEO: geotechnical=γεωτεχνικός)



(Πηγή: Frank, 2008)

• Απώλεια ισορροπίας του φορέα ή εδάφους από ανύψωση λόγω άνωσης (τύπου UPL: uplift=ανύψωση)

• Υδραυλική ανύψωση λόγω διήθησης/διάβρωσης/διασωλήνωσης (τύπου HYD: hydraulic=υδραυλικός)



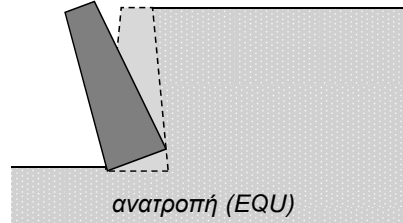
Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State, EC7 §2.4.7)

- Απώλεια ισορροπίας του φορέα ή του εδάφους ως στερεό σώμα (τύπου EQU: equilibrium=ισορροπία)

Ενδεικτικό σκαρίφημα απώλειας ισορροπίας (EQU)

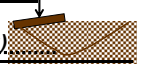
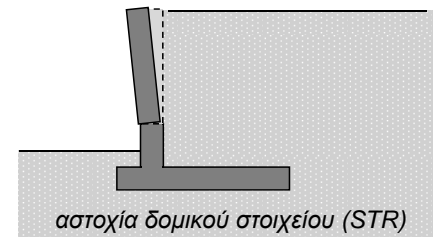
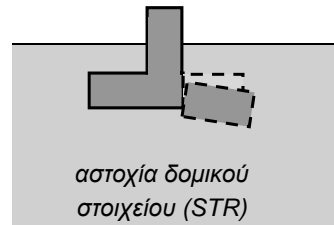
Οι αντοχές δομικών υλικών και εδάφους έχουν ασήμαντη συνεισφορά στην αντίσταση



- Αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του φορέα/δομικών στοιχείων (τύπου STR: structural=κατασκευαστικός)

Ενδεικτικά σκαριφήματα αστοχίας δομικών στοιχείων (STR)

Η αντοχή των δομικών υλικών έχει σημαντική συνεισφορά στην αντίσταση



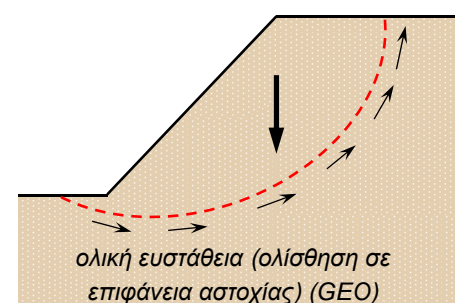
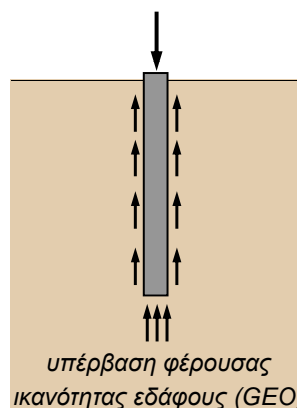
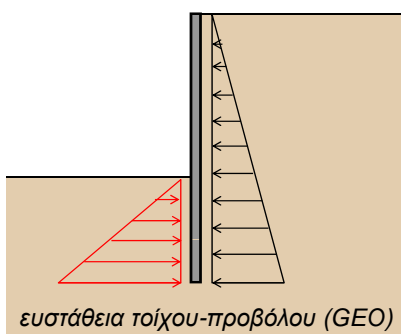
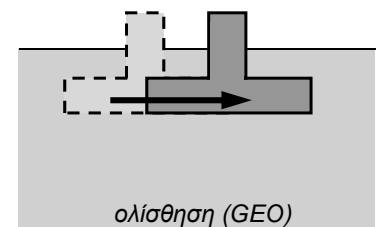
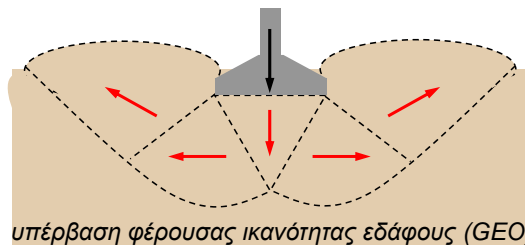
Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

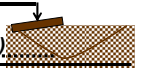
Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State, EC7 §2.4.7)

- Αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους (τύπου GEO: geotechnical=γεωτεχνικός)

Ενδεικτικά σκαριφήματα αστοχίας του εδάφους (GEO)

Η αντοχή του εδαφικού υλικού έχει σημαντική συνεισφορά στην αντίσταση



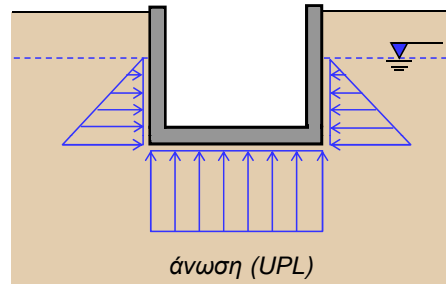


Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State, EC7 §2.4.7)

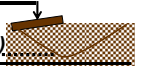
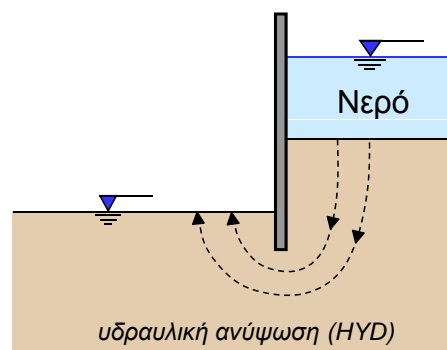
- **Απώλεια ισορροπίας του φορέα/εδάφους από ανύψωση λόγω άνωσης** (τύπου UPL: uplift=ανύψωση)

Ενδεικτικό σκαρίφημα
απώλειας ισορροπίας λόγω
υδατικής πίεσης (UPL)



- **Υδραυλική ανύψωση λόγω διήθησης/διάβρωσης/διασωλήνωσης** (τύπου HYD: hydraulic=υδραυλικός)

Ενδεικτικό σκαρίφημα
υδραυλικής ανύψωσης (HYD)

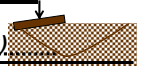


Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State, EC7 §2.4.7)

- **Μέθοδος επιμέρους συντελεστών ασφαλείας**

- Λαμβάνονται υπόψη επιμέρους συντελεστές ασφαλείας που καθορίζουν τις τιμές σχεδιασμού για φορτία, εδαφικές παραμέτρους και φέρουσα ικανότητα
- Ο Ευρωκώδικας 7 περιλαμβάνει τρεις (3) εναλλακτικούς τρόπους σχεδιασμού με διαφορετικούς επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τους τύπους GEO και STR
- Ο τρόπος σχεδιασμού που θα εφαρμοστεί σε κάθε χώρα επιλέγεται από την ίδια (Εθνική Επιλογή)
- Στην Ελλάδα έχει επιλεγεί η προσέγγιση σχεδιασμού DA-2* (υποπερίπτωση του DA-2) για το σύνολο σχεδόν των μελετών (θεμελιώσεις, αγκυρώσεις, αντιστηρίξεις, αριθμητικές αναλύσεις κτλ)
- Στην Ελλάδα έχει επιλεγεί η προσέγγιση σχεδιασμού DA-3 για μελέτες ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων
- Αναλυτικά για την εφαρμογή του EC7 στις σχετικές σημειώσεις του ΤΕΕ από τον Αναγνωστόπουλο και συνεργάτες (2009)



Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State, EC7 §2.4.7)

• Μέθοδος επιμέρους συντελεστών ασφαλείας

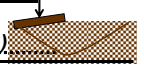
- Η τιμή σχεδιασμού της έντασης (E_d) δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης (R_d) (ο δείκτης d δηλώνει τιμή σχεδιασμού=design σε αντιδιαστολή με τον δείκτη k που αντιστοιχεί σε χαρακτηριστική τιμή):

$$E_d \leq R_d$$

αναπτυσσόμενη ένταση \leq διαθέσιμη αντίσταση/αντοχή

- Στις καταστάσεις αστοχίας τύπου STR και GEO έχει επιλεγεί για την Ελλάδα ο Τρόπος Ανάλυσης 2* (DA-2*, Εθνικό Προσάρτημα EC7 §2.2.4) που καθορίζει τις τιμές και τον τρόπο εφαρμογής των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας ώστε να προκύψουν οι παραπάνω τιμές σχεδιασμού.

- Στις καταστάσεις αστοχίας τύπου EQU, HYD και UPL, συνήθως δεν υπεισέρχονται οι τιμές των εδαφικών παραμέτρων αντοχής και συνεπώς οι τρεις Τρόποι Ανάλυσης του EC7 οδηγούν στην εφαρμογή της ίδιας σχέσης υπολογισμού. Αν υπεισέρχονται τότε εφαρμόζεται ο Τρόπος Ανάλυσης 2* (DA-2*, Εθν. Προσάρτημα EC7 §2.2.5)



Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State, EC7 §2.4.7)

• Μέθοδος επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (τύποι αστοχίας STR-GEO)

- Στον Τρόπο Ανάλυσης 2* (DA-2*, Εθνικό Προσάρτημα EC7 §2.2.4(2)) ισχύει:

(συνήθως σε γραμμικές αναλύσεις)

$$E(Y_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{Y_R} \right) \cdot R(F_k, X_k)$$

στους υπολογισμούς τίθενται αναλυτικά οι επιμέρους συντελεστές Y_F των φορτίων F_k ώστε να προκύψει η ένταση (π.χ. συντελεστής 1.35 στα φορτία G και 1.5 στα Q)

(συνήθως σε μη γραμμικές αναλύσεις)

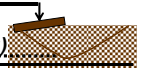
$$Y_E \cdot E(F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{Y_R} \right) \cdot R(F_k, X_k)$$

στους υπολογισμούς τίθεται γενικότερος συντελεστής έντασης Y_E (π.χ. σταθμισμένος συντελεστής 1.40 για το σύνολο των φορτίων G και Q)

E η αναπτυσσόμενη ένταση (ροπή, τέμνουσα, αξονική κτλ), η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις δράσεις-φορτία F_k και τις εδαφικές παραμέτρους X_k

R η διαθέσιμη αντοχή του εδάφους (φέρουσα ικανότητα κτλ), η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις δράσεις F_k και τις εδαφικές παραμέτρους X_k

Y Οι διάφοροι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας



Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State, EC7 §2.4.7)

• Μέθοδος επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (τύποι αστοχίας STR-GEO)

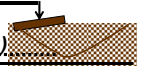
- Ο Τρόπος Ανάλυσης 2* (DA-2*, Εθνικό Προσάρτημα EC7 §2.2.4(2)) συνδυάζεται με τους επιμέρους συντελεστές δράσεων (A1), υλικών (M1) και αντιστάσεων (R2) που εμφανίζονται στον παρακάτω πίνακα (EC7, Παράρτημα Α, πίνακες Α.3 έως Α.14).

$$E(Y_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{Y_R}\right) \cdot R(F_k, X_k) \quad \text{ή} \quad Y_E \cdot E(F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{Y_R}\right) \cdot R(F_k, X_k)$$

Παράμετρος		Σύμβολο**		Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής	Y _F , Y _E	Y _{G,dst}	1.35
	Ευνοϊκή		Y _{G,stb}	1.00
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		Y _{Q,dst}	1.50
	Ευνοϊκή		Y _{Q,stb}	0.00
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή		Y _M	Y _{cu}	1.00
Συνοχή εδάφους			Y _{c'}	1.00
Γωνία τριβής εδάφους			Y _{φ'}	1.00
Αντοχή σε φέρουσα ικανότητα θεμελίου*		Y _R	Y _{R,v}	1.40
Αντοχή σε ολίσθηση θεμελίου*			Y _{R,h}	1.10

*Οι τιμές του πίνακα αφορούν αντιστάσεις για επιφανειακά θεμέλια. Οι συντελεστές αντοχής για πασσάλους και τοίχους αντιστήριξης θα παρουσιαστούν στα αντίστοιχα κεφάλαια των σημειώσεων.

**dst=destabilize (αποσταθεροποιώ)
stb=stabilize (σταθεροποιώ)



Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State, EC7 §2.4.7)

• Μέθοδος επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (τύπος αστοχίας EQU)

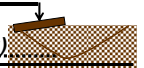
- Για την απώλεια ισορροπίας του φορέα ή του εδάφους ως στερεό σώμα (τύπος EQU) εφαρμόζονται η παρακάτω σχέση υπολογισμού και επιμέρους συντελεστές στις δράσεις (EC7 §2.4.7.2 και Παράρτημα Α, πίνακας Α.1). Αν υπεισέρχονται τιμές των εδαφικών παραμέτρων αντοχής τότε εφαρμόζεται ο Τρόπος Ανάλυσης 2* (DA-2*, Εθν. Προσάρτημα EC7 §2.2.5)

$$E_{dst}(Y_F F_k, X_k) \leq E_{stb}(Y_F F_k, X_k) \quad (\text{ροπή ανατροπής} \leq \text{ροπή ευστάθειας})$$

Παράμετρος		Σύμβολο		Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής *	Y _F	Y _{G,dst}	1.10
	Ευνοϊκή		Y _{G,stb}	0.90
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		Y _{Q,dst}	1.50
	Ευνοϊκή		Y _{Q,stb}	0.00

*Δυσμενής Αποσταθεροποιητική δράση (dst) και Ευνοϊκή Σταθεροποιητική δράση (stb)

Σημείωση: Η παραπάνω σχέση αποτελεί απλοποίηση της πλήρους εξίσωσης του EC7, όπου στο δεξί μέρος (δυνάμεις ευστάθειας) υπάρχει και όρος T_d που αφορά μικρής σημασίας διατμητική αντίσταση του εδάφους.



Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State, EC7 §2.4.7)

• Μέθοδος επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (τύπος αστοχίας UPL)

- Για την απώλεια ισορροπίας του φορέα/εδάφους από ανύψωση λόγω άνωσης εφαρμόζονται η παρακάτω σχέση υπολογισμού και οι επιμέρους συντελεστές αστοχίας στις δράσεις του παρακάτω πίνακα (EC7 §2.4.7.4, Παράρτημα Α πίνακας Α.15 και Εθνικό Προσάρτημα §2.2.5).

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \Rightarrow Y_{G,dst} \cdot G_{dst} + Y_{Q,dst} \cdot Q_{dst} \leq Y_{G,stb} \cdot (G_{stb} + R)$$

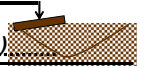
Παράμετρος		Σύμβολο		Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής *	Y _F	Y _{G,dst}	1.00
	Ευνοϊκή		Y _{G,stb}	0.90
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		Y _Q	1.50

*Δυσμενής Αποσταθεροποιητική δράση (dst) και Ευνοϊκή Σταθεροποιητική δράση (stb)

G_{dst}, Q_{dst} αποσταθεροποιητικές μόνιμες και μεταβλητές κατακόρυφες δράσεις

G_{stb} σταθεροποιητικές μόνιμες κατακόρυφες δράσεις

R πρόσθετη αντίσταση σε ανύψωση, π.χ. τριβή (σταθεροποιητική δράση)



Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS: Ultimate Limit State, EC7 §2.4.7)

• Μέθοδος επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (τύπος αστοχίας HYD)

- Για την απώλεια ισορροπίας του φορέα/εδάφους από υδραυλική ανύψωση λόγω διήθησης/διάβρωσης/διασωλήνωσης εφαρμόζονται η παρακάτω σχέση υπολογισμού και οι επιμέρους συντελεστές αστοχίας στις δράσεις που εμφανίζονται στον πίνακα (EC7 §2.4.7.5, Παράρτημα Α πίνακας Α.17 και Εθνικό Προσάρτημα §2.2.5).

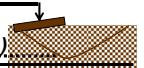
$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d}$$

Παράμετρος		Σύμβολο		Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής *	Y _F	Y _{G,dst}	1.35
	Ευνοϊκή		Y _{G,stb}	0.90
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		Y _Q	1.50

*Δυσμενής Αποσταθεροποιητική δράση (dst) και Ευνοϊκή Σταθεροποιητική δράση (stb)

S_{dst,d} τιμή σχεδιασμού της δύναμης διήθησης

G'_{stb,d} τιμή σχεδιασμού του υπό άνωση βάρους



Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

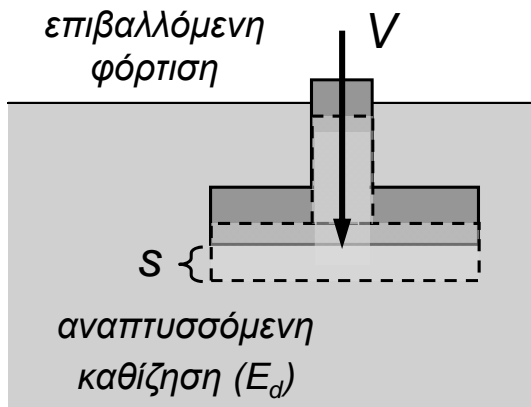
Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS: Serviceability Limit State, EC7 §2.4.8)

- Θα πρέπει να επαληθεύεται η παρακάτω σχέση στο έδαφος ή σε διατομή φορέα ή σε δομικό στοιχείο (EC7 §2.4.8).

$$E_d \leq C_d$$

E_d υπολογιζόμενη καθίζηση, στροφή κτλ λόγω της φόρτισης (εναλλακτικά η τιμή του φορτίου)

C_d οριακή (μέγιστη επιτρεπόμενη) τιμή καθίζησης, στροφής κτλ (εναλλακτικά η οριακή τιμή του φορτίου που προκαλεί την μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή της καθίζησης ή στροφής)

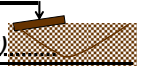
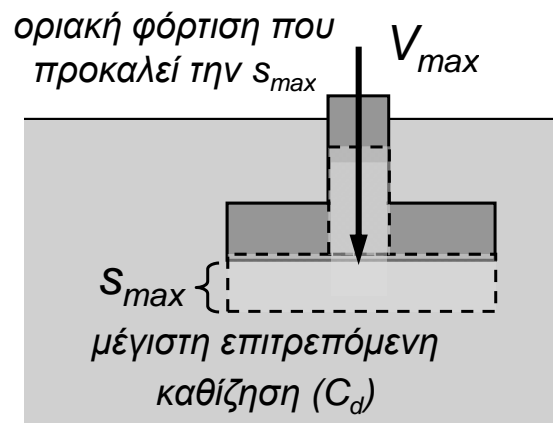


Έλεγχος

$$S \leq S_{max}$$

ή

$$V \leq V_{max}$$



Διαδικασία σχεδιασμού με τον Ευρωκώδικα 7 (EC7)

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS: Serviceability Limit State, EC7 §2.4.8)

- Θα πρέπει να επαληθεύεται η παρακάτω σχέση στο έδαφος ή σε διατομή φορέα ή σε δομικό στοιχείο (EC7 §2.4.8).

$$E_d \leq C_d$$

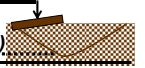
E_d υπολογιζόμενη καθίζηση, στροφή κτλ λόγω της φόρτισης (εναλλακτικά η τιμή του φορτίου)

C_d οριακή (μέγιστη επιτρεπόμενη) τιμή καθίζησης, στροφής κτλ (εναλλακτικά η οριακή τιμή του φορτίου που προκαλεί την μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή της καθίζησης ή στροφής)

- Οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές (οριακές τιμές) των μετακινήσεων και παραμορφώσεων καθορίζονται κατά το σχεδιασμό του φορέα. Εναλλακτικά χρησιμοποιούνται οι προτάσεις που δίνονται στον EC7, Παράρτημα Η.

- Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας λαμβάνονται 1.0 (EC7 §2.4.8(2) και Εθνικό Προσάρτημα §2.1) δηλαδή αφορούν τελικά χαρακτηριστικές τιμές E_k , C_k .

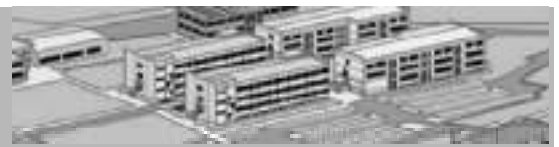
- Εναλλακτικά της παραπάνω σχέσης, μπορεί απλώς να αποδεικνύεται ότι ενεργοποιείται χαμηλό ποσοστό της εδαφικής αντοχής (ώστε οι παραμορφώσεις να διατηρούνται εντός ορίων λειτουργικότητας) (EC7 §2.4.8(4)).



Χρήσιμη βιβλιογραφία αναφορικά με τον Ευρωκώδικα 7

- Frank R. (2008), "General presentation of Eurocode 7: Geotechnical Design", Workshop "Eurocodes: background and applications, Brussels 18-20 February 2008"
- Αναγνωστόπουλος Α., Καββαδάς Μ., Παπαδόπουλος Β. (2009), "Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997)", Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Αθήνα
- Αναγνωστόπουλος Α. (2009), " Ευρωκώδικας 7 Μέρος 1^ο: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός, Δομή, Αρχές και Επιπτώσεις", Παρουσίαση με εκπαιδευτικό υλικό για τα σεμινάρια επιμόρφωσης των Ελλήνων Μηχανικών στους Ευρωκώδικες, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος (ΤΕΕ)
- Καββαδάς Μ. (2009), " Εφαρμογές του Ευρωκώδικα 7 (EN1997) σε θέματα σχεδιασμού Γεωτεχνικών Έργων", Παρουσίαση με εκπαιδευτικό υλικό για τα σεμινάρια επιμόρφωσης των Ελλήνων Μηχανικών στους Ευρωκώδικες, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος (ΤΕΕ)
- Καββαδάς Μ. (2010), "Σχεδιασμός Αντιστηρίξεων με τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997)", Παρουσίαση στο πλαίσιο ημερίδας με θέμα: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός Κατασκευών - Αντιστηρίξεις, Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδας (ΣΠΜΕ)
- Καββαδάς Μ. «Εφαρμογές του Ευρωκώδικα 7 (EN1997-1) σε θέματα σχεδιασμού Γεωτεχνικών Έργων", Παρουσίαση με εκπαιδευτικό υλικό για τον Σχεδιασμό Κατασκευών με τους Ευρωκώδικες: Εφαρμογές και Εθνικά Προσαρτήματα, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος (ΤΕΕ)

Σημείωση: Η πλήρης βιβλιογραφία του κεφαλαίου δίνεται στο τέλος των σημειώσεων



ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ & ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Επιφανειακές θεμελιώσεις

(μελέτη βάσει EC2 και EC7)

Επιμέλεια σημειώσεων: Κίρτας Εμμανουήλ
Παναγόπουλος Γεώργιος

Σέρρες, Σεπτέμβριος 2017

Μελέτη επιφανειακών θεμελιώσεων

- Κατά τη μελέτη και το σχεδιασμό των θεμελιώσεων θα πρέπει σε σχέση με το έδαφος να εξασφαλίζεται:

(α) η επάρκεια της φέρουσας ικανότητας του εδάφους προκειμένου να μην υπάρχει αστοχία λόγω των φορτίων που μεταφέρονται

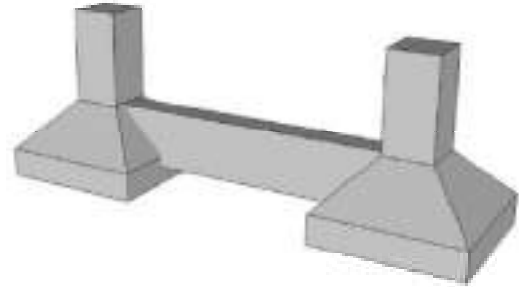
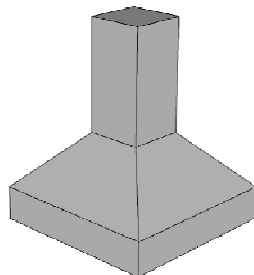
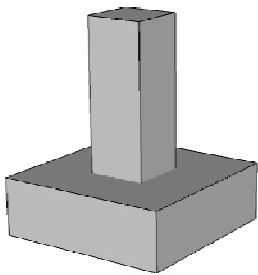
(β) η ανάπτυξη μικρών μόνο μετακινήσεων της θεμελίωσης (εδαφικές καθιζήσεις, στροφές) που δεν θέτουν σε κίνδυνο την στατικότητα και τη λειτουργικότητα της κατασκευής

- Αφού εξασφαλιστεί η επάρκεια των εδαφικών χαρακτηριστικών θα πρέπει να ακολουθεί η σωστή διαστασιολόγηση της θεμελίωσης που επιλέχθηκε, με την κατάλληλη τοποθέτηση οπλισμού και τους σχετικούς ελέγχους του σώματος θεμελίωσης που κατά κανόνα είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα

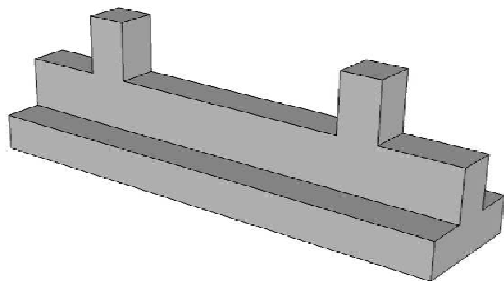
Επιφανειακές Θεμελιώσεις

- Υπάρχουν τρεις γενικές κατηγορίες επιφανειακών θεμελιώσεων:

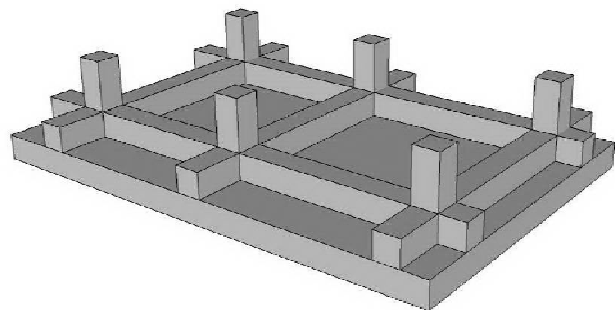
➤ Μεμονωμένα πέλδια (ενώνονται με συνδετήριες δοκούς)



➤ Πεδιλοδοκοί

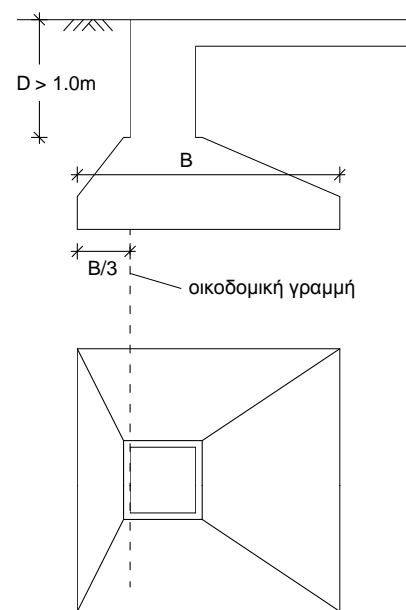
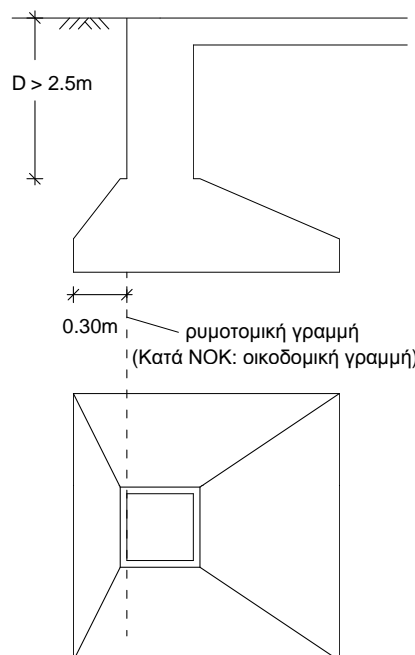
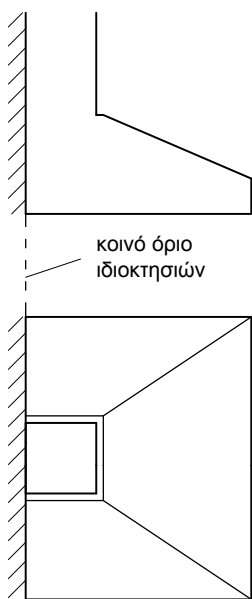


➤ Κοιτοστρώσεις



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδια)

- Γενικές διατάξεις που αφορούν τα πέλδια:



(Σχήματα: Αναγνωστόπουλος κ.α. 1994, επανασχεδιασμένα)

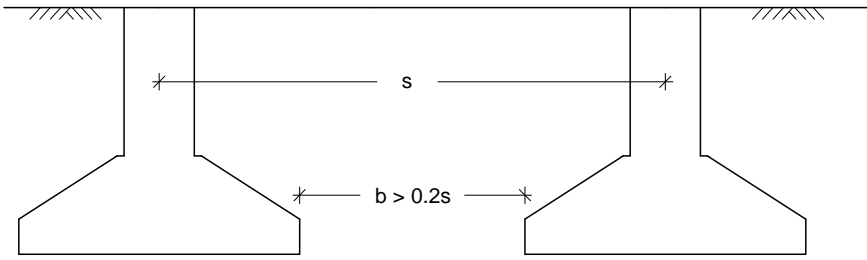
Επιτρέπεται πτερύγιο πέραν της οικοδομικής γραμμής ίσο με 30cm αν $D > 2.5\text{m}$ (ΝΟΚ 2012, Ν.4067/2012 Άρθρο 17 §8.Α.δ)
(Ο Κτιριοδομικός Κανονισμός του '89 Άρθρο 5 §4.3.2 αναφέρει ρυμοτομική και όχι οικοδομική γραμμή)

Τα στοιχεία θεμελίωσης επιτρέπεται να προεξέχουν μέσα στα προκήπια των οικοπέδων κατά το ένα τρίτο του πλάτους τους, εφόσον το πάνω μέρος βρίσκεται σε βάθος μεγαλύτερο του 1.0m (άρθρο 5 §4.3.2 του Κτιριοδομικού Κανονισμού '89)

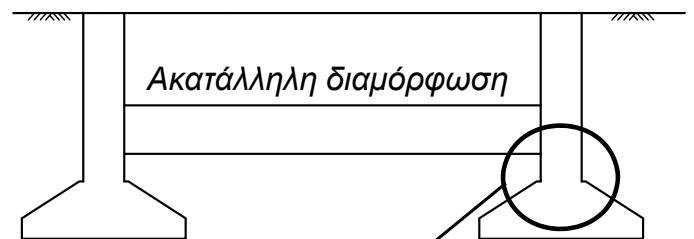
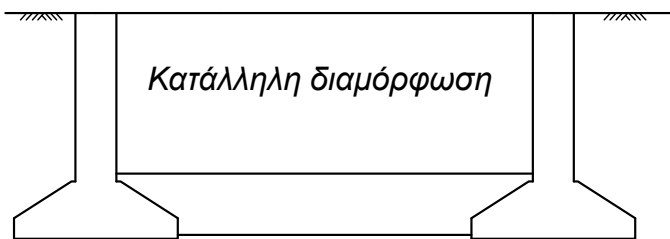
Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

- Γενικές διατάξεις που αφορούν τα πέδιλα:

Ελάχιστη απόσταση μεμονωμένων πεδίων



Γενική διαμόρφωση συνδετήριων δοκών



Κίνδυνος σχηματισμού κοντού υποστυλώματος

(Σχήματα: Αναγνωστόπουλος κ.α. 1994, Πενέλης κ.α. 1995, επανασχεδιασμένα)

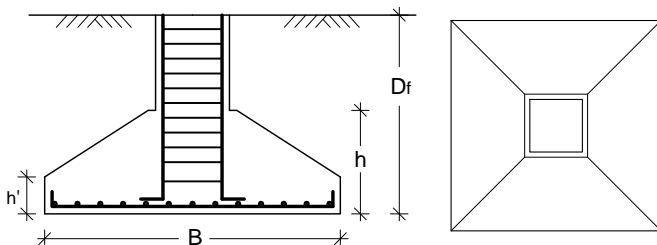
Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

- Κατασκευαστική εκκεντρότητα σε μεμονωμένα πέδιλα:

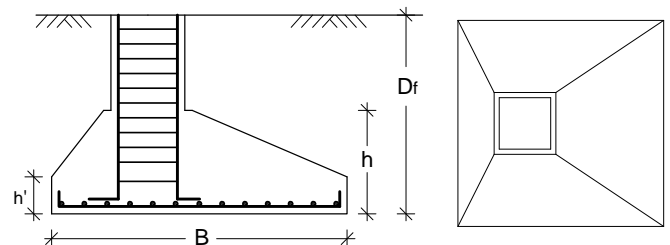
Κεντρικά πέδιλα

Έκκετρα πέδιλα (κατασκευαστική εκκεντρότητα)

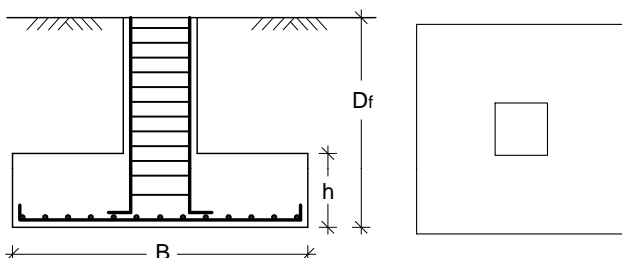
Κωνικό



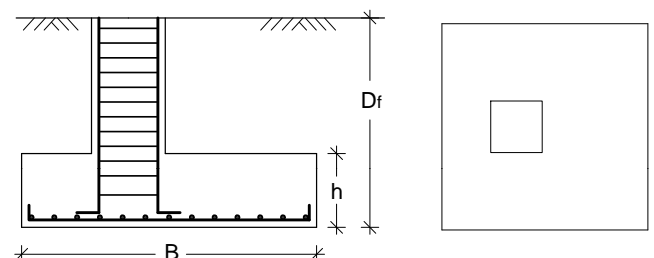
Κωνικό



Σταθερού ύψους



Σταθερού ύψους

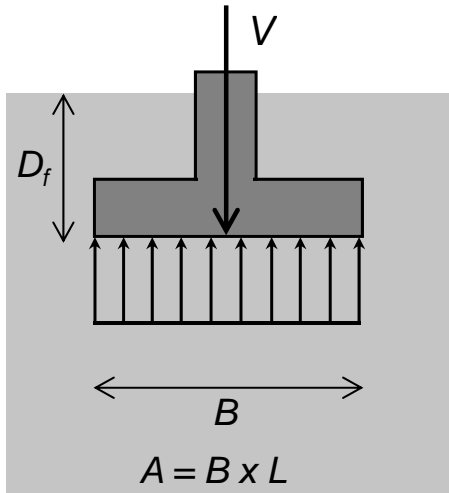


Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

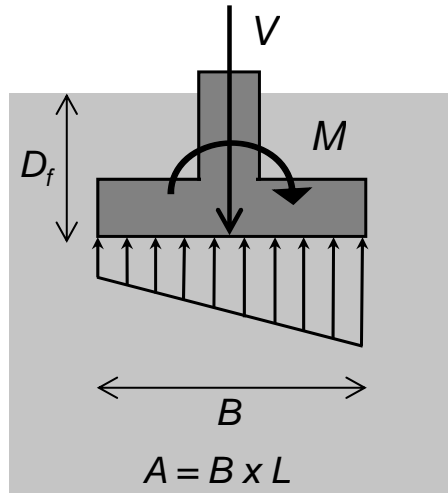
• Εκκεντρότητα λόγω φορτίων σε μεμονωμένα πέδιλα:

- Η φόρτιση δημιουργεί σχεδόν πάντα εκκεντρότητα λόγω ύπαρξης ροπής στο κατακόρυφο στοιχείο
- Λόγω της εκκεντρότητας τροποποιείται η ανάπτυξη των τάσεων στο έδαφος

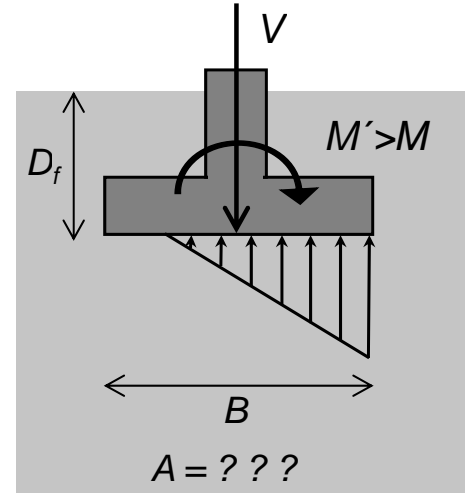
Κεντρική φόρτιση



Εκκεντρότητα



Μεγάλη εκκεντρότητα



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• Αναπτυσσόμενες τάσεις εδάφους λόγω εκκεντρότητας:

- Για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας χρησιμοποιείται η μέθοδος που εισήγαγε ο Meyerhof (1953)
- Θεωρείται πως η V ασκείται κεντρικά αλλά σε ένα ενεργό πλάτος θεμελίου

Εκκεντρότητα

$$e_B = M_L / V \quad e_L = M_B / V$$

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

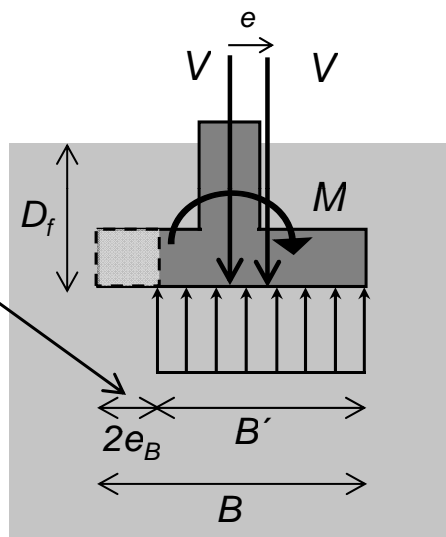
Ενεργές διαστάσεις

B' και L'

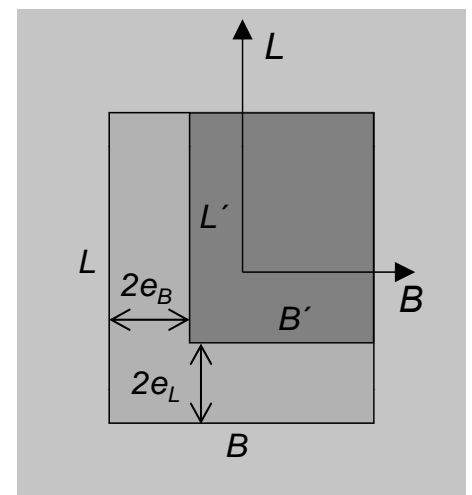
$$A' = B' \cdot L'$$

Σημείωση: Συχνά στη βιβλιογραφία το κατακόρυφο φορτίο εμφανίζεται με το σύμβολο N αντί του V

Τομή θεμελίωσης



Κάτοψη θεμελίωσης



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

Γενικοί κανόνες διαμόρφωσης:

- Ελάχιστες διαστάσεις πεδίου (ΕΚΩΣ 2000):

$$b_{\min} \geq 0.70 \text{ m (όλα τα πέδιλα)}$$

$$h_{\min} \geq 0.70 \text{ m (κωνικά πέδιλα)}$$

$$h_{\min} \geq 0.50 \text{ m (πέδιλα σταθερού ύψους)}$$

$$h' \geq h/3 \text{ (min 0.25 m) (κωνικά πέδιλα)}$$

(Ο Ευρωκώδικας δεν αναφέρει ελάχιστες απαιτούμενες διαστάσεις θεμελίων)

- Ελάχιστη επικάλυψη (EC2 §4.4.1.3(4)):

40mm πάνω από σκυρόδεμα καθαριότητας

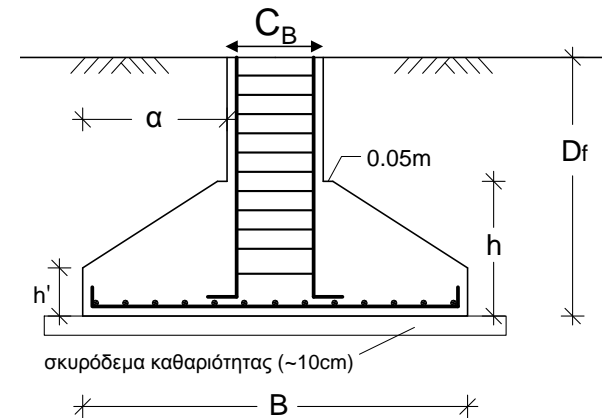
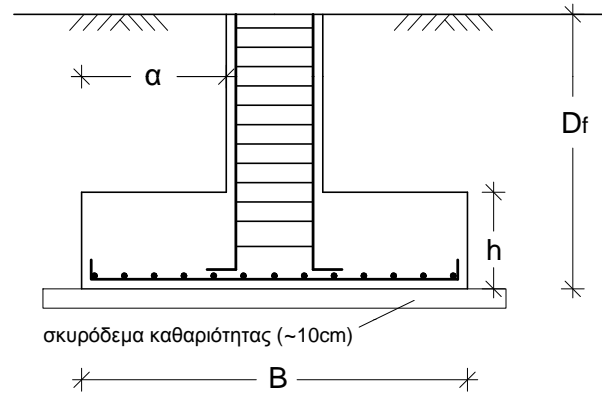
75mm απ' ευθείας πάνω στο έδαφος

Πενέλης κ.α (1995):

- Κλίση κώνου το πολύ 1:2

(για λόγους εύκολης διαμόρφωσης)

- Να αποφεύγεται λόγος πλευρών > 2



(Σχήματα: Πιπιλάκης κ.α. 1999, Πενέλης κ.α. 1995 επανασχεδιασμένα)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

Γενικοί κανόνες διαμόρφωσης:

Ευρωκώδικας 2 (EC2, §9.2.1.1.(1))

- Ελάχιστος οπλισμός κάμψης :

$$A_{s,\min} \geq \rho_{\min} \cdot \text{στατική διατομή πεδίου (κωνική διατομή)}$$

$$A_{s,\min} \geq \rho_{\min} \cdot B \cdot d \text{ (d: στατικό ύψος, ορθογωνική διατ.)}$$

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 (§18.6.2)

- Συνίσταται η διατήρηση του ελάχιστου οπλισμού:

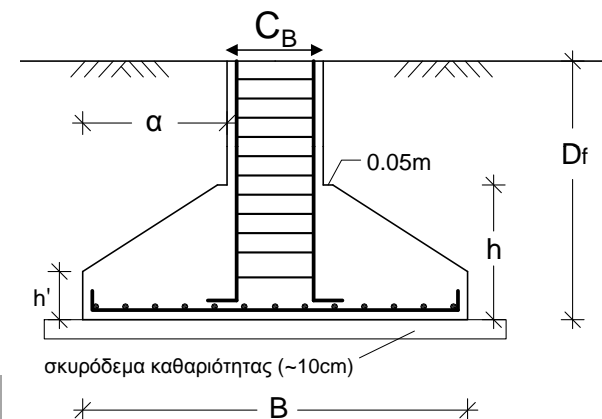
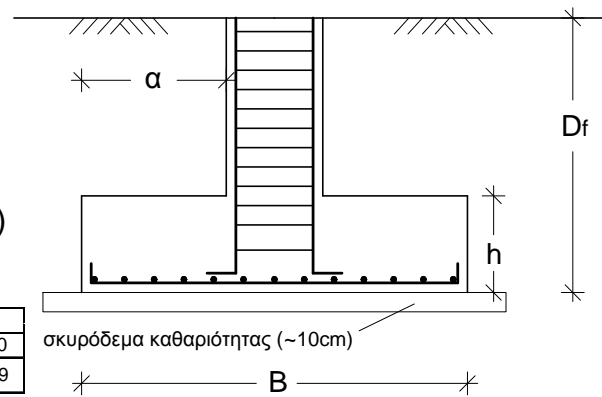
Σχάρες διαμέτρου τουλάχιστο $\varnothing 12$ ανά max 15cm

Υγρά εδάφη → τουλάχιστο $\varnothing 14$ ανά max 15cm

- Συνίσταται $a \leq 2h$ (και κατά τις δυο διευθύνσεις)

- Κατακόρυφοι οπλισμοί στύλου μέχρι τον πυθμένα, και συνδετήρες μέχρι τον πυθμένα (Πιπιλάκης κ.α. 1999)

Η ακριβής μορφολογία του διαμήκους οπλισμού του στύλου μέσα στο θεμέλιο σχετίζεται με την εξασφάλιση επαρκούς μήκους αγκύρωσης (βλ. EC2 §9.8.2.2)



(Σχήματα: Πιπιλάκης κ.α. 1999, Πενέλης κ.α. 1995 επανασχεδιασμένα)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• Έλεγχοι μεμονωμένων πεδίων:

Τύπος ελέγχου EC7



Οι διάφοροι έλεγχοι αφορούν οριακές καταστάσεις αστοχίας εκτός των καθιζήσεων που αφορά οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

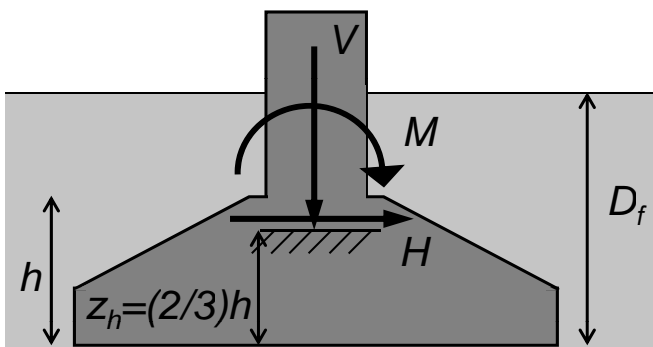
Η εφαρμογή των ελέγχων πεδίου βάσει EC7 παρουσιάζεται αναλυτικά στο συνοδευτικό τυπολόγιο των σημειώσεων

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• Μεταφορά φορτίων στη στάθμη θεμελίωσης

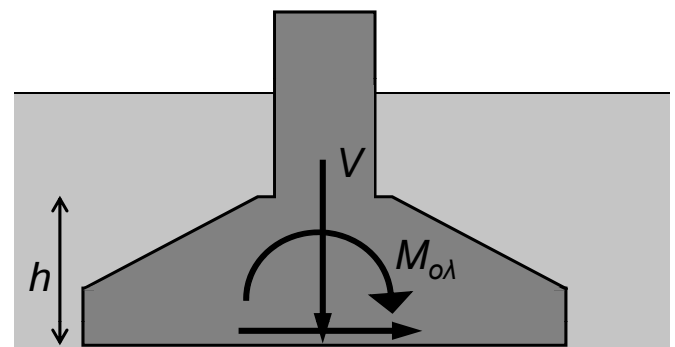
- Οι διάφοροι έλεγχοι αφορούν φορτία στη στάθμη θεμελίωσης του πεδίου
- Τα φορτία της ανωδομής όμως δίνονται συνήθως στο θεωρητικό σημείο πάκτωσης του υποστυλώματος (συμβατικά μπορεί να ληφθεί στα 2/3 του ύψους πεδίου από τη βάση του, δηλαδή $z_h = (2/3) \cdot h$)
- Θα πρέπει συνεπώς να γίνει κατάλληλη μεταφορά των φορτίων στη στάθμη του πεδίου (σημειώνεται πως το κατακόρυφο φορτίο V συχνά συμβολίζεται και ως N)

Φορτία στο σημείο πάκτωσης στύλου



ροπή M στο σημείο πάκτωσης του στύλου

Φορτία στη στάθμη θεμελίωσης



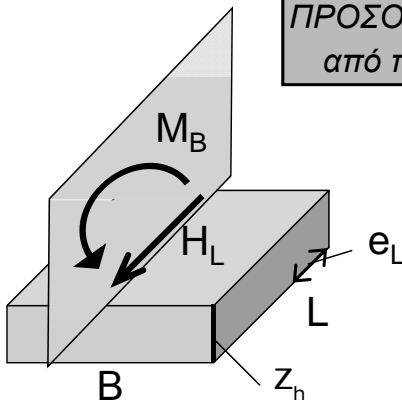
ροπή $M_{ολ}$ στη βάση του θεμελίου

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

Μεταφορά φορτίων στη στάθμη θεμελίωσης

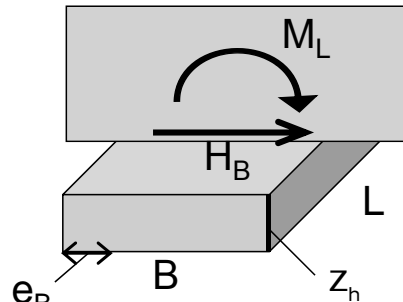
- Η μεταφορά των φορτίων γίνεται χωριστά για τα μόνιμα (G) και τα μεταβλητά (Q) φορτία δίχως συντελεστές ασφαλείας (δηλαδή χαρακτηριστικές τιμές), καθώς συμμετέχουν με διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας στους διάφορους ελέγχους
- Τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία παραμένουν όμοια με του στύλου, οι ροπές όμως προσαυξάνονται ή απομειώνονται ανάλογα με τη φορά του οριζόντιου φορτίου

ΠΡΟΣΟΧΗ: το πρόσημο των H εξαρτάται από τη φορά τους σε σχέση με τις M



$$M_{B,ολ} = M_B \pm H_L \cdot z_h$$

$$e_L = \frac{M_{B,ολ}}{V}$$

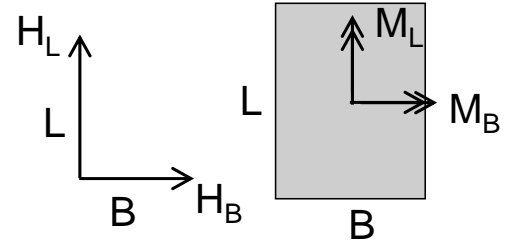


$$M_{L,ολ} = M_L \pm H_B \cdot z_h$$

$$e_B = \frac{M_{L,ολ}}{V}$$



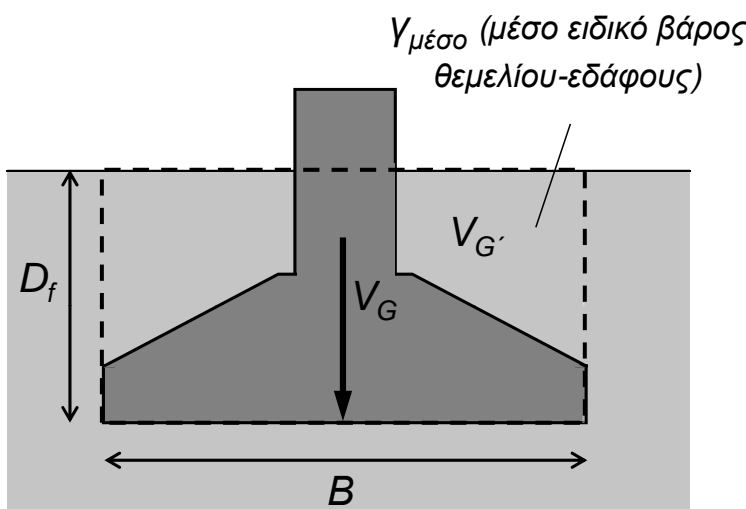
κανόνας δεξιού χεριού (ροπές)



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

Μεταφορά φορτίων στη στάθμη θεμελίωσης

- Σε κάποιους ελέγχους θα πρέπει στο κατακόρυφο μόνιμο φορτίο της ανωδομής V_G να προστεθεί και το ίδιο βάρος θεμελίου+επίχωσης $V_{G'}$, το οποίο προσεγγιστικά μπορεί να υπολογιστεί :



Τάση I.B. θεμελίου-επίχωσης

$$\sigma_{G'} = \gamma_{\mu\mu\epsilon\sigma\omicron} \cdot D_f$$

Βάρος θεμελίου-επίχωσης

$$V_{G'} = \gamma_{\mu\mu\epsilon\sigma\omicron} \cdot B \cdot L \cdot D_f$$

$$\text{όπου } \gamma_{\mu\mu\epsilon\sigma\omicron} \approx 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Σημείωση: Συχνά στη βιβλιογραφία το κατακόρυφο φορτίο εμφανίζεται με το σύμβολο N αντί του V που επιλέγεται στους Ευρωκώδικες (V: vertical=κατακόρυφος)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

Μεταφορά φορτίων στη στάθμη θεμελίωσης

Προκύπτουν τα παρακάτω φορτία στη στάθμη θεμελίωσης:

- Τα οριζόντια φορτία στη διεύθυνση L είναι τα $H_{L,G}$ (μόνιμα) και $H_{L,Q}$ (μεταβλητά)
- Τα οριζόντια φορτία στη διεύθυνση B είναι τα $H_{B,G}$ (μόνιμα) και $H_{B,Q}$ (μεταβλητά)
- Οι ροπές γύρω από άξονα B είναι $M_{B,G,ολ}$ (μόνιμα) και $M_{B,Q,ολ}$ (μεταβλητά) όπου:

$$M_{B,G,ολ} = M_{B,G} \pm H_{L,G} \cdot z_h \quad M_{B,Q,ολ} = M_{B,Q} \pm H_{L,Q} \cdot z_h$$

- Οι ροπές γύρω από άξονα L είναι $M_{L,G,ολ}$ (μόνιμα) και $M_{L,Q,ολ}$ (μεταβλητά) όπου:

$$M_{L,G,ολ} = M_{L,G} \pm H_{B,G} \cdot z_h \quad M_{L,Q,ολ} = M_{L,Q} \pm H_{B,Q} \cdot z_h$$

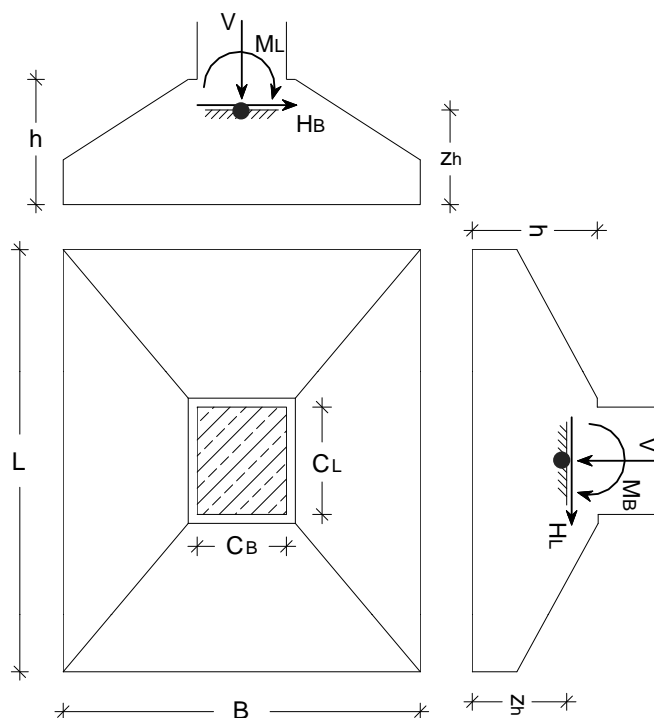
- Τα κατακόρυφα φορτία είναι V_G (μόνιμα) και V_Q (μεταβλητά)
- Σε κάποιους ελέγχους προστίθεται κατακόρυφο φορτίο V_G' ($V_G' = \gamma_{μεσο} \cdot B \cdot L \cdot D_f$)

ΠΡΟΣΟΧΗ: το πρόσημο των H στις παραπάνω σχέσεις εξαρτάται από τη φορά τους σε σχέση με τις M του υποστυλώματος

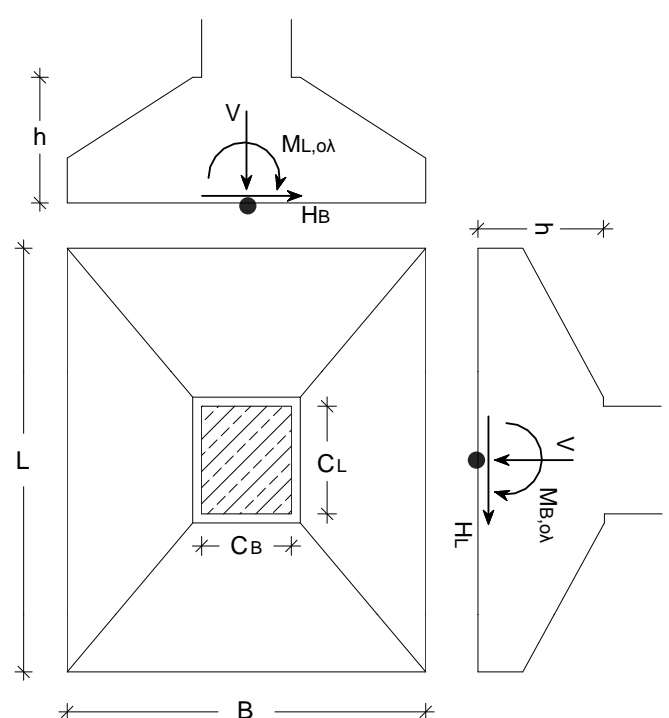
Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

Μεταφορά φορτίων στη στάθμη θεμελίωσης

Φορτία στο σημείο πάκτωσης στύλου



Φορτία στη στάθμη θεμελίωσης



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• Διαδικασία ελέγχων επιφανειακού θεμελίου

- Όταν απαιτείται προδιαστασιολόγηση (δεν είναι γνωστές οι διαστάσεις του θεμελίου), ο καθορισμός των διαστάσεων του πεδίου γίνεται από τον έλεγχο σε φέρουσα ικανότητα του εδάφους
- Παράλληλα υπολογίζονται οι αναπτυσσόμενες καθιζήσεις οι οποίες ενδέχεται να επιβάλλουν την αύξηση των διαστάσεων του θεμελίου (αν οι τιμές τους προκύπτουν μεγαλύτερες από τα επιτρεπόμενα όρια)
- Στη συνέχεια γίνεται μια πρώτη εκτίμηση του ύψους πεδίου η ορθότητα της οποίας επιβεβαιώνεται κατά τους ελέγχους του σώματος θεμελίωσης (κάμψη, διάτμηση, διάτρηση)
- Σημειώνεται πως στον κάθε έλεγχο θα πρέπει να καθορίζεται προσεκτικά ο τύπος του ελέγχου (GEO, STR, EQU κτλ) και να επιλέγονται οι κατάλληλοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας που περιγράφει ο Ευρωκώδικας 7
- Η πορεία των ελέγχων και οι σχέσεις υπολογισμού βάσει EC7 παρουσιάζονται αναλυτικά στο τυπολόγιο θεμελίου των σημειώσεων

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• (Α) Έλεγχος αστοχίας εδάφους:

A1) Φέρουσα ικανότητα εδάφους (τύπου GEO – Τρόπος ανάλυσης DA-2*)

Περιορισμός εκκεντροτήτων (EC7 §6.5.4)

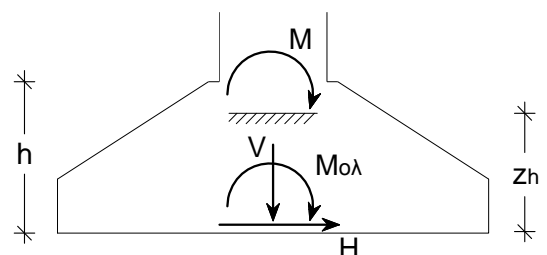
Για την αποφυγή ειδικών μέτρων πρέπει (EC7 §6.5.4, Frank et al. 2004):

$$e_B = \frac{M_{L,ολ}}{V_G + V_{G'} + V_Q} \leq \frac{B}{3}$$

$$e_L = \frac{M_{B,ολ}}{V_G + V_{G'} + V_Q} \leq \frac{L}{3}$$

Συνίσταται η διατήρηση της πρόβλεψης του ΕΑΚ 2000 (§5.2.3.2.α[4]) για τον έλεγχο εκκεντρότητας σε δυο διευθύνσεις:

$$\left(\frac{e_B}{B}\right)^2 + \left(\frac{e_L}{L}\right)^2 \leq \frac{1}{9}$$



Υπενθυμίζεται ότι τα εντατικά μεγέθη $M_{L,ολ}$ και $M_{B,ολ}$ αναφέρονται στην στάθμη έδρασης του θεμελίου:

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

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

Υπενθυμίζεται ότι το $V_{G'}$ είναι το ίδιο βάρος θεμελίου-επίχωσης.

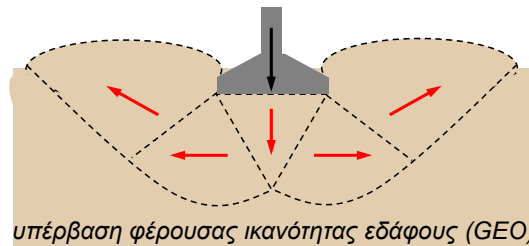
Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(A) Έλεγχος αστοχίας εδάφους:

A1) Φέρουσα ικανότητα εδάφους (τύπου GEO – Τρόπος ανάλυσης DA-2*)

Ενδεικτικό σκαρίφημα αστοχίας του εδάφους (GEO)

Η αντοχή του εδαφικού υλικού έχει σημαντική συνεισφορά στην αντίσταση



Πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω εξίσωση (EC7 §6.5.2)

$$V_d \leq R_d$$

κατακόρυφο φορτίο ≤ μέγιστο επιτρεπόμενο φορτίο

V_d τιμή σχεδιασμού του κατακόρυφου φορτίου στη βάση του θεμελίου (εκτός από το φορτίο της ανωδομής περιλαμβάνει και το βάρος θεμελίου και επίχωσης βάσει EC7 §6.5.2.1(3)P, δηλαδή το V_G : με τον αντίστοιχο συντελεστή ασφαλείας μόνιμων φορτίων)

R_d οριακή (μέγιστη επιτρεπόμενη) τιμή σχεδιασμού της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Για τον υπολογισμό της μπορεί να χρησιμοποιείται μια ευρέως αναγνωρισμένη μέθοδος (EC7 §6.5.2.2(1) π.χ. Terzaghi, Meyerhof) – ενδεικτική μέθοδος στο EC7-Παράρτημα D.

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(A) Έλεγχος αστοχίας εδάφους:

A1) Φέρουσα ικανότητα εδάφους (τύπου GEO – Τρόπος ανάλυσης DA-2*)

- Τρόπος Ανάλυσης DA-2*: $E(Y_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{Y_R}\right) \cdot R(F_k, X_k)$

- Προκύπτει $V_d \leq R_d \Rightarrow 1.35 \cdot (V_G + V_{G'}) + 1.50 \cdot V_Q \leq \frac{R_k}{1.4}$

ο δείκτης k (χαρακτηριστικές τιμές) σημαίνει μοναδιαίους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας κατά τον υπολογισμό του R_k

Πίνακες A.3, A.4 και A.5 (EC7 – Παράρτημα A)

Παράμετρος		Σύμβολο	Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής	Y_F, Y_E	1.35
	Ευνοϊκή		1.00
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής	Y_Q	1.50
	Ευνοϊκή		0.00
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή		Y_{cu}	1.00
Συνοχή εδάφους		Y_M	$Y_{c'}$ 1.00
Γωνία τριβής εδάφους		$Y_{\phi'}$	1.00
Αντοχή σε φέρουσα ικανότητα θεμελίου		Y_R	$Y_{R,v}$ 1.40
Αντοχή σε ολίσθηση θεμελίου			$Y_{R,h}$ 1.10

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• (Α) Έλεγχος αστοχίας εδάφους:

A1) Φέρουσα ικανότητα εδάφους (τύπου GEO – Τρόπος ανάλυσης DA-2*)

- Οριακή τιμή φέρουσας ικανότητας R_k (μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σε kN)

$$R_k = q_u \cdot A' = q_u \cdot B' \cdot L'$$

q_u η οριακή τιμή φέρουσας ικανότητας (μέγιστη τάση στο έδαφος σε kN/m²), συχνά συμβολίζεται ως q_{op} (οριακή=ultimate τιμή) και μπορεί να υπολογιστεί με μια κατάλληλη ευρέως αναγνωρισμένη μέθοδο (π.χ. Terzaghi, Meyerhof, EC-7 Παράρτημα D κτλ)

$$B', L' \text{ οι ενεργές διαστάσεις του πεδίου} \begin{cases} B' = B - 2 \cdot e_B & e_B = \frac{M_{L,ολ}}{V_G + V_{G'} + V_Q} \\ L' = L - 2 \cdot e_L & e_L = \frac{M_{B,ολ}}{V_G + V_{G'} + V_Q} \end{cases}$$

Οι ροπές στη βάση του θεμελίου υπολογίζονται από τα εντατικά μεγέθη του στύλου:

$$M_{L,ολ} = M_{L,G} + M_{L,Q} \pm H_{B,G} \cdot z_h \pm H_{B,Q} \cdot z_h \quad M_{B,ολ} = M_{B,G} + M_{B,Q} \pm H_{L,G} \cdot z_h \pm H_{L,Q} \cdot z_h$$

- Τελικά έλεγχος Φ.Ι.

$$1.35 \cdot (V_G + V_{G'}) + 1.50 \cdot V_Q \leq \frac{q_u \cdot (B - 2 \cdot e_B) \cdot (L - 2 \cdot e_L)}{1.4}$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)



❖ Εφαρμογή ελέγχου φέρουσας ικανότητας εδάφους με EC7

Τετράγωνο πέδιλο με μέγιστη κατακόρυφη φόρτιση $V_{G+G'}=100\text{kN}$ (μαζί με το βάρος θεμελίου-επίκωσης) και $V_Q=50\text{kN}$ και κλίση φορτίου 20° , θα θεμελιωθεί σε βάθος 0.7m σε πυκνή άμμο με $c=0 \text{ kN/m}^2$, $\varphi=30^\circ$, $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$. Να θεωρηθεί πως οι συνολικές ροπές ως προς τη βάση του πεδίου είναι μηδενικές. Να επιλεγεί η κατάλληλη μέθοδος μεταξύ Terzaghi – Meyerhof για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας εδάφους και να βρεθούν οι διαστάσεις του θεμελίου (εφαρμογή από Εδαφομηχανική που θα λυθεί βάσει EC7).

Επίλυση :

Θεωρούμε γενική μορφή αστοχίας (πυκνή άμμος). Καταλληλότερη θεωρείται η μέθοδος του Meyerhof καθώς μπορεί να ληφθεί υπόψη κατά τον υπολογισμό η κλίση του φορτίου. Χρησιμοποιείται η σχέση για στραγγισμένη φόρτιση (αμμώδες έδαφος).

Κατά Meyerhof : $q_u = s_c i_c d_c (c \cdot N_c) + s_q i_q d_q (p_o \cdot N_q) + s_y i_y d_y \left(\frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B' \cdot N_y \right)$ με $p_o = \gamma_1 \cdot D_f$

Για $\varphi=30^\circ$ και γενική μορφή αστοχίας προκύπτει από τους πίνακες του Meyerhof:

φ (°)	N_c	N_q	N_y
30	30.140	18.401	15.668

Οι συνολικές ροπές στη βάση του θεμελίου $M_{L,ολ}$ και $M_{B,ολ}$ είναι μηδενικές (εκφώνηση), συνεπώς δεν υπάρχουν εκκεντρότητες και $B'=B$, $L'=L$.

Επίσης, καθώς δίνεται τετραγωνικό θεμέλιο, προκύπτει ότι $B=L$.

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)



❖ Εφαρμογή ελέγχου φέρουσας ικανότητας εδάφους με EC7

Το σχήμα του θεμελίου κατά τη μέθοδο Meyerhof λαμβάνεται υπόψη από τις σχέσεις:

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.2 \frac{B}{B} \tan^2 \left(\frac{180^\circ}{4} + \frac{30^\circ}{2} \right) = 1 + 0.2 \tan^2 60^\circ = 1 + 0.2 \cdot 1.732^2 = 1.6$$

$$s_q = s_v = 1 + 0.1 \frac{B'}{L'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \frac{B}{B} \tan^2 \left(\frac{180^\circ}{4} + \frac{30^\circ}{2} \right) = 1 + 0.1 \tan^2 60^\circ = 1 + 0.1 \cdot 1.732^2 = 1.3$$

Η κλίση του φορτίου κατά τη μέθοδο Meyerhof λαμβάνεται υπόψη από τις σχέσεις:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\alpha}{\pi} \right)^2 = \left(1 - \frac{2 \cdot 20^\circ}{180^\circ} \right)^2 = 0.777^2 = 0.604 \quad i_v = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi} \right)^2 = \left(1 - \frac{20^\circ}{30^\circ} \right)^2 = 0.333^2 = 0.111$$

Σημείωση: στην παραπάνω σχέση αρκεί οι γωνίες (α , ϕ , π) να δίνονται στις ίδιες μονάδες εφόσον οι μονάδες απλοποιούνται στις πράξεις (είτε σε μοίρες ή σε ακτίνια)

Το βάθος θεμελίωσης κατά τη μέθοδο Meyerhof λαμβάνεται υπόψη από τις σχέσεις:

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B'} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.2 \frac{0.7}{B} \tan \left(\frac{180^\circ}{4} + \frac{30^\circ}{2} \right) = 1 + 0.2 \frac{0.7}{B} 1.732 = 1 + \frac{0.242}{B}$$

$$d_q = d_v = 1 + 0.1 \frac{D}{B'} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \frac{0.7}{B} \tan \left(\frac{180^\circ}{4} + \frac{30^\circ}{2} \right) = 1 + 0.1 \frac{0.7}{B} 1.732 = 1 + \frac{0.121}{B}$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)



❖ Εφαρμογή ελέγχου φέρουσας ικανότητας εδάφους με EC7

Με αντικατάσταση στη σχέση του Meyerhof προκύπτει:

$$q_u = s_c i_c d_c (c \cdot N_c) + s_q i_q d_q (p_o \cdot N_q) + s_v i_v d_v \left(\frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B' \cdot N_v \right)$$

$$q_u = s_c i_c d_c (0 \cdot N_c) + 1.3 \cdot 0.604 \cdot \left(1 + \frac{0.121}{B} \right) (18 \cdot 0.7 \cdot 18.401) + 1.3 \cdot 0.111 \cdot \left(1 + \frac{0.121}{B} \right) \left(\frac{1}{2} 18 \cdot B \cdot 15.668 \right)$$

$$q_u = \left(182.051 + \frac{22.028}{B} \right) + (20.348 B + 2.462) \Rightarrow q_u = 184.513 + 20.348 B + \frac{22.028}{B}$$

Κατά τον έλεγχο σε φέρουσα ικανότητα εδάφους βάσει EC7 πρέπει να ισχύει:

$$1.35 \cdot (V_G + V_G) + 1.50 \cdot V_Q \leq \frac{q_u \cdot B' \cdot L'}{1.4}$$

Στην εκφώνηση δίνεται ότι το μικτό ίδιο βάρος θεμελίου-επίχωσης V_G συμπεριλαμβάνεται στο μόνιμο φορτίο των 100kN (δηλαδή $V_G + V_G = 100$ kN).

Αντικαθιστώντας στην παραπάνω σχέση προκύπτει:

$$1.35 \cdot 100 + 1.50 \cdot 50 \leq \left(184.513 + 20.348 B + \frac{22.028}{B} \right) \cdot \frac{B^2}{1.4} \Rightarrow$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)



❖ Εφαρμογή ελέγχου φέρουσας ικανότητας εδάφους με EC7

$$135 + 75 \leq 131.795 \cdot B^2 + 14.534 \cdot B^3 + 15.734 \cdot B \Rightarrow$$

$$210 \leq 14.534 \cdot B^3 + 131.795 \cdot B^2 + 15.734 \cdot B$$

Με δοκιμές (ακρίβεια στα 10cm) προκύπτει :

Για $B=2.0m \rightarrow 210 \leq 674.92$ Περιθώριο ασφαλείας, δοκιμάζουμε μικρότερο B

Για $B=1.5m \rightarrow 210 \leq 369.19$ Περιθώριο ασφαλείας, δοκιμάζουμε μικρότερο B

Για $B=1.0m \rightarrow 210 \leq 162.06$ ΛΑΘΟΣ \rightarrow απαιτείται μεγαλύτερο B

Για $B=1.2m \rightarrow 210 \leq 233.78$ Αρκεί, μπορεί να γίνει δοκιμή μικρότερου B

Για $B=1.1m \rightarrow 210 \leq 196.12$ ΛΑΘΟΣ \rightarrow Απαιτείται οριακά μεγαλύτερο B

Συνεπώς επιλέγεται $B=1.2m$

Θα μπορούσε θεωρητικά να βρεθεί η ακριβής λύση η οποία θα έδινε $B=1.138m$. Καθώς όμως κατά την κατασκευή ενός θεμελίου πρακτικά οι διαστάσεις μεταβάλλονται ανά 5cm ή ανά 10cm (δεν κατασκευάζεται πέδιλο $1.14 \times 1.14m$), οδηγούμαστε στην αμέσως μεγαλύτερη διάσταση προς την πλευρά της ασφαλείας.

Ερώτηση: Στην ίδια άσκηση στην Εδαφομηχανική προέκυψε διάσταση $B=1.5m$ (γιατί;)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• (A) Έλεγχος αστοχίας εδάφους:

A2) Καθιζήσεις στο έδαφος (έλεγχος σε λειτουργικότητα, EC7 §2.4.8 - §6.6)

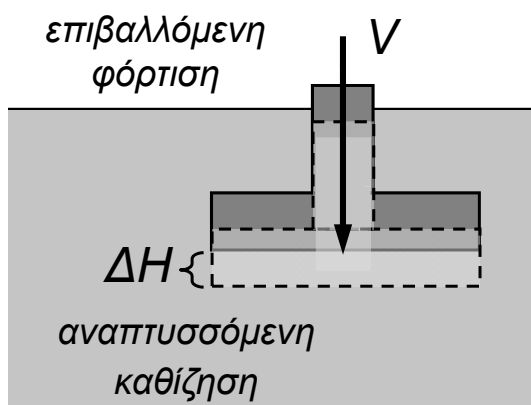
- Πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω εξίσωση (EC7 §2.4.8)

$$E_d \leq C_d$$

αναπτυσσόμενη καθίζηση \leq μέγιστη επιτρεπόμενη καθίζηση

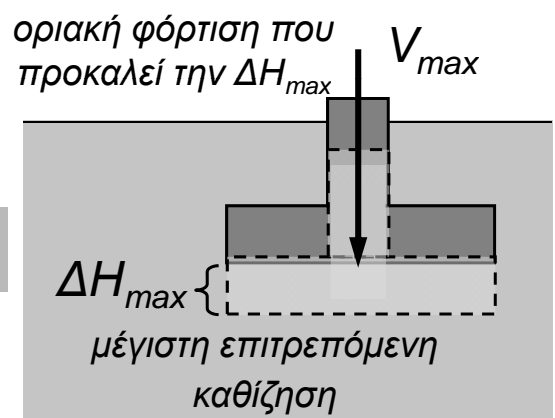
E_d αναπτυσσόμενη καθίζηση λόγω της φόρτισης (επιμέρους συντελεστής=1, δηλ. $E_d=E_k$)

C_d οριακή (μέγιστη επιτρεπόμενη) τιμή καθίζησης (επιμέρους συντελεστής =1, δηλ. $C_d=C_k$)



Τελικός έλεγχος

$$\Delta H \leq \Delta H_{max}$$



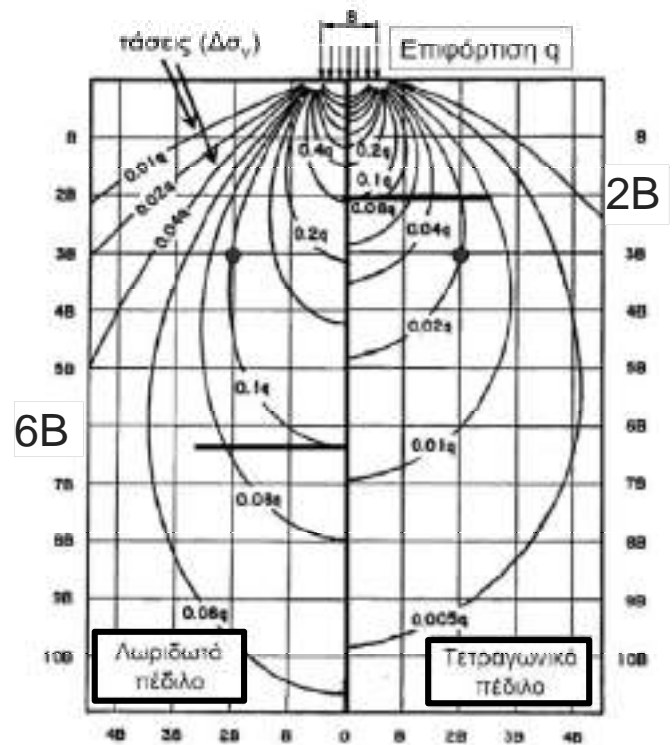
Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• (Α) Έλεγχος αστοχίας εδάφους:

A2) Καθιζήσεις στο έδαφος (έλεγχος σε λειτουργικότητα, EC7 §2.4.8 - §6.6)

- Ενδεικτικά (EC7 §6.6.2) οι καθιζήσεις υπολογίζονται έως το βάθος όπου η τάση στο έδαφος λόγω της φόρτισης του θεμελίου είναι άνω του 20% των ενεργών τάσεων από το ίδιο βάρος εδάφους (ή για βάθη 1-2 φορές το πλάτος θεμελίου ανάλογα με τον τύπο, βαθύτερα όμως για μαλακά εδάφη)
- Από το διπλανό σχήμα προκύπτει ότι το βάθος επιρροής είναι διαφορετικό σε θεμελιολωρίδα και σε τετραγωνικό πέδιλο. Προτείνεται βάθος διερεύνησης έως 0.1q.

ΠΡΟΣΟΧΗ: Οι τιμές στο σχήμα (π.χ. 0.2q, 0.1q κτλ) δείχνουν την απομείωση των τάσεων επιφόρτισης με το βάθος σε σχέση με αυτές στη βάση του θεμελίου και όχι σε σχέση με τις τάσεις από το I.B. του εδάφους που αναφέρει ο EC7.



(Σχήμα: Καβαδάς, 2005)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• (Α) Έλεγχος αστοχίας εδάφους:

A2) Καθιζήσεις στο έδαφος (έλεγχος σε λειτουργικότητα, EC7 §2.4.8 - §6.6)

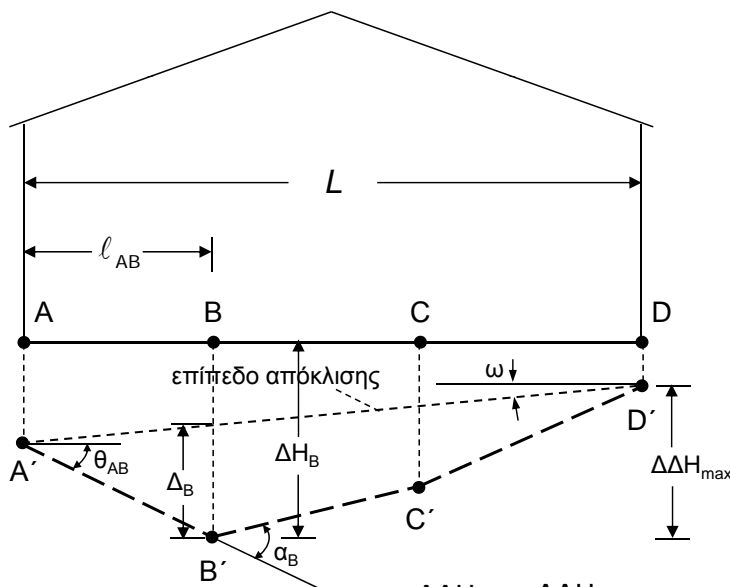
- Οι μέγιστες επιτρεπόμενες (οριακές) τιμές παραμορφώσεων είναι οι τιμές που αντιστοιχούν σε μια μη αποδεκτή κατάσταση όπως μη αποδεκτή ρηγμάτωση ή σφήνωμα θυρών στον φορέα (EC7 §2.4.8.(5)P), μη αποδεκτή μετακίνηση κτλ.
- Σε περίπτωση που δεν έχουν οριστεί οι επιτρεπόμενες τιμές για τους ελέγχους λειτουργικότητας, μπορούν να χρησιμοποιηθούν αυτές του Παραρτήματος Η του EC7.
- Μέγιστες επιτρεπόμενες σχετικές στροφές μεταξύ 1/2000 και 1/300 (αναλόγως του φορέα και της χρήσης του). Ενδεικτική προτεινόμενη τιμή 1/500 (EC7, Παράρτημα Η(2)).
- Ενδεικτική τιμή καθίζησης μεμονωμένων θεμελίων έως 5.0cm (EC7, Παραρτ. Η(4)).
- Στις επόμενες διαφάνειες ακολουθεί η σχηματική αποτύπωση κάποιων όρων μετακίνησης, στροφής κτλ βάσει του EC7, Παράρτημα Η (σχήμα Η.1), όπως και συμβατικές μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές βάσεις της διεθνούς βιβλιογραφίας.

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(A) Έλεγχος αστοχίας εδάφους:

A2) Καθιζήσεις στο έδαφος (έλεγχος σε λειτουργικότητα, EC7 §2.4.8 - §6.6)

Στο σχήμα φαίνονται τα σημαντικότερα μεγέθη που σχετίζονται με τις καθιζήσεις και ο τρόπος συμβολισμού τους (EC7 Παράρτ. Η, Σχήμα Η.1, όπου χρησιμοποιείται το σύμβολο s αντί του ΔH):



(Ορισμοί: Burland et al. 1977

Επανασχεδίαση σχήματος από Das, 1999)

$$\alpha_B = \frac{\Delta\Delta H_{AB}}{l_{AB}} + \frac{\Delta\Delta H_{BC}}{l_{BC}}$$

• ΔH : καθίζηση ενός σημείου (π.χ. ΔH_B)

• $\Delta\Delta H$: διαφορική καθίζηση μεταξύ σημείων. Ενδιαφέρει συνήθως μεταξύ διαδοχικών σημείων, όπως και το αντίστοιχο $\Delta\Delta H/\ell$

• θ : γωνιακή στρόφη (η κλίση ως προς την οριζόντιο της ευθείας που ενώνει τις καθιζήσεις διαδοχικών σημείων)

• Δ : σχετική απόκλιση (μετατόπιση σημείου ως προς το επίπεδο απόκλισης που ορίζεται από δυο σημεία αναφοράς)

• $\Delta\ell$: λόγος σχετικής απόκλισης (προς της απόσταση των δυο σημείων αναφοράς)

• ω : η στρόφη όλης της κατασκευής ή τμήματος θεωρούμενη ως άκαμπτο στερεό

• α : γωνιακή παραμόρφωση (γωνία μεταξύ των ευθειών που συνδέουν διαδοχικά σημεία καθίζησης)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(A) Έλεγχος αστοχίας εδάφους:

A2) Καθιζήσεις στο έδαφος (έλεγχος σε λειτουργικότητα, EC7 §2.4.8 - §6.6)

- Έλεγχος καθιζήσεων

$$\Delta H \leq \Delta H_{\max}$$

(Στον EC7 χρησιμοποιείται για τις καθιζήσεις το σύμβολο s αντί του ΔH)

Διαδικασία ελέγχου:

(α) Υπολογίζεται η αναπτυσσόμενη καθίζηση ΔH ή ($\Delta H_{\text{ολ}}$) λόγω της φόρτισης του θεμελίου. Υπενθυμίζεται από την Εδαφομηχανική:

- Στα αμμώδη εδάφη αναπτύσσονται μόνο άμεσες καθιζήσεις ΔH_i (ενδεικτικές μέθοδοι υπολογισμού Schmertmann et al. (1978), Steinbrenner (1934) κτλ)

- Στα ξηρά αργιλικά εδάφη αναπτύσσονται μόνο άμεσες καθιζήσεις ΔH_i (ενδεικτική μέθοδος υπολογισμού Steinbrenner (1934) κτλ)

- Στα κορεσμένα αργιλικά εδάφη αναπτύσσονται (i) άμεσες καθιζήσεις ΔH_i (Steinbrenner (1934), Janbu et al. (1956) κτλ), (ii) καθιζήσεις στερεοποίησης ΔH_c και (iii) καθιζήσεις από δευτερεύουσα συμπίεση ΔH_s (ερπυστικού τύπου).

(β) Η αναπτυσσόμενη καθίζηση ΔH συγκρίνεται με την μέγιστη επιτρεπόμενη καθίζηση ΔH_{\max} (προκύπτει από τις προδιαγραφές του έργου ή ενδεικτικούς πίνακες)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδια)

- (A) Έλεγχος αστοχίας εδάφους:

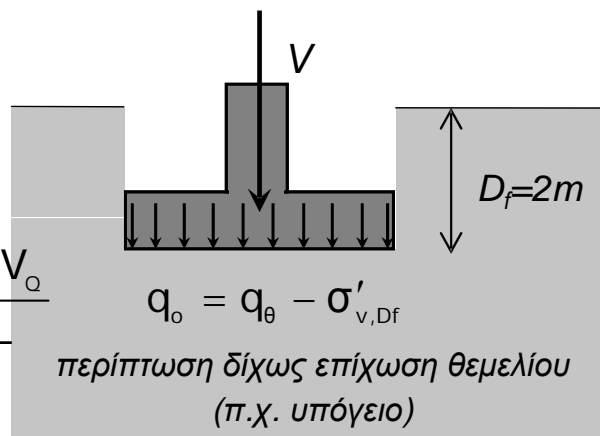
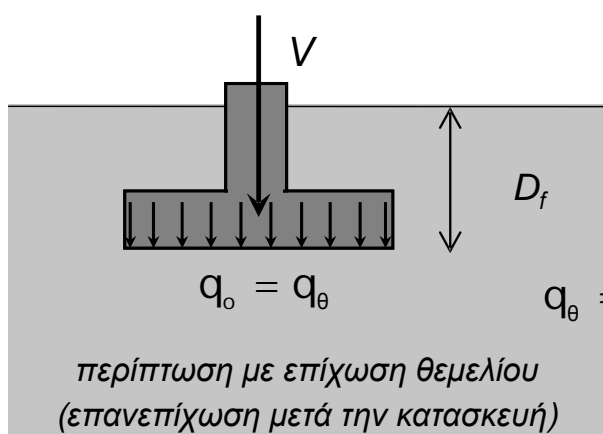
A2) Καθιζήσεις στο έδαφος (έλεγχος σε λειτουργικότητα, EC7 §2.4.8 - §6.6)

- Έλεγχος καθιζήσεων

$$\Delta H \leq \Delta H_{\max}$$

(Στον EC7 χρησιμοποιείται για τις καθιζήσεις το σύμβολο s αντί του ΔH)

Για τον υπολογισμό της αναπτυσσόμενης καθίζησης ΔH λόγω της φόρτισης του θεμελίου χρησιμοποιείται η τιμή των πρόσθετων τάσεων στο έδαφος q_o σύμφωνα με τα σχήματα:



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδια)

- (A) Έλεγχος αστοχίας εδάφους:

A2) Καθιζήσεις στο έδαφος (έλεγχος σε λειτουργικότητα, EC7 §2.4.8 - §6.6)

- Έλεγχος καθιζήσεων

$$\Delta H \leq \Delta H_{\max}$$

(Στον EC7 χρησιμοποιείται για τις καθιζήσεις το σύμβολο s αντί του ΔH)

Η μέγιστη επιτρεπόμενη καθίζηση ΔH_{\max} προκύπτει από τις προδιαγραφές του έργου, τις συστάσεις του EC7 ή ενδεικτικούς πίνακες τιμών (βλ. παρακάτω)

Βαθμός βλάβης με τον λόγο διαφορικής καθίζησης $\Delta\Delta H/\ell$	
Περιγραφή βλάβης	Όριο $\Delta\Delta H/\ell$
Όριο για μηχανολογικό εξοπλισμό ευαίσθητο σε καθιζήσεις	1/750
Όριο για πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους	1/600
Ασφαλές όριο για κτίρια που δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ρηγματώσεων τυπικό όριο EC7	1/500
Όριο εμφάνισης πρώτων ρωγμών σε τοίχους πλήρωσης δυσμενές όριο EC7	1/300
Όριο για εμφάνιση απόκλισης από την κατακόρυφο ψηλών και δύσκαμπτων κτιρίων	1/250
Σημαντικές ρηγματώσεις σε οπτοπλινθοδομές	1/150
Ασφαλές όριο για εύκαμπτες οπτοπλινθοδομές με $H/L < 1/4$	
Όριο για εμφάνιση δομικών αστοχιών γενικά σε κτίρια	

(Πηγή στοιχείων πίνακα: Bjerrum, 1963)

Ενδιαφέρουν περισσότερο η μέγιστη καθίζηση ΔH και η μέγιστη διαφορική καθίζηση $\Delta\Delta H/\ell$, ιδιαίτερα μεταξύ γειτονικών θεμελίων.

Καθίζηση	Όρια επιτρεπτών καθιζήσεων		
	Άμμος	Άργιλος	Άργιλος
	Terzaghi and Peck (1948)	Skempton and MacDonald (1956)	Skempton and MacDonald (1956)
Μέγιστη διαφορική καθίζηση $\Delta\Delta H$	2.0 cm	2.5 cm	4.0 cm
Μέγιστη καθίζηση ΔH (μεμονωμένα πέλδια)	2.5 cm	4.0 cm	6.5 cm
Μέγιστη καθίζηση ΔH (κοιτόστρωση)	5.0 cm	4.0 - 6.5 cm	6.5 - 10 cm

(Πηγή στοιχείων πίνακα: Barnes, 2000) **τυπικό όριο EC7: 5cm**

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• (B) Απώλεια στατικής ισορροπίας:

B1) Έλεγχος σε ανατροπή (EQU)

- Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση (EC7 §2.4.7.2):

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d}$$

(ροπή ανατροπής ≤ ροπή ευστάθειας)

- Ο έλεγχος γίνεται ως προς τη γωνία του θεμελίου σε δυο διευθύνσεις.

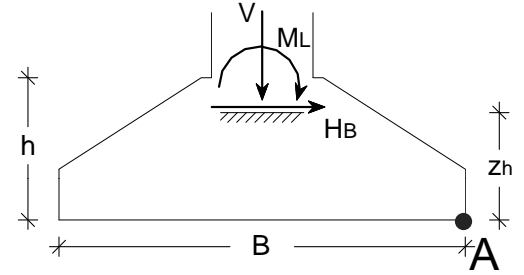
$$E_{dst} (Y_F F_k, X_k) \leq E_{stb} (Y_F F_k, X_k) \text{ (ροπή ανατροπής} \leq \text{ροπή ευστάθειας)}$$

Πίνακας A.1 (EC7 – Παράρτημα A)

Παράμετρος		Σύμβολο*		Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής *	Y _F	Y _{G,dst}	1.10
	Ευνοϊκή		Y _{G,stb}	0.90
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		Y _{Q,dst}	1.50
	Ευνοϊκή		Y _{Q,stb}	0.00

*Δυσμενής Αποσταθεροποιητική δράση (dst) και Ευνοϊκή Σταθεροποιητική δράση (stb)

Σημείωση: Ο έλεγχος σε ανατροπή έχει νόημα μόνο σε μεμονωμένα πέδιλα που δεν συνδέονται με γειτονικά τους θεμέλια (μέσω π.χ. συνδετήριας δοκού).



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• (B) Απώλεια στατικής ισορροπίας:

B1) Έλεγχος σε ανατροπή (EQU)

- Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση (EC7 §2.4.7.2):

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d}$$

(ροπή ανατροπής ≤ ροπή ευστάθειας)

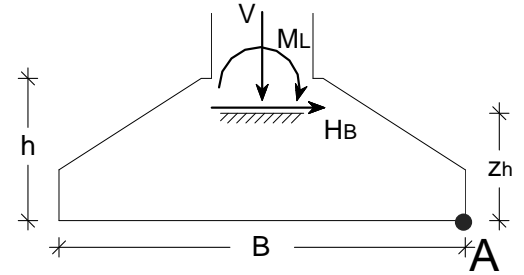
- Λαμβάνοντας υπόψη τους επιμέρους συντελεστές στις δράσεις (EC7 Παράρτημα A, πίνακας A.1) προκύπτουν οι παρακάτω σχέσεις για τις δυο διευθύνσεις:

Γύρω από άξονα L: $1.1 \cdot M_{L,G} + 1.5 \cdot M_{L,Q} \leq 0.9 \cdot (V_G + V_Q) \cdot \frac{B}{2}$

• 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 δεξιά μέρος της σχέσης ο όρος $0.9 \cdot H_{B,G} \cdot z_h$

Σημείωση: Στις σχέσεις που παρουσιάζονται θεωρείται πως η ανατροπή προκαλείται πάντα από τις ροπές και όχι τις τέμνουσες του στύλου ενώ έχουν την ίδια φορά για G, Q.



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• (B) Απώλεια στατικής ισορροπίας:

Σημείωση: Στις σχέσεις που παρουσιάζονται θεωρείται πως η ανατροπή προκαλείται πάντα από τις ροπές και όχι τις τέμνουσες του στύλου ενώ έχουν την ίδια φορά για G, Q.

B1) Έλεγχος σε ανατροπή (EQU)

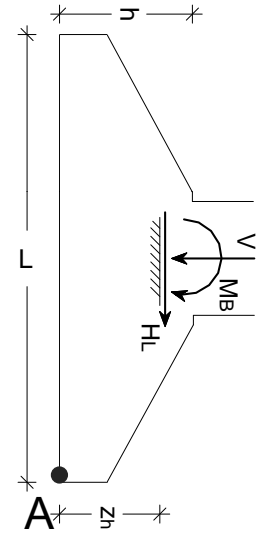
- Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση (EC7 §2.4.7.2):

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d}$$

(ροπή ανατροπής ≤ ροπή ευστάθειας)

- Λαμβάνοντας υπόψη τους επιμέρους συντελεστές στις δράσεις (EC7 Παράρτημα Α, πίνακας Α.1) προκύπτουν οι παρακάτω σχέσεις για τις δυο διευθύνσεις:

Γύρω από άξονα Β: $1.1 \cdot M_{B,G} + 1.5 \cdot M_{B,Q} \leq 0.9 \cdot (V_G + V_Q) \cdot \frac{L}{2}$



• 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 δεξιά μέρος της σχέσης ο όρος $0.9 \cdot H_{L,G} \cdot z_h$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

• (B) Απώλεια στατικής ισορροπίας:

B1) Έλεγχος σε ανατροπή (EQU)

Ενδεικτικό παράδειγμα Α: Να γίνει ο έλεγχος σε ανατροπή γύρω από άξονα L του μεμονωμένου πεδίλου του σχήματος (δίνεται ίδιο βάρος εδάφους-θεμελίου ίσο με 130kN).

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

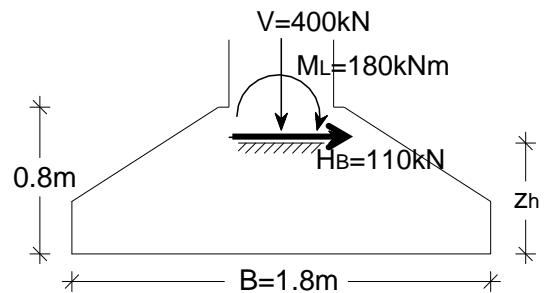
Καθώς η οριζόντια δύναμη (τόσο για τα G όσο και για τα Q) προκαλεί ως προς τη βάση ροπή ίδιας φοράς με τις αντίστοιχες ροπές στο στύλο, γίνεται προσθήκη στο αριστερά μέρος της σχέσης ως εξής:

$$1.1 \cdot M_{L,G} + 1.5 \cdot M_{L,Q} + 1.1 \cdot H_{B,G} \cdot z_h + 1.5 \cdot H_{B,Q} \cdot z_h \leq 0.9 \cdot (V_G + V_Q) \cdot \frac{B}{2}$$

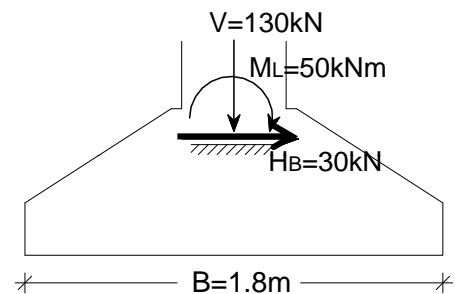
$$1.1 \cdot 180 + 1.5 \cdot 50 + 1.1 \cdot 110 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 0.8\right) + 1.5 \cdot 30 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 0.8\right) \leq 0.9 \cdot (400 + 130) \cdot \frac{1.8}{2} \Rightarrow$$

Τελικά προκύπτει: $361.53\text{kNm} \leq 429.30\text{kNm}$ οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

Μόνιμα Φορτία (G)



Μεταβλητά (κινητά) Φορτία (Q)



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

- (B) Απώλεια στατικής ισορροπίας:

B1) Έλεγχος σε ανατροπή (EQU)

Ενδεικτικό παράδειγμα B: Να γίνει ο έλεγχος σε ανατροπή γύρω από άξονα L του μεμονωμένου πεδίου του σχήματος (δίνεται ίδιο βάρος εδάφους-θεμελίου ίσο με 130kN).

$$\text{Πρέπει: } 1.1 \cdot M_{L,G} + 1.5 \cdot M_{L,Q} \leq 0.9 \cdot (V_G + V_Q) \cdot \frac{B}{2}$$

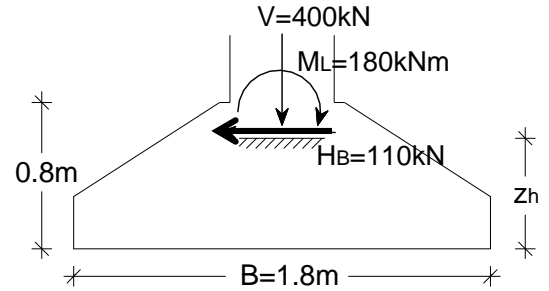
Καθώς η οριζόντια δύναμη (τόσο για τα G όσο και για τα Q) προκαλεί ως προς τη βάση ροπή αντίθετης φοράς με τις αντίστοιχες ροπές στο στύλο, γίνεται προσθήκη στο δεξιό μέρος της σχέσης ως εξής:

$$1.1 \cdot M_{L,G} + 1.5 \cdot M_{L,Q} \leq 0.9 \cdot (V_G + V_Q) \cdot \frac{B}{2} + 0.9 \cdot H_{B,G} \cdot z_h$$

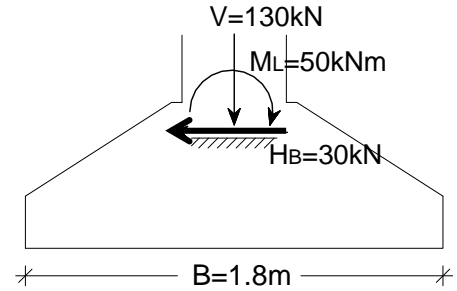
$$1.1 \cdot 180 + 1.5 \cdot 50 \leq 0.9 \cdot (400 + 130) \cdot \frac{1.8}{2} + 0.9 \cdot 110 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 0.8 \right) \Rightarrow$$

Τελικά προκύπτει: $273.00\text{kNm} \leq 482.10\text{kNm}$ οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

Μόνιμα Φορτία (G)



Μεταβλητά (κινητά) Φορτία (Q)



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

- (B) Απώλεια στατικής ισορροπίας:

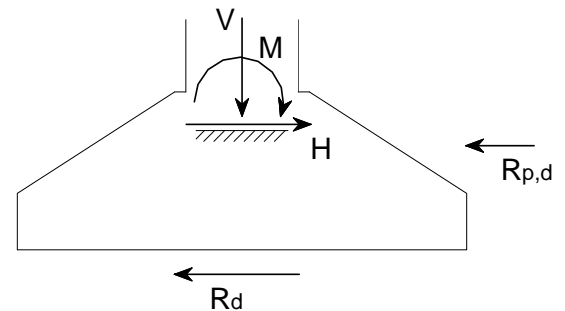
B2) Έλεγχος σε ολίσθηση (GEO)

Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση (EC7 §6.5.3):

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}$$

(δύναμη ολίσθησης ≤ αντίσταση σε ολίσθηση)

Σημείωση: Ο έλεγχος σε ολίσθηση έχει νόημα μόνο σε μεμονωμένα πέδιλα που δεν συνδέονται με γειτονικά τους θεμέλια (μέσω π.χ. συνδετήριας δοκού).



H_d η τιμή σχεδιασμού της δύναμης που προκαλεί ολίσθηση

R_d η τιμή σχεδιασμού της αναπτυσσόμενης τριβής στη βάση του θεμελίου

Για **στραγγισμένες συνθήκες** (αμμώδη εδάφη) : $R_d = V \cdot \tan \delta$

Για **αστράγγιστες συνθήκες** (κορεσμένα αργιλικά εδάφη) : $R_d = A_c \cdot c_u$

$R_{p,d}$ η τιμή σχεδιασμού των παθητικών ωθήσεων εδάφους στην παρειά του θεμελίου, μπορεί να αγνοηθεί προς την πλευρά της ασφαλείας (γιατί);

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

- (B) Απώλεια στατικής ισορροπίας:

B2) Έλεγχος σε ολίσθηση (GEO)

- Τρόπος ανάλυσης DA-2*: $E(Y_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{Y_R}\right) \cdot R(F_k, X_k)$
- Συντελεστές φόρτισης 1.35 για φορτία G και 1.50 για φορτία Q (δυσμενής δράση)
- Επιμέρους συντελεστής σε ολίσθηση 1.10

Πίνακες A.3, A.4 και A.5 (EC7 – Παράρτημα A)

Παράμετρος		Σύμβολο	Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής	Y_F, Y_E	1.35
	Ευνοϊκή		1.00
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		1.50
	Ευνοϊκή		0.00
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή		Y_{cu}	1.00
Συνοχή εδάφους		Y_c	1.00
Γωνία τριβής εδάφους		Y_ϕ	1.00
Αντοχή σε φέρουσα ικανότητα θεμελίου		$Y_{R,v}$	1.40
Αντοχή σε ολίσθηση θεμελίου		$Y_{R,h}$	1.10

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

- (B) Απώλεια στατικής ισορροπίας:

Σημείωση: Στις σχέσεις που παρουσιάζονται θεωρείται πως οι οριζόντιες δυνάμεις λόγω G, Q έχουν την ίδια φορά.

B2) Έλεγχος σε ολίσθηση (GEO)

- Για **στραγγισμένες συνθήκες** με αντίσταση τριβής $R_d = V_k \cdot \tan \delta_k$ προκύπτει:

$$1.35 \cdot H_{L,G} + 1.50 \cdot H_{L,Q} \leq \frac{1}{1.10} \cdot [(V_G + V_{G'} + V_Q) \cdot \tan \delta]$$

δ γωνία τριβής θεμελίου-εδάφους

$\delta = \phi$ πέδιλα χυτά επί τόπου

$\delta = 2/3\phi$ προκατασκευασμένα πέδιλα

$$1.35 \cdot H_{B,G} + 1.50 \cdot H_{B,Q} \leq \frac{1}{1.10} \cdot [(V_G + V_{G'} + V_Q) \cdot \tan \delta]$$

- Για **αστράγγιστες συνθήκες** με αντίσταση τριβής $R_d = A_c \cdot c_{u,k}$ προκύπτει:

$$1.35 \cdot H_{L,G} + 1.50 \cdot H_{L,Q} \leq \frac{1}{1.10} \cdot A_c \cdot c_u$$

c_u η χαρακτηριστική τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (κορεσμένα αργιλικά εδάφη)

$$1.35 \cdot H_{B,G} + 1.50 \cdot H_{B,Q} \leq \frac{1}{1.10} \cdot A_c \cdot c_u$$

A_c η επιφάνεια επαφής του θεμελίου με το έδαφος

Μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή R_d από τη σχέση $R_d = A_c \cdot c_u \leq 0.4 \cdot (V_G + V_{G'} + V_Q)$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(B) Απώλεια στατικής ισορροπίας:

B3) Έλεγχος σε άνωση (UPL)

- Δεν είναι κρίσιμος σε μεμονωμένα πέδιλα (γιατί);
- Κρίσιμος σε περίπτωση που το βυθισμένο τμήμα της κατασκευής είναι κλειστού τύπου (δεξαμενές, υπόγεια με γενική κοιτόστρωση κτλ)
- Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση (EC7 §2.4.7.4):

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \Rightarrow \gamma_{G,dst} \cdot G_{dst} + \gamma_{Q,dst} \cdot Q_{dst} \leq \gamma_{G,stb} \cdot (G_{stb} + R)$$

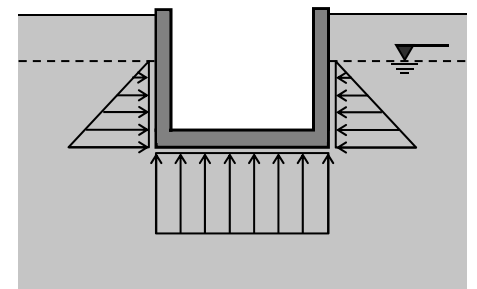
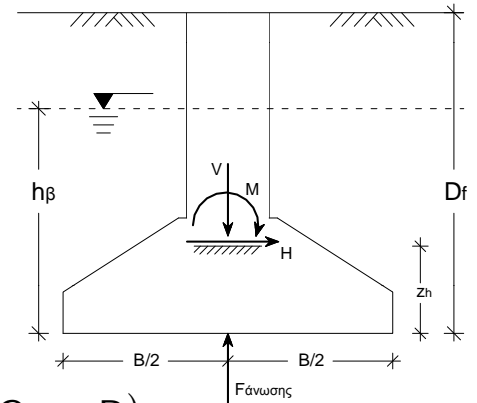
Πίνακας A.15 (EC7 – Παράρτημα A)

Παράμετρος		Σύμβολο	Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής *	γ_F	$\gamma_{G,dst}$ 1.00
	Ευνοϊκή		$\gamma_{G,stb}$ 0.90
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής	γ_Q	1.50

G_{dst}, Q_{dst} αποσταθεροποιητικές δράσεις

G_{stb} σταθεροποιητικές μόνιμες δράσεις

R πρόσθετη αντίσταση σε ανύψωση, π.χ. τριβή



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(B) Απώλεια στατικής ισορροπίας:

B3) Έλεγχος σε άνωση (UPL)

- Στην συνήθη περίπτωση όπου η δύναμη άνωσης προέρχεται από το βυθισμένο όγκο του κτιρίου ενώ ως αντίσταση λαμβάνεται μόνο το βάρος του κτιρίου (στη δεδομένη φάση κατασκευής) είναι:

$$\gamma_{G,dst} \cdot (\gamma_w \cdot V_{\beta u \theta}) \leq \gamma_{G,stb} \cdot G_{stb} \Rightarrow$$

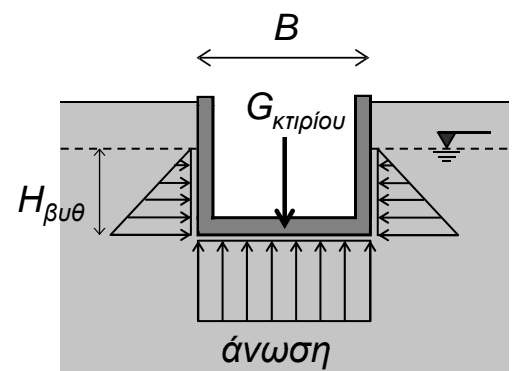
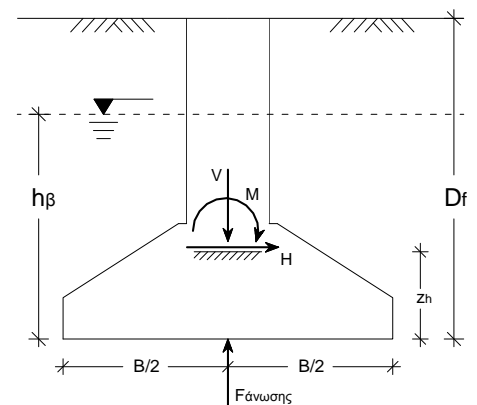
$$1.0 \cdot (\gamma_w \cdot B \cdot L \cdot H_{\beta u \theta}) \leq 0.9 \cdot G_{κτιρίου} \Rightarrow$$

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

γ_w ειδικό βάρος νερού

B, L διαστάσεις της κάτοψης της θεμελίωσης

$G_{κτιρίου}$ το ίδιο βάρος του κτιρίου (μόνιμα φορτία)

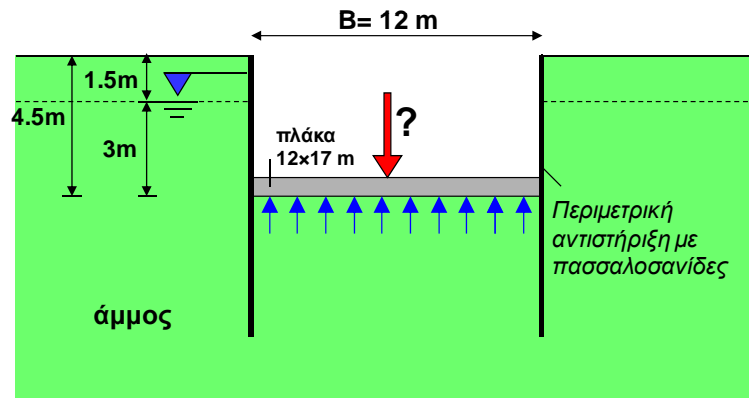


Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδila)



❖ Εφαρμογή ελέγχου σε άνωση με EC7

Υπολογίστε το απαιτούμενο κατακόρυφο φορτίο που πρέπει να εφαρμοστεί στην πλάκα θεμελίωσης του Σχήματος ώστε η πλάκα να μην υποστεί ανύψωση (αστοχία) όταν λόγω παύσης των αντλήσεων, το υπόγειο νερό ανέλθει στην αρχική του στάθμη (=1.5m) (εφαρμογή από Εδαφομηχανική που θα λυθεί βάσει EC7).



Επίλυση :

Θα πρέπει να ικανοποιείται η σχέση: $\gamma_w \cdot B \cdot L \cdot H_{\text{βυθ}} \leq 0.9 \cdot G_{\text{κτιρίου}}$

Όταν ο υδροφόρος ορίζοντας επανέλθει στην αρχική του στάθμη (1.5m από την επιφάνεια του εδάφους), το βυθισμένο τμήμα της κατασκευής θα ισούται με 3m.

Συνεπώς: $10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 12\text{m} \cdot 17\text{m} \cdot 3\text{m} \leq 0.9 \cdot G_{\text{κτιρίου}} \Rightarrow G_{\text{κτιρίου}} \geq 6800 \text{ kN}$

Ερώτηση: Στην ίδια άσκηση στην Εδαφομηχανική προέκυψε απαιτούμενο $G_{\text{κτιρίου}}=9180\text{kN}$ (γιατί;)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδila)

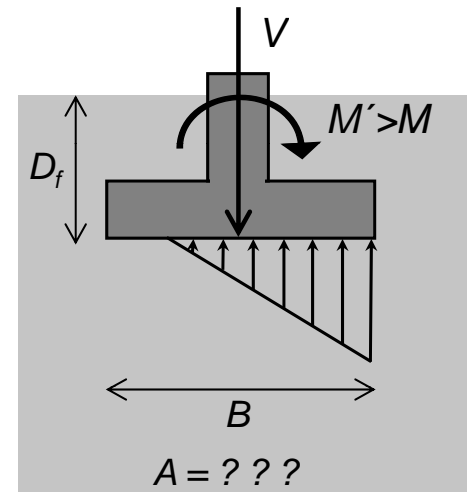
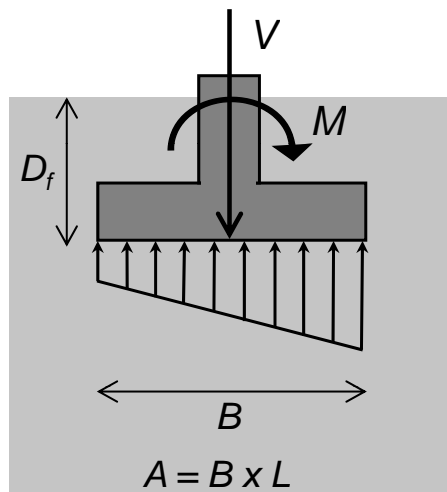
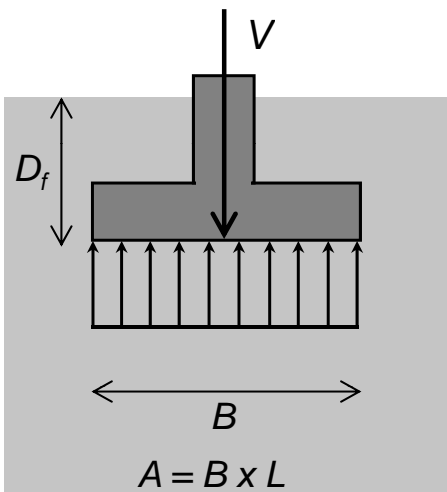
• (Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

- Για τους ελέγχους σε κάμψη, διάτμηση και διάτρηση απαιτείται αρχικά ο προσδιορισμός της αναπτυσσόμενης τάσης εδάφους.
- Λόγω της ύπαρξης ροπής στο υποστύλωμα, η φόρτιση του θεμελίου στο έδαφος εμφανίζει εκκεντρότητα που τροποποιεί την ανάπτυξη τάσεων εδάφους, οι οποίες δεν έχουν ομοιόμορφη τιμή (βλ. σχήμα, Κίρτας και Μαραγκός, 2013)

Κεντρική φόρτιση

Εκκεντρότητα

Μεγάλη εκκεντρότητα



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

- Συχνά για τους διάφορους υπολογισμούς χρησιμοποιείται η μέθοδος που εισήγαγε ο Meyerhof (1953) σύμφωνα με την οποία θεωρείται πως η αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος είναι ομοιόμορφη, ασκείται όμως σε ένα μέρος μόνο του θεμελίου.

Εκκεντρότητες

$$e_B = \frac{M_{L,ολ}}{V} \quad e_L = \frac{M_{B,ολ}}{V}$$

Ενεργές διαστάσεις πεδίου

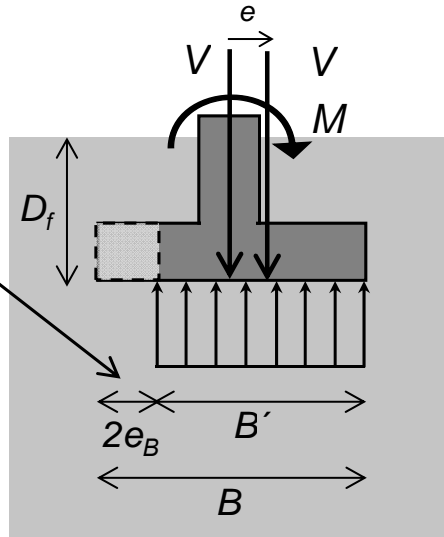
$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

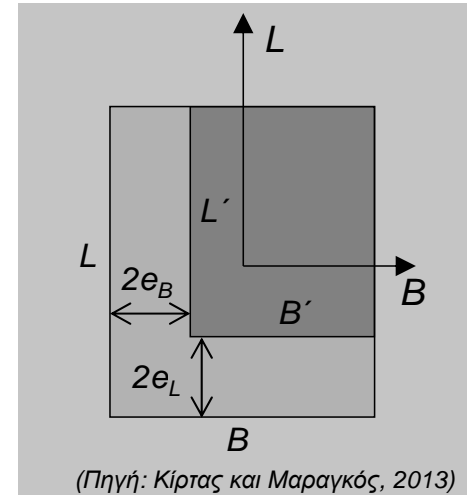
Ενεργός επιφάνεια πεδίου

$$A' = B' \cdot L'$$

Τομή θεμελίωσης



Κάτοψη θεμελίωσης



(Πηγή: Κίρτας και Μαραγκός, 2013)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

- Ο έλεγχος του σώματος θεμελίωσης σε κάμψη και διάτμηση γίνεται με βάση την καθαρή τάση στη βάση του θεμελίου.

- Αρχικά υπολογίζεται η αναπτυσσόμενη τάση στο έδαφος από τα φορτία (ένταση E) με τους κατάλληλους επιμέρους συντελεστές για τύπο αστοχίας STR.

$$E(Y_F, F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{\gamma_R} \right) \cdot R(F_k, X_k)$$

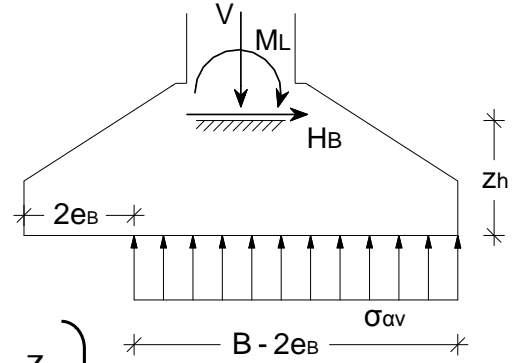
Πίνακες Α.3, Α.4 και Α.5 (EC7 – Παράρτημα Α)

Παράμετρος	Σύμβολο	Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής	1.35
	Ευνοϊκή	1.00
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής	1.50
	Ευνοϊκή	0.00
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	γ_{cu}	1.00
Συνοχή εδάφους	$\gamma_{c'}$	1.00
Γωνία τριβής εδάφους	$\gamma_{\varphi'}$	1.00
Αντοχή σε φέρουσα ικανότητα θεμελίου	$\gamma_{R,v}$	1.40
Αντοχή σε ολίσθηση θεμελίου	$\gamma_{R,h}$	1.10

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

- Για τον υπολογισμό της αναπτυσσόμενης τάσης στο έδαφος, τα φορτία του στύλου μεταφέρονται στη βάση του θεμελίου.



Αναπτυσσόμενη τάση εδάφους (σ_{av})

$$M_{L,ολ} = 1.35M_{L,G} + 1.5M_{L,Q} + \left\{ \begin{array}{l} +1.35H_{B,G}z_h + 1.50H_{B,Q}z_h \\ \dot{\eta} \\ -1.00H_{B,G}z_h \end{array} \right.$$

$$M_{B,ολ} = 1.35M_{B,G} + 1.5M_{B,Q} + \left\{ \begin{array}{l} +1.35H_{L,G}z_h + 1.50H_{L,Q}z_h \\ \dot{\eta} \\ -1.00H_{L,G}z_h \end{array} \right.$$

$$V_{ολ} = 1.35V_G + 1.35V_Q + 1.5V_Q$$

$$e_B = \frac{M_{L,ολ}}{V_{ολ}}$$

$$e_L = \frac{M_{B,ολ}}{V_{ολ}}$$

ΠΡΟΣΟΧΗ: στον υπολογισμό των $M_{ολ}$ η πάνω σχέση (+) εφαρμόζεται όταν η δύναμη H προκαλεί ίδια φορά ροπής σε σχέση με την M του στύλου και η κάτω σχέση (-) όταν προκαλεί ροπή αντίθετης φοράς.

Σημείωση: Στις σχέσεις που παρουσιάζονται θεωρείται πως οι ροπές του στύλου έχουν την ίδια φορά για τις καταστάσεις G, Q . Επίσης οι τέμνουσες του στύλου δημιουργούν ροπή ίδιας φοράς μεταξύ τους για G, Q .

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

- Για τον υπολογισμό της αναπτυσσόμενης τάσης στο έδαφος, τα φορτία του στύλου μεταφέρονται στη βάση του θεμελίου.

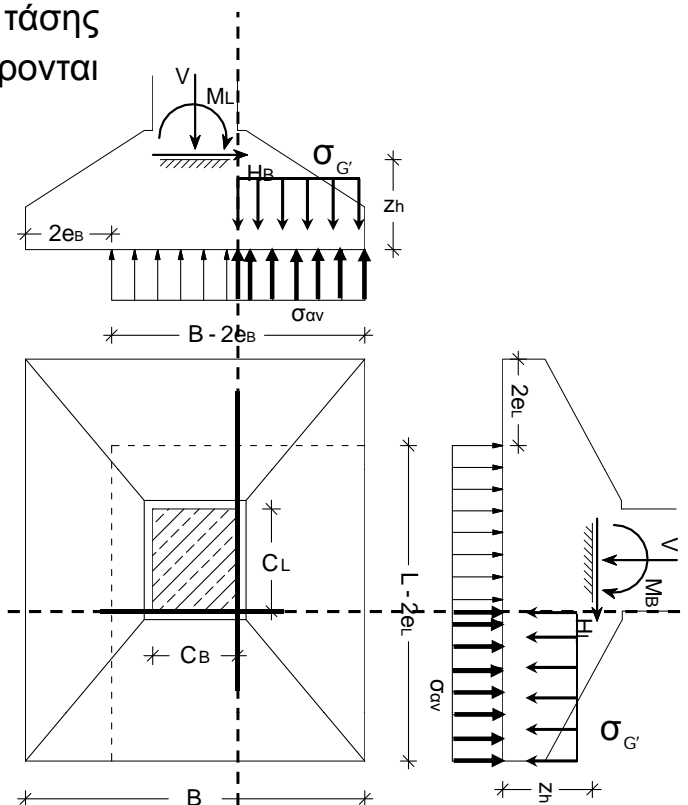
Αναπτυσσόμενη τάση εδάφους (σ_{av})

Ενεργές διαστάσεις πεδίου

$$B' = B - 2e_B \quad L' = L - 2e_L$$

Αναπτυσσόμενη τάση εδάφους

$$\sigma_{av} = \frac{V_{ολ}}{B' \cdot L'} = \frac{V_{ολ}}{(B - 2e_B)(L - 2e_L)}$$

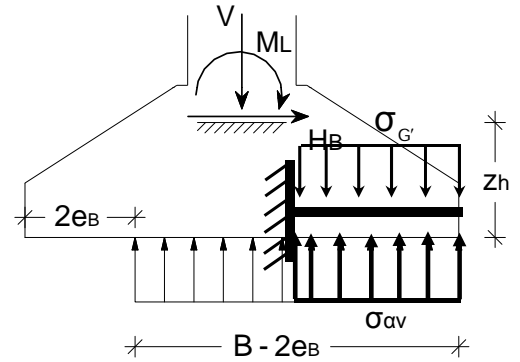


Σημείωση: Στη βάση του πεδίου ασκείται με φορά προς τα κάτω το ίδιο βάρος θεμελίου-επίχωσης $\sigma_{G'}$. Συνεπώς η καθαρή φόρτιση του πτερυγίου θα προκύψει από την αναπτυσσόμενη τάση εδάφους μείον την τάση του ίδιου βάρους θεμελίου-επίχωσης

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδια)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

- Αφού υπολογιστεί η αναπτυσσόμενη τάση εδάφους, στη συνέχεια υπολογίζεται η καθαρή τάση που ασκείται στη βάση του θεμελίου (σ_{net}).



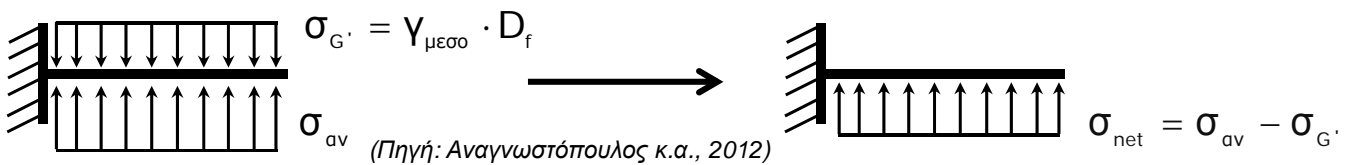
Αναπτυσσόμενη τάση εδάφους (σ_{av})

$$\left. \begin{aligned} B' &= B - 2e_B \\ L' &= L - 2e_L \end{aligned} \right\} \sigma_{av} = \frac{V_{ολ}}{B' \cdot L'} = \frac{V_{ολ}}{(B - 2e_B)(L - 2e_L)}$$

(θεωρείται ομοιόμορφο στερεό τάσεων)

Καθαρή τάση εδάφους (σ_{net})

- Η ένταση στο θεμέλιο οφείλεται στην καθαρή τάση (σ_{net}) που ασκείται στο πέλμα του θεμελίου, η οποία προκύπτει από την αναπτυσσόμενη τάση εδάφους αφαιρώντας την τάση του ίδιου βάρους θεμελίου-επίχωσης (μόνιμο φορτίο).



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδια)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

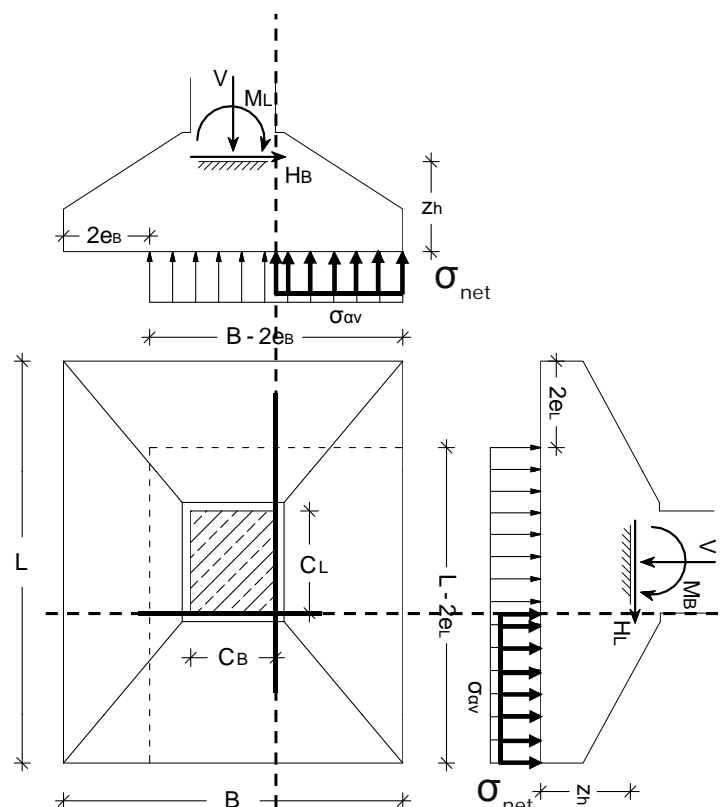
Γ1) Έλεγχος θεμελίου σε κάμψη

- Η ροπή κάμψης για την διαστασιολόγηση του θεμελίου υπολογίζεται με βάση την καθαρή τάση στην παρειά του στύλου:

$$\sigma_{net} = \sigma_{av} - \sigma_{G'} \Rightarrow$$

$$\sigma_{net} = \frac{V_{ολ}}{(B - 2e_B)(L - 2e_L)} - \gamma_{\muεσο} \cdot D_f$$

Στη διεθνή βιβλιογραφία αναφέρεται πως η ροπή μπορεί να ληφθεί σε απόσταση $0.15C_B$ και $0.15C_L$ πιο μέσα από την παρειά του στύλου.



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδια)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1) Έλεγχος θεμελίου σε κάμψη

Όπλιση διατομής κατά Β-Β

Αναπτυσσόμενη ροπή παρειάς

$$M_{sd,L} = \left[\sigma_{net} (L - 2e_L) \left(\frac{B - C_B}{2} \right) \right] \cdot \left[\frac{1}{2} \left(\frac{B - C_B}{2} \right) \right]$$

$$M_{sd,L} = \frac{1}{2} \sigma_{net} (L - 2e_L) \left(\frac{B - C_B}{2} \right)^2 \quad (*\text{Προσοχή})$$

Κωνική διατομή

$$\mu_{sd,L} = \frac{M_{sd,L}}{1.2 \cdot L_o \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_{s,B-B} = 1.1 \cdot \omega \cdot L_o \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$L_o = C_L + 2 \cdot 0.05m$$

Ορθογωνική διατομή
(θεμέλιο σταθερού ύψους)

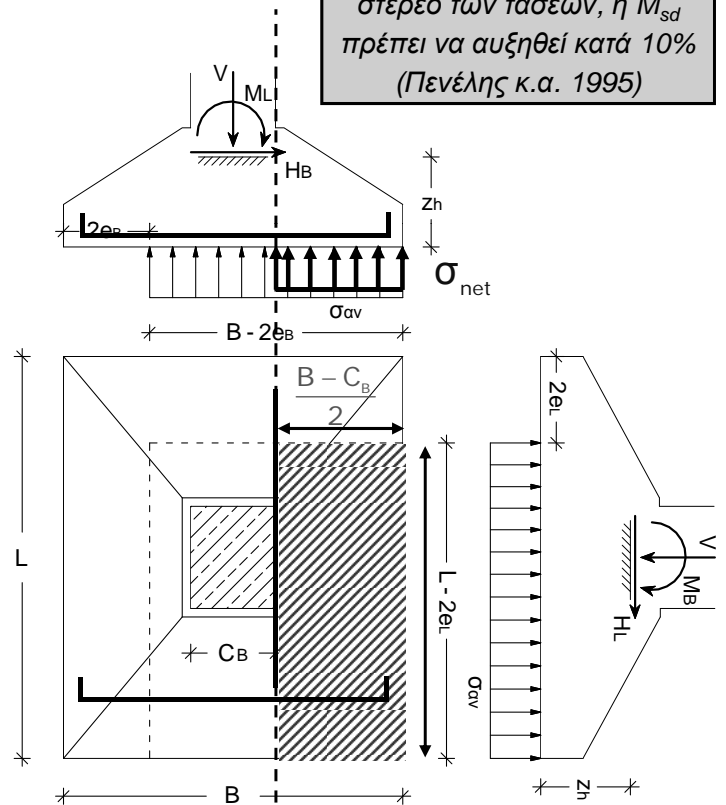
$$\mu_{sd,L} = \frac{M_{sd,L}}{L \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_{s,B-B} = \omega \cdot L \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Στατικό ύψος: $d = h - c_{oL}$

c_{oL} : απόσταση από το άκρο έως τον άξονα της ράβδου

* Όταν σε έκκεντρη φόρτιση χρησιμοποιείται ομοιόμορφο στερεό των τάσεων, η M_{sd} πρέπει να αυξηθεί κατά 10% (Πενέλης κ.α. 1995)



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδια)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1) Έλεγχος θεμελίου σε κάμψη

Όπλιση διατομής κατά L-L

Αναπτυσσόμενη ροπή παρειάς

$$M_{sd,B} = \left[\sigma_{net} (B - 2e_B) \left(\frac{L - C_L}{2} \right) \right] \cdot \left[\frac{1}{2} \left(\frac{L - C_L}{2} \right) \right]$$

$$M_{sd,B} = \frac{1}{2} \sigma_{net} (B - 2e_B) \left(\frac{L - C_L}{2} \right)^2 \quad (*\text{Προσοχή})$$

Κωνική διατομή

$$\mu_{sd,B} = \frac{M_{sd,B}}{1.2 \cdot B_o \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_{s,L-L} = 1.1 \cdot \omega \cdot B_o \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$B_o = C_B + 2 \cdot 0.05m$$

Ορθογωνική διατομή
(θεμέλιο σταθερού ύψους)

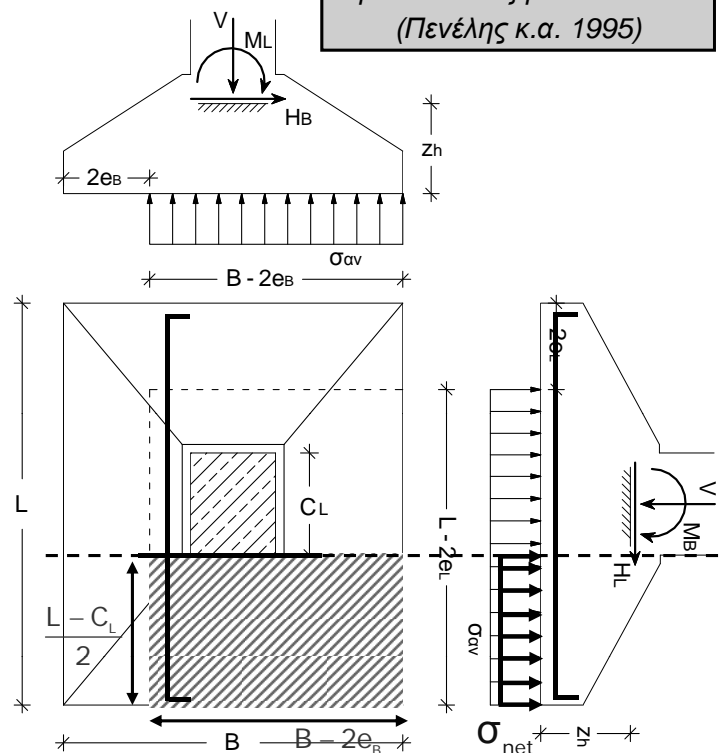
$$\mu_{sd,B} = \frac{M_{sd,B}}{B \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_{s,L-L} = \omega \cdot B \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Στατικό ύψος: $d = h - c_{oL}$

c_{oL} : απόσταση από το άκρο έως τον άξονα της ράβδου

* Όταν σε έκκεντρη φόρτιση χρησιμοποιείται ομοιόμορφο στερεό των τάσεων, η M_{sd} πρέπει να αυξηθεί κατά 10% (Πενέλης κ.α. 1995)



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδila)

• (Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1) Έλεγχος θεμελίου σε κάμψη

- Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος προσδιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση (EC2 §3.1.6(1)P):

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$\alpha_{cc}=0.85$ σε κάμψη και 1.0 σε διάτρηση (Εθνικό Προσάρτημα EC2)

$\gamma_c=1.5$ συντελεστής ασφαλείας υλικού για το σκυρόδεμα (EC2 §2.4.2.4)

- Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντοχής χάλυβα προσδιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση (EC2 §3.2.7):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$\gamma_s=1.15$ συντελεστής ασφαλείας υλικού για το χάλυβα όπλισης (EC2 §2.4.2.4)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδila)

• (Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1) Έλεγχος θεμελίου σε κάμψη

Για τον προσδιορισμό του ω βάσει του μ_{sd} και την εκτίμηση του απαιτούμενου οπλισμού A_s από τα επιβαλλόμενα φορτία χρησιμοποιούνται οι πίνακες.

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

μ_{sd1}	ω_1
μ_{sd2}	ω_2

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

Εμβαδόν ράβδων οπλισμού A_s (σε cm^2)

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

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

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

- (Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1) Έλεγχος θεμελίου σε κάμψη

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης

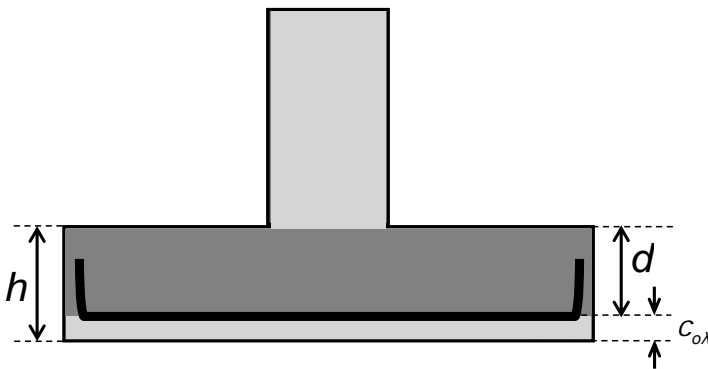
EC2, §9.2.1.1.(1) $A_{s,min} \geq \rho_{min} \cdot \text{εμβαδόν στατικής διατομής πεδίου}$

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

Ορθογωνική διατομή θεμελίου

$$A_{s,B-Bmin} = \rho_{min} \cdot L \cdot d$$

$$A_{s,L-Lmin} = \rho_{min} \cdot B \cdot d$$



Στατικό ύψος: $d = h - c_{ολ}$
 $c_{ολ}$: απόσταση από το άκρο έως τον άξονα της ράβδου

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

- (Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1) Έλεγχος θεμελίου σε κάμψη

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης

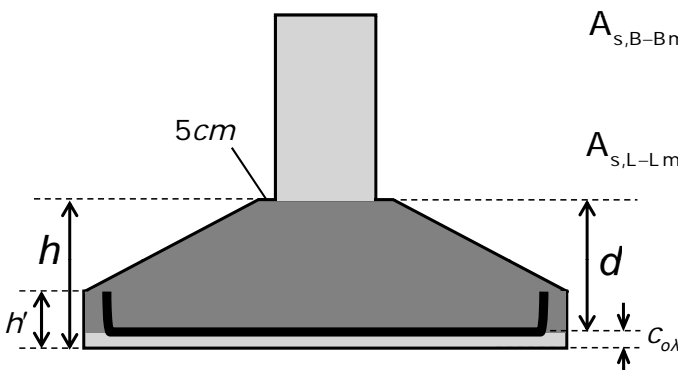
EC2, §9.2.1.1.(1) $A_{s,min} \geq \rho_{min} \cdot \text{εμβαδόν στατικής διατομής πεδίου}$

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

Κωνική διατομή θεμελίου

$$A_{s,B-Bmin} = \rho_{min} \cdot \left[(h' - c_{ολ}) \cdot L + \frac{L + (C_L + 10cm)}{2} (h - h') \right]$$

$$A_{s,L-Lmin} = \rho_{min} \cdot \left[(h' - c_{ολ}) \cdot B + \frac{B + (C_B + 10cm)}{2} (h - h') \right]$$



Στατικό ύψος: $d = h - c_{ολ}$
 $c_{ολ}$: απόσταση από το άκρο έως τον άξονα της ράβδου

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1) Έλεγχος θεμελίου σε κάμψη

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης

ΕΚΩΣ 2000 §18.6.1

Συνίσταται η διατήρηση της διάταξης για οπλισμό τουλάχιστο $\varnothing 12$ ανά max 15cm (Σε υγρά εδάφη τουλάχιστο $\varnothing 14$)

Προκύπτει ελάχιστος αριθμός ράβδων ανά διεύθυνση όπλισης

$$\text{οπλισμός B-B: } n_{B-B} \geq \frac{L - 2c_{ολ}}{15\text{cm}} + 1 \quad \text{οπλισμός L-L: } n_{L-L} \geq \frac{B - 2c_{ολ}}{15\text{cm}} + 1$$

Έλεγχος για ομοιόμορφη διάταξη οπλισμού

(α η απόσταση από την παρειά του στύλου έως το άκρο του θεμελίου):

$$\text{οπλισμός B-B: } a_L = \frac{L - C_L}{2} \leq 2h \quad \text{οπλισμός L-L: } a_B = \frac{B - C_B}{2} \leq 2h$$

Τελική απόσταση ράβδων οπλισμού:

$$\text{οπλισμός B-B: } s_{B-B} = \frac{L - 2c_{ολ}}{n_{\text{τοποθ},B-B} - 1} \quad \text{οπλισμός L-L: } s_{L-L} = \frac{B - 2c_{ολ}}{n_{\text{τοποθ},L-L} - 1}$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1) Έλεγχος σε διάτμηση (EC2 §6.2)

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

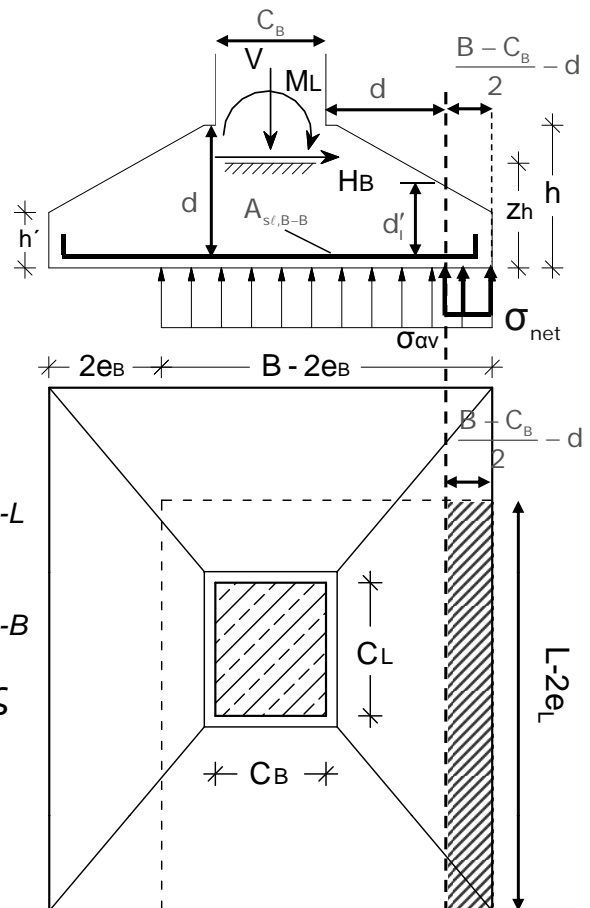
$$\text{Θα πρέπει } V_{Ed(I)} \leq V_{Rd,c(I)}, \quad V_{Ed(II)} \leq V_{Rd,c(II)}$$

$$V_{Ed(I)} = \sigma_{\text{net}} \cdot \left(\frac{B - C_B}{2} - d \right) \cdot (L - 2e_L) \quad \text{Διατομή παράλληλη με L-L}$$

$$V_{Ed(II)} = \sigma_{\text{net}} \cdot \left(\frac{L - C_L}{2} - d \right) \cdot (B - 2e_B) \quad \text{Διατομή παράλληλη με B-B}$$

Αν $V_{Ed} \leq 0$ δεν υπάρχει πρόβλημα διάτμησης στην συγκεκριμένη διεύθυνση

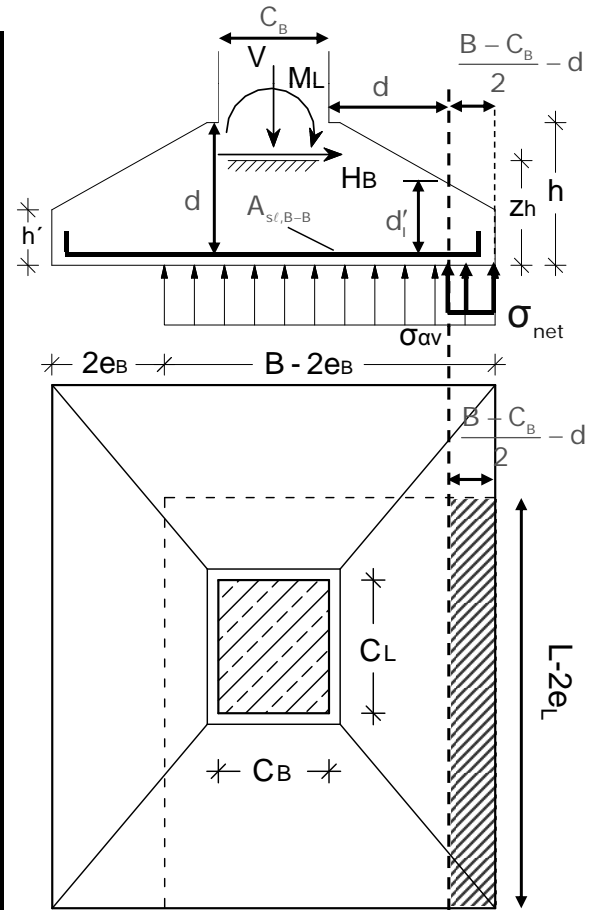
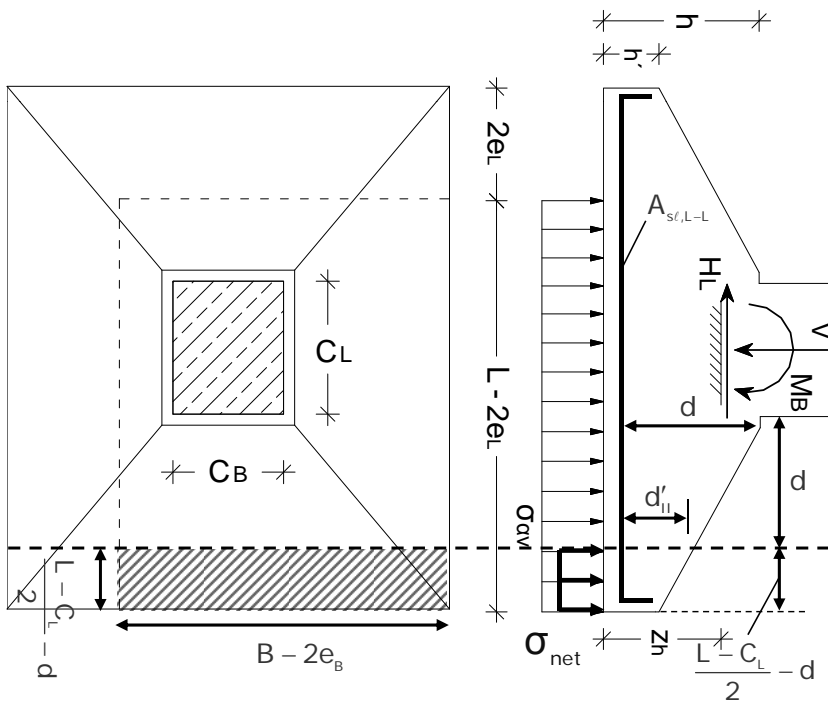
Οι δείκτες I και II αφορούν τις δυο διευθύνσεις στις οποίες γίνεται κάθε φορά ο υπολογισμός της κατακόρυφης τέμνουσας. Σημειώνεται ότι ο έλεγχος σε διάτμηση συνήθως δεν είναι κρίσιμος και συχνά σε πέδιλα διάστασης $< 1.50 \sim 1.80\text{m}$ αγνοείται.



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδρα)

- (Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1) Έλεγχος σε διάτμηση (EC2 §6.2)



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδρα)

- (Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1) Έλεγχος σε διάτμηση (EC2 §6.2)

$$V_{Rd,c(I)} \text{ (σε N)} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k_I \cdot (100 \cdot \rho'_{\ell,B-B} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d'_I \cdot L \\ v_{min,I} \cdot d'_I \cdot L \text{ (όπου } v_{min,I} = 0.035 \cdot k_I^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}) \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,c(II)} \text{ (σε N)} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k_{II} \cdot (100 \cdot \rho'_{\ell,L-L} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d'_{II} \cdot B \\ v_{min,II} \cdot d'_{II} \cdot B \text{ (όπου } v_{min,II} = 0.035 \cdot k_{II}^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}) \end{array} \right.$$

Στις παραπάνω σχέσεις f_{ck} σε MPa και διαστάσεις σε mm.

Κωνική διατομή

$$d'_I = (h' - c_{o\lambda}) + (h - h') \cdot \frac{B - C_B - 2d}{B - C_B - 0.1m}$$

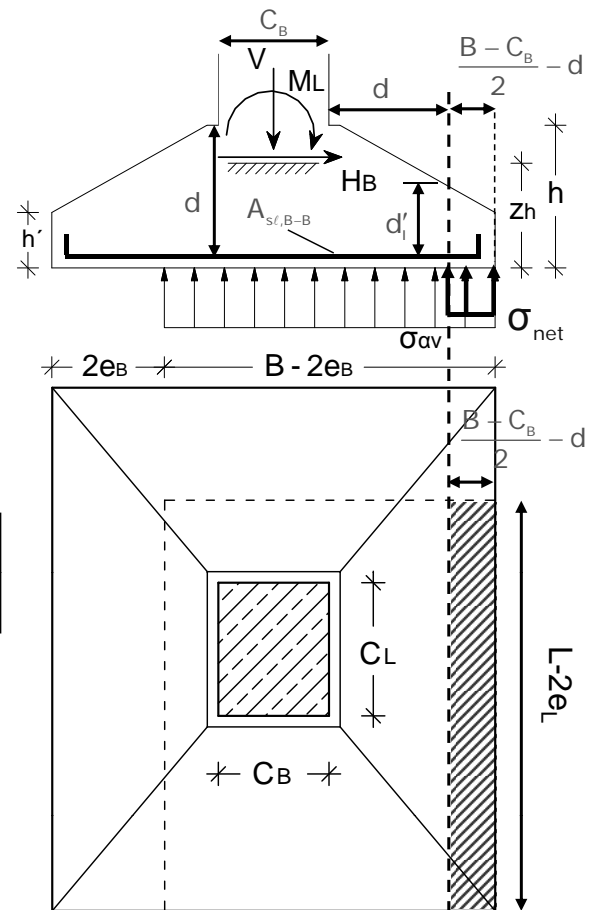
$$d'_{II} = (h' - c_{o\lambda}) + (h - h') \cdot \frac{L - C_L - 2d}{L - C_L - 0.1m}$$

Ορθογωνική διατομή
(θεμέλιο σταθερού ύψους)
 $d'_I = d'_{II} = d$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k_I = 1 + \sqrt{\frac{200}{d'_I}} \leq 2 \quad k_{II} = 1 + \sqrt{\frac{200}{d'_{II}}} \leq 2 \quad (\text{το } d' \text{ σε mm})$$

$$\rho'_{\ell,B-B} \approx \frac{A_{s\ell,B-B}}{L \cdot d'_I} \leq 0.02 \quad \rho'_{\ell,L-L} \approx \frac{A_{s\ell,L-L}}{B \cdot d'_{II}} \leq 0.02$$



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1) Έλεγχος σε διάτρηση βάσει EC2 (§6.4)

Απαιτείται έλεγχος σε δυο διατομές:

α) στην παρειά του υποστυλώματος

β) στη βασική περίμετρο ελέγχου (περιβάλλει το υποστυλωμα σε απόσταση μεταξύ $d \sim 2d$, στα θεμέλια επιλέγεται d βάσει §6.4.2(2))

Γ1α) Έλεγχος στην παρειά του υποστυλώματος EC2 §6.4.3(2)(a)

πρέπει: $V_{Ed,0} \leq V_{Rd,max}$

Αντοχή (EC2 §6.4.5(3), §6.2.2(6)):

$$V_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (f_{ck} \text{ σε MPa})$$

Ειδικά για τον έλεγχο σε διάτρηση δεν λαμβάνεται το IB εδάφους-επίχωσης, δηλ:

$$V_{oL} = 1.35V_G + 1.5V_Q$$

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

απομείωση V_{Ed} βάσει §6.4.3(8)

$$V_{Ed,0} = V_{oL} - \sigma_{μ\epsilon\sigma\eta} \cdot C_B \cdot C_L \quad \sigma_{μ\epsilon\sigma\eta} = \frac{V_{oL}}{B \cdot L}$$

$$u_0 = 2 \cdot C_B + 2 \cdot C_L$$

$$d_{eff,0} = \frac{d_{B-B} + d_{L-L}}{2} \approx d \quad \text{λόγω ελάχιστα διαφορετικού στατικού ύψους (άνω-κάτω στρώση οπλισμού)}$$

Προσεγγιστικά από 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

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

(Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1β) Έλεγχος σε διάτρηση βάσει EC2 (§6.4) στη βασική περίμετρο ελέγχου

EC2 §6.4.3(2)(b) πρέπει: $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$

Αν και ορίζεται βασική περίμετρος ελέγχου $2d$ (EC2 §6.4.4(2)) λόγω θεμελίου συνίσταται περίμετρος ελέγχου και σε απόσταση $< 2d$ (EC2 §6.4.2(2)).

Τελικά γίνονται έλεγχοι μεταξύ d και $2d$

Ένταση (EC2 §6.4.4(2)): $v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u \cdot d_{eff}}$

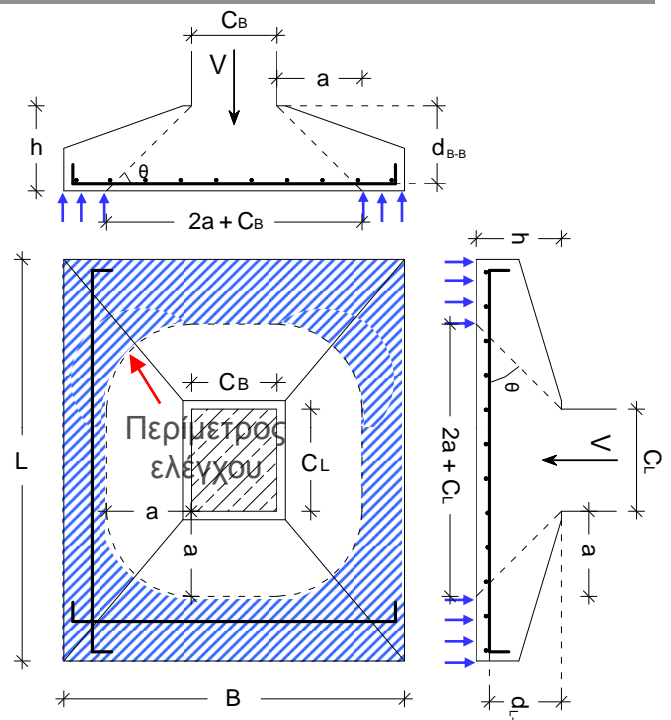
$$V_{Ed,red} = V_{oL} - \sigma_{μ\epsilon\sigma\eta} \cdot A_{control} \quad \sigma_{μ\epsilon\sigma\eta} = \frac{V_{oL}}{B \cdot L}$$

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

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

$$u = 2 \cdot (C_B + C_L) + 2 \cdot \pi \cdot a \quad \begin{matrix} a=d-2d \text{ ανάλογα} \\ \text{με τη θέση ελέγχου} \end{matrix}$$

$$d_{eff} = \frac{d_{B-B} + d_{L-L}}{2} \approx d \quad \begin{matrix} \text{Στατικό ύψος στην παρειά του στύλου} \\ \text{και όχι στη θέση ελέγχου (μέσος όρος} \\ \text{λόγω άνω-κάτω στρώσης οπλισμού)} \end{matrix}$$



Αν $C_B + 2a \geq B$ ή $C_L + 2a \geq L$ αλλάζουν τα A_{cont} u

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

- (Γ) Έλεγχος σώματος θεμελίωσης (STR):

Γ1β) Έλεγχος σε διάτρηση βάσει EC2 (§6.4) στη βασική περίμετρο ελέγχου

Αντοχή (EC2 §6.4.4(2)):

$$v_{Rd} \left(\sigma \in \frac{N}{mm^2} \right) = \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} \right.$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Στις παραπάνω σχέσεις f_{ck} σε MPa.

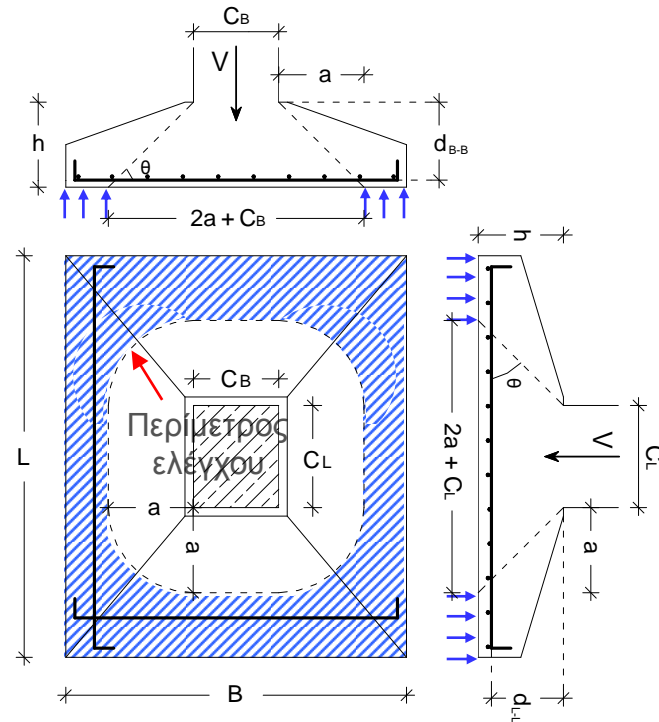
Τίθεται $a=d \sim 2d$ ανάλογα με τη θέση ελέγχου.

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

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

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

Προσεγγιστικά $d_{eff} = d_{L-L} = d_{B-B} = d$



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)



Εφαρμογή :

Εσωτερικός στύλος 40/40 με κατακόρυφα φορτία $G=470kN$ και $Q=300kN$ θεμελιώνεται κεντρικά σε βάθος 1m σε έδαφος με οριακή φέρουσα ικανότητα $q_u=290kPa$. Το πέδιλο είναι τετραγωνικό $B=L$, ορθογωνικής (και όχι κωνικής) διατομής ύψους 60cm, από σκυρόδεμα C20 και χάλυβα B500C. Να επιλεγούν οι διαστάσεις πεδίου και να γίνουν ο έλεγχος στατικής ισορροπίας και οι έλεγχοι κάμψης, διάτμησης και διάτρησης (συνολική επικάλυψη $c_{ολ}=9cm$).

Επίλυση :

Υπάρχει κεντρική φόρτιση (δεν υπάρχουν ροπές) και η κατασκευή του θεμελίου γίνεται κεντρικά, συνεπώς δεν αναπτύσσονται τυχόν εκκεντρότητες ($e_B=e_L=0$).

Εκλογή διαστάσεων πεδίου

Η εκλογή διαστάσεων γίνεται από τον έλεγχο σε φέρουσα ικανότητα του εδάφους, όπου πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$1.35 \cdot (V_G + V_{G'}) + 1.50 \cdot V_Q \leq \frac{q_u \cdot B' \cdot L'}{1.4}$$

Το πέδιλο είναι τετραγωνικό και οι εκκεντρότητες μηδενικές, άρα $B' = L' = B$

Το μικτό βάρος θεμελίου-επίχωσης ισούται: $V_{G'} = \gamma_{μ\epsilon\sigma\sigma} \cdot B \cdot L \cdot D_f = 21 \frac{kN}{m^3} \cdot B^2 \cdot 1m = 21 \cdot B^2$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδila)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Με αντικατάσταση των τιμών της φόρτισης και της οριακής φέρουσας ικανότητας προκύπτει:

$$1.35 \cdot (470 + 21 \cdot B^2) + 1.50 \cdot 300 \leq \frac{290 \cdot B^2}{1.4} \Rightarrow 634.5 + 28.35 \cdot B^2 + 450 \leq 207.14 \cdot B^2 \Rightarrow$$

$$1084.5 \leq 178.79 \cdot B^2 \Rightarrow B^2 \geq 6.066 \Rightarrow B \geq 2.46\text{m}$$

Τελικά επιλέγονται διαστάσεις πεδίου $B = L = 2.50\text{m}$.

Σημείωση: Όταν είναι άγνωστες οι διαστάσεις του πεδίου, συνήθως για τον υπολογισμό του V_G γίνεται μια αρχική υπόθεση ότι $B=2\text{m}$, ενώ μετά την προεκλογή διαστάσεων επαναλαμβάνεται ο έλεγχος σε φέρουσα ικανότητα με τις τελικές τιμές B, L (βλ. εργαστήρια 4-5). Εδώ, καθώς δεν υπάρχουν ροπές και εκκεντρότητες και η σχέση υπολογισμού απλοποιείται, ήταν δυνατό στον υπολογισμό του V_G οι διαστάσεις του πεδίου να τεθούν ως άγνωστες $B=L$.

Έλεγχος στατικής ισορροπίας (ανατροπή, ολίσθηση, άνωση)

Καθώς δεν υπάρχουν ροπές και οριζόντιες δυνάμεις δεν απαιτούνται οι έλεγχοι σε ανατροπή και ολίσθηση.

Επίσης, εφόσον δεν υπάρχει υπόγειος ορίζοντας, δεν απαιτείται έλεγχος σε άνωση (και να υπήρχε υπόγειος ορίζοντας, τα μεμονωμένα πέλδila δεν αντιμετωπίζουν πρόβλημα σε άνωση).

Συνεπώς δεν απαιτούνται αναλυτικά οι έλεγχοι στατικής ισορροπίας για το πέλδilo.

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδila)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σώματος θεμελίου (κάμψη, διάτμηση, διάτρηση)

Οι έλεγχοι σε κάμψη και διάτμηση γίνονται βάσει της καθαρής τάσης σ_{net}

Ο έλεγχος σε διάτρηση γίνεται βάσει της μέσης τάσης $\sigma_{\text{μέση}}$ που θα υπολογιστεί σε επόμενη διαφάνεια

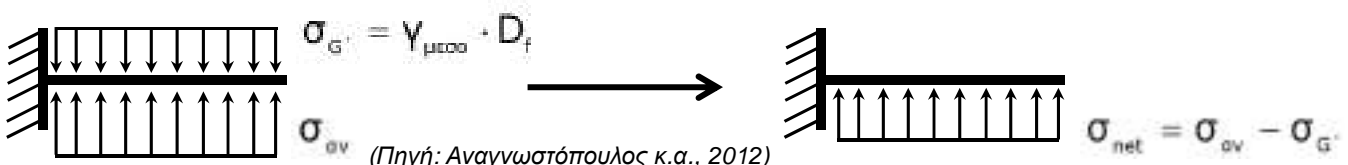
Υπολογισμός καθαρής τάσης εδάφους

$$V_{\text{ολ}} = 1.35V_G + 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \cdot 470 + 1.35 \cdot 131.25 + 1.5 \cdot 300 = 1261.69 \text{ kN}$$

$$\text{όπου: } V_G = \gamma_{\text{μσο}} \cdot B \cdot L \cdot D_f = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2.5\text{m} \cdot 2.5\text{m} \cdot 1\text{m} = 131.25 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{ov}} = \frac{V_{\text{ολ}}}{B' \cdot L'} = \frac{V_{\text{ολ}}}{(B - 2e_B)(L - 2e_L)} = \frac{V_{\text{ολ}}}{B \cdot L} = \frac{1261.69 \text{ kN}}{2.5\text{m} \cdot 2.5\text{m}} = 201.87 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{net}} = \sigma_{\text{ov}} - \gamma_{\text{μσο}} \cdot D_f = 201.87 \text{ kPa} - 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1\text{m} = 180.87 \text{ kPa}$$



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σε κάμψη (υπολογισμός οπλισμού)

Οπλισή στη διεύθυνση Β-Β:

$$M_{sd,L} = \frac{1}{2} \sigma_{net} (L - 2e_L) \left(\frac{B - C_B}{2} \right)^2 = \frac{1}{2} \cdot 180.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} (2.5\text{m} - 0) \left(\frac{2.5\text{m} - 0.4\text{m}}{2} \right)^2 = 249.26 \text{ kNm}$$

Για ορθογωνική διατομή:

$$\mu_{sd,L} = \frac{M_{sd,L}}{L \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{249.26 \text{ kNm}}{2.5\text{m} \cdot 0.51^2 \text{m}^2 \cdot \left(0.85 \cdot \frac{20000 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2} \right)} = 0.0338$$

όπου:

- στατικό ύψος $d = h - c_{ολ} = 0.60 - 0.09 = 0.51\text{m}$

- για έλεγχο σε κάμψη $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5}$

- καθώς δεν υπάρχουν εκκεντρότητες, δεν γίνεται προσαύξηση της τιμής $M_{sd,L}$ που υπολογίστηκε

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σε κάμψη (υπολογισμός οπλισμού)

Οπλισή στη διεύθυνση Β-Β:

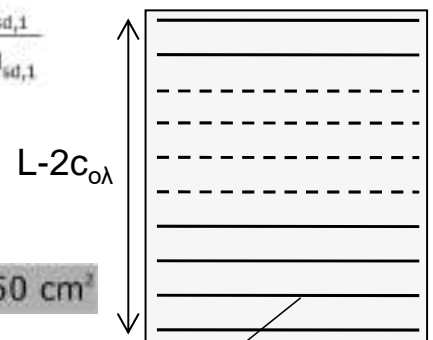
Γραμμική παρεμβολή:

μ_{sd}	ω
0.03	0.0306
0.04	0.0410

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

$$\omega = 0.0306 + (0.0410 - 0.0306) \frac{0.0338 - 0.03}{0.04 - 0.03} = 0.0346$$

$$A_{s,B-B} = \omega \cdot L \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0346 \cdot 250\text{cm} \cdot 51\text{cm} \cdot \frac{0.85 \cdot \frac{20000 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2}}{\frac{500000 \text{ kN}}{1.15 \text{ m}^2}} = 11.50 \text{ cm}^2$$



Ελάχιστος οπλισμός κάμψης πεδίου Β-Β:

Σύσταση από ΕΚΩΣ τουλάχιστο $\varnothing 12$ ανά max 15cm.

Άρα σε εγκάρσιο μήκος $L - 2c_{ολ} = 250\text{cm} - 18\text{cm}$ (μείον τις επικαλύψεις) απαιτούνται:

$$\frac{(250 - 18) \text{ cm}}{15 \text{ cm}} + 1 = 16.5 \quad \text{άρα τουλάχιστο 17 ράβδοι οπλισμού}$$

Επίσης $A_{s,B-Bmin} = \rho_{min} \cdot L \cdot d = 1.30\% \cdot (250 \cdot 51) \text{ cm}^2 = 16.58 \text{ cm}^2$ (τιμή ρ_{min} για C20)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σε κάμψη (υπολογισμός οπλισμού)

Όπλιση στη διεύθυνση B-B:

Απαιτούμενος οπλισμός (αναπτυσσόμενη ροπή): $A_{s,B-B} = 11.50 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης: $A_{s,B-Bmin} = 16.58 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος αριθμός ράβδων οπλισμού κατά B-B: 17 ράβδοι διαμέτρου $\geq \emptyset 12$

Διαδικασία επιλογής ράβδων οπλισμού κάμψης πεδίου:

- Πρώτα εξετάζεται αν αρκούν οι ελάχιστες 17 ράβδοι της μικρότερης διαμέτρου $\emptyset 12$

Είναι $17 \cdot 1.13 = 19.21 \text{ cm}^2 \geq 16.58 \text{ cm}^2$ αρκούν (ακόμη και αν γινόταν σπατάλη οπλισμού δεν μπορεί να τεθεί λιγότερος οπλισμός).

- Αν δεν αρκεί ο προηγούμενος οπλισμός θα εξεταζόταν οι ίδιες ράβδοι της επόμενης διαμέτρου ή περισσότερες ράβδοι διαμέτρου $\emptyset 12$.

Συνεπώς κατά B-B τοποθετούνται $17\emptyset 12$ ($17 \cdot 1.13 = 19.21 \text{ cm}^2$)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σε κάμψη (υπολογισμός οπλισμού)

Όπλιση στη διεύθυνση B-B:

Για ομοιόμορφη κατανομή οπλισμού θα πρέπει:

$$a_l = \frac{L - C_L}{2} \leq 2h \Leftrightarrow \frac{2.5\text{m} - 0.4\text{m}}{2} \leq 2 \cdot 0.6\text{m} \Leftrightarrow 1.05\text{m} \leq 1.2\text{m} \quad \text{Ισχύει}$$

Συνεπώς ο οπλισμός κάμψης κατανέμεται ομοιόμορφα στο θεμέλιο

Η τελική απόσταση μεταξύ των 17 ράβδων που τοποθετήθηκαν είναι:

$$s_{B-B} = \frac{L - 2c_{\text{ελ}}}{n_{\text{τοποθ},B-B} - 1} = \frac{(250 - 18) \text{ cm}}{17 - 1} = 14.50 \text{ cm}$$

Όπλιση στη διεύθυνση L-L:

Στην συγκεκριμένη άσκηση ισχύει $B=L$, $e_B=e_L$ και $C_B=C_L$ συνεπώς υπάρχει πλήρης συμμετρία στις δυο διευθύνσεις. Άρα η όπλιση στη διεύθυνση L-L θα έχει τα ίδια ακριβώς αποτελέσματα με την διαστασιολόγηση στη διεύθυνση B-B.

Συνεπώς και κατά L-L τοποθετούνται $17\emptyset 12$ ($17 \cdot 1.13 = 19.21 \text{ cm}^2$)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)



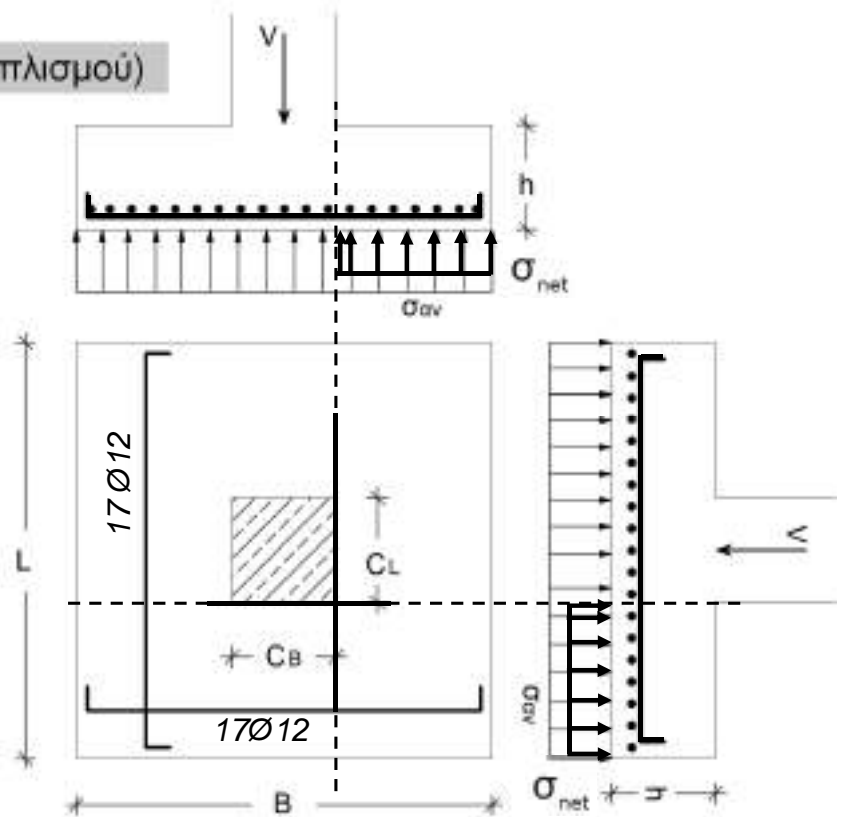
❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σε κάμψη (υπολογισμός οπλισμού)

Τελικά τοποθετήθηκε οπλισμός 17Ø12 (17·1.13=19.21cm²) τόσο στη διεύθυνση Β-Β όσο και στην L-L

Καθώς η τιμή μ_{sd} είναι αρκετά μικρότερη της τιμής 0.16 που προτείνεται για λόγους οικονομικού σχεδιασμού, το ύψος του πεδίλου θα μπορούσε να είναι και μικρότερο, όχι όμως μικρότερο των 50cm (ελάχιστο ύψος ορθογωνικού πεδίλου κατά ΕΚΩΣ).

Θα πρέπει κατά τον καθορισμό του απαιτούμενου ύψους πεδίλου να λαμβάνεται πάντα υπόψη ο έλεγχος σε διάτμηση ή διάτρηση (κυρίως στα θεμέλια κωνικής διατομής).



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σε διάτμηση

Θα πρέπει $V_{Ed(I)} \leq V_{Rd,c(I)}$, $V_{Ed(II)} \leq V_{Rd,c(II)}$ (Ένταση ≤ Αντοχή)

$$V_{Ed(I)} = \sigma_{net} \cdot \left(\frac{B - C_B}{2} - d \right) \cdot (L - 2e_L) = 180.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left(\frac{2.5 - 0.4}{2} - 0.51 \right) \text{m} \cdot (2.5 - 0) \text{m} = 244.17 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c(I)} \text{ (σε N)} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k_1 \cdot (100 \cdot \rho'_{l,B-B} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d'_1 \cdot L \\ v_{min,l} \cdot d'_1 \cdot L \text{ (όπου } v_{min,l} = 0.035 \cdot k_1^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}) \end{array} \right.$$

Στις σχέσεις το f_{ck} σε MPa και οι διαστάσεις σε mm.

Για σκυρόδεμα C20 $\rightarrow f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Ορθογωνική διατομή πεδίλου άρα $\rightarrow d'_1 = d = h - c_{nom} = 0.60 - 0.09 = 0.51 \text{ m}$

$$k_1 = 1 + \sqrt{\frac{200}{d'_1}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{510}} = 1.626 \leq 2.0 \quad (\text{αλλιώς θα θεωρούνταν } k_1 = 2)$$

$$\rho'_{l,B-B} \leq \frac{A_{s,l,B-B}}{L \cdot d'_1} \leq 0.02 \Leftrightarrow \rho'_{l,B-B} \leq \frac{19.21 \text{ cm}^2}{250 \text{ cm} \cdot 51 \text{ cm}} = 0.00151 \leq 0.02$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδila)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σε διάτμηση

Θα πρέπει $V_{Ed(I)} \leq V_{Rd,c(I)}$, $V_{Ed(II)} \leq V_{Rd,c(II)}$ (Ένταση \leq Αντοχή)

$$V_{Ed(I)} = \sigma_{net} \cdot \left(\frac{B - C_B}{2} - d \right) \cdot (L - 2e_L) = 180.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left(\frac{2.5 - 0.4}{2} - 0.51 \right) \text{m} \cdot (2.5 - 0) \text{m} = 244.17 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c(I)} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \cdot 1.626 \cdot (100 \cdot 0.00151 \cdot 20)^{3/4} \cdot 510 \cdot 2500 = 359595 \text{ N} = 359.60 \text{ kN} \\ 0.035 \cdot 1.626^{3/2} \cdot \sqrt{20} \cdot 510 \cdot 2500 = 413784 \text{ N} = 413.78 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Προκύπτει $V_{Ed(I)} = 244.17 \text{ kN} < V_{Rd,c(I)} = 413.78 \text{ kN}$

Συνεπώς το θεμέλιο δεν έχει πρόβλημα σε διάτμηση σε τομή I

Στο συγκεκριμένο πέλδilo ισχύει $B=L$, $C_B=C_L$, $e_B=e_L$ ενώ ο οπλισμός τοποθετήθηκε όμοια στις δυο διευθύνσεις. Συνεπώς ο έλεγχος διάτμησης στη θέση II δεν απαιτείται καθώς καταλήγει ακριβώς στα ίδια αποτελέσματα.

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδila)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σε διάτμηση στην παρειά του στύλου

Θα πρέπει $V_{Ed,0} \leq V_{Rd,max}$

Αντοχή (EC2 §6.4.5(3), §6.2.2(6)): $V_{Rd,max} = 0.5 \cdot v \cdot f_{ct}$

$$v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ct}}{250} \right) = 0.6 \left(1 - \frac{20}{250} \right) = 0.552 \quad \text{άρα} \quad V_{Rd,max} = 0.5 \cdot 0.552 \cdot \frac{20000 \text{ kPa}}{1.5} = 3680 \text{ kPa}$$

Ένταση: $V_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,0}}{u_0 \cdot d_{eff,0}}$ $\beta=1.15$ για εσωτερικό στύλο

Για ελέγχους σώματος θεμελίωσης:

$$V_{o1} = 1.35 \cdot V_G + 1.5 \cdot V_Q = 1084.5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,0} = V_{o1} - \sigma_{μεση} \cdot C_B \cdot C_L = 1084.5 - 173.52 \cdot 0.4 \cdot 0.4 = 1056.74 \text{ kN}$$

όπου: $\sigma_{μεση} = \frac{V_{o1}}{B \cdot L} = \frac{1084.5 \text{ kN}}{2.5 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m}} = 173.52 \text{ kPa}$

Προκύπτει $V_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,0}}{u_0 \cdot d_{eff,0}} = \frac{1.15 \cdot 1056.74 \text{ kN}}{1.6 \text{ m} \cdot 0.51 \text{ m}} = 1489.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

ακόμη:

$$u_0 = 2 \cdot C_B + 2 \cdot C_L = 1.6 \text{ m}$$

$$d_{eff,0} = \frac{d_{B-B} + d_{L-L}}{2} = 0.51 \text{ m}$$

Τελικά $V_{Ed,0} = 1489.28 \text{ kPa} \leq V_{Rd,max} = 3680 \text{ kPa}$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδια)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σε διάτρηση στη βασική περίμετρο ελέγχου (απόσταση $a=d \sim 2d$ από παρειά)

Θα πρέπει $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$

Ενδεικτικά έλεγχος για απόσταση $a=d=0.51m$

(κανονικά πρέπει να βρεθεί η δυσμενέστερη απόσταση a)

Αντοχή EC2 §6.4.4(2):

$$v_{Rd} = \max \left\{ \begin{aligned} &C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{tk})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} = 0.12 \cdot 1.626 \cdot (100 \cdot 0.00151 \cdot 20)^{1/3} \cdot \frac{2d}{d} = 0.564 \frac{N}{mm^2} = 564kPa \\ &v_{min} \cdot \frac{2d}{a} = 0.035 \cdot k^{1/2} \cdot \sqrt{f_{tk}} \cdot \frac{2d}{d} = 0.035 \cdot 1.626^{1/2} \cdot \sqrt{20} \cdot 2 = 0.649 \frac{N}{mm^2} = 649kPa \end{aligned} \right.$$

όπου: $d_{eff} \square 0.51m$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{510}} = 1.626 \leq 2.0$ $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$

$$\rho = \sqrt{\frac{A_{s,B-B}}{L \cdot d_{B-B}} \cdot \frac{A_{s,L-L}}{B \cdot d_{L-L}}} = \sqrt{\frac{19.21}{250 \cdot 51} \cdot \frac{19.21}{250 \cdot 51}} = 0.00151 \leq 0.02$$

Ένταση: $v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u \cdot d_{eff}} = \frac{1.15 \cdot 773.90 \text{ kN}}{4.80m \cdot 0.51m} = 363.56 \frac{kN}{m^2}$

Τελικά
 $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$
 $363.56kPa \leq 649.00kPa$

$$V_{Ed,red} = V_{oL} - \sigma_{μωση} \cdot A_{control} = 1084.5kN - 173.52 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.79m^2 = 773.90kN$$

όπου: $u = 2 \cdot (C_B + C_L) + 2 \cdot n \cdot a = 4.80m$ $A_{control} = C_L \cdot (C_B + 2a) + 2 \cdot C_B \cdot a + n \cdot a^2 = 1.79m^2$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέλδια)

• Πέλδια με κατασκευαστική εκκενρότητα:

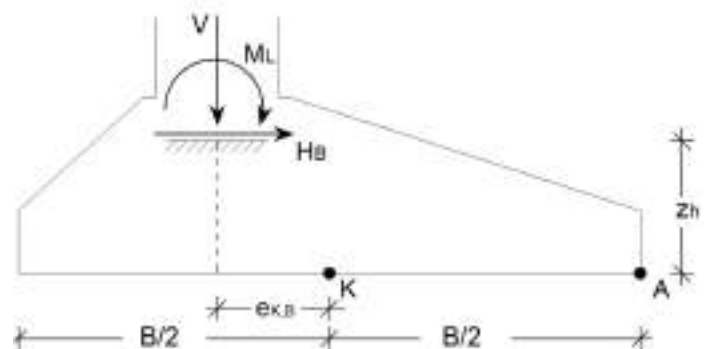
Στην περίπτωση κατασκευαστικής εκκενρότητας μεταβάλλεται η συνολική εκκενρότητα e ανά διεύθυνση ως εξής:

$$M_{L,oL} = M_L + H_B \cdot z_h - V \cdot e_{K,B}$$

Οπότε: $e_B = \frac{M_{L,oL}}{V}$

$$M_{B,oL} = M_B + H_L \cdot z_h - V \cdot e_{K,L}$$

Οπότε: $e_L = \frac{M_{B,oL}}{V}$



Με κατάλληλη επιλογή του e_K είναι δυνατό να μηδενιστεί η τελική τιμή της συνολικής εκκενρότητας e (δηλαδή της M_{oL})

ΠΡΟΣΟΧΗ: Τα πρόσημα στις παραπάνω σχέσεις αναφέρονται στη φορά των δυνάμεων-ροπών στο ενδεικτικό σχήμα

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

- Πέδιλα με κατασκευαστική εκκενρότητα:

Έλεγχος σε κάμψη

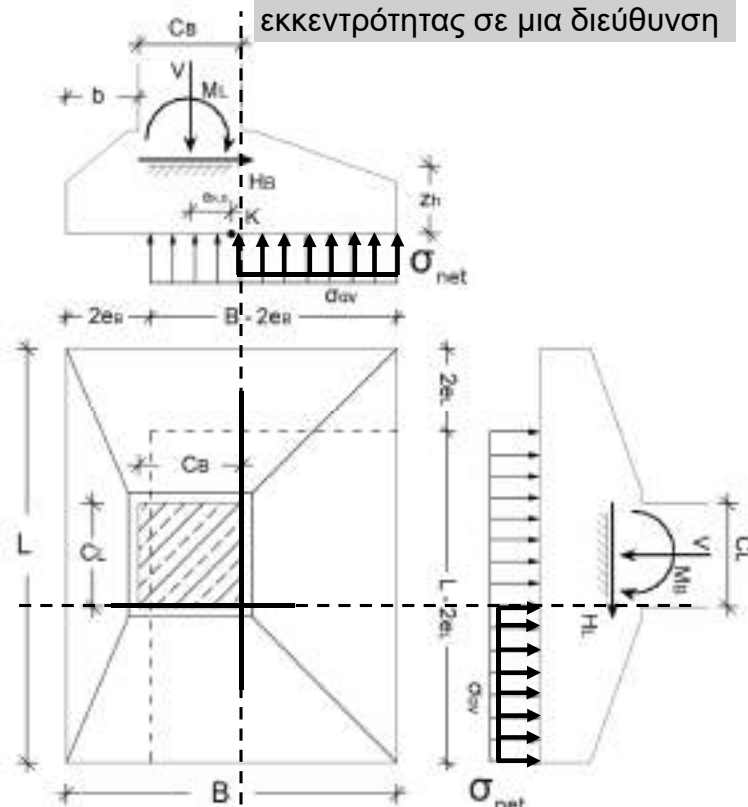
Η ροπή κάμψης για την διαστασιολόγηση του θεμελίου με κατασκευαστική εκκενρότητα υπολογίζεται με βάση την καθαρή τάση στην παρειά του στύλου, όμοια με την περίπτωση κεντρικού πεδίου:

$$\sigma_{net} = \sigma_{ov} - \sigma_G \Rightarrow$$

$$\sigma_{net} = \frac{V_{αλ}}{(B - 2e_B)(L - 2e_L)} - \gamma_{μσοο} \cdot D_f$$

Στη διεθνή βιβλιογραφία αναφέρεται πως η ροπή μπορεί να ληφθεί σε απόσταση $0.15C_B$ και $0.15C_L$ πιο μέσα από την παρειά του στύλου.

Το σχήμα είναι ενδεικτικό και αφορά θεμέλιο κατασκευαστικής εκκενρότητας σε μια διεύθυνση

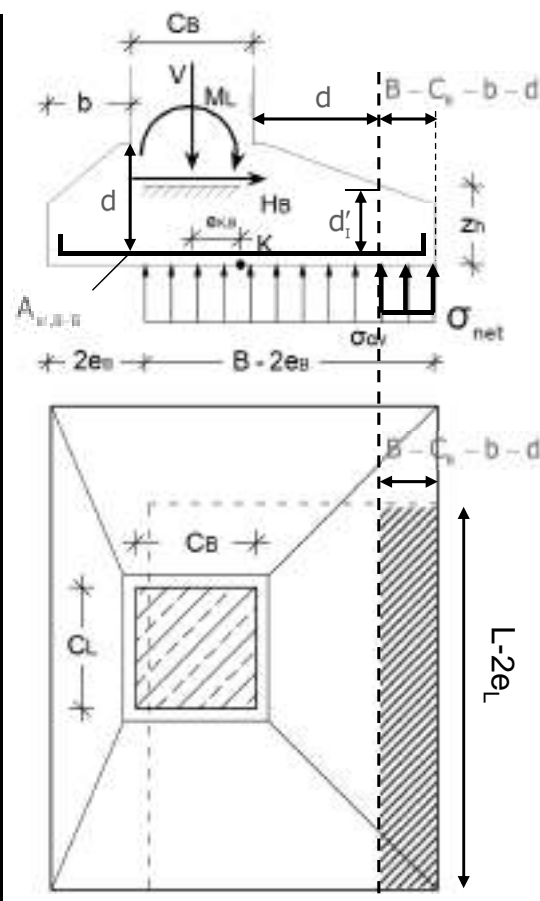
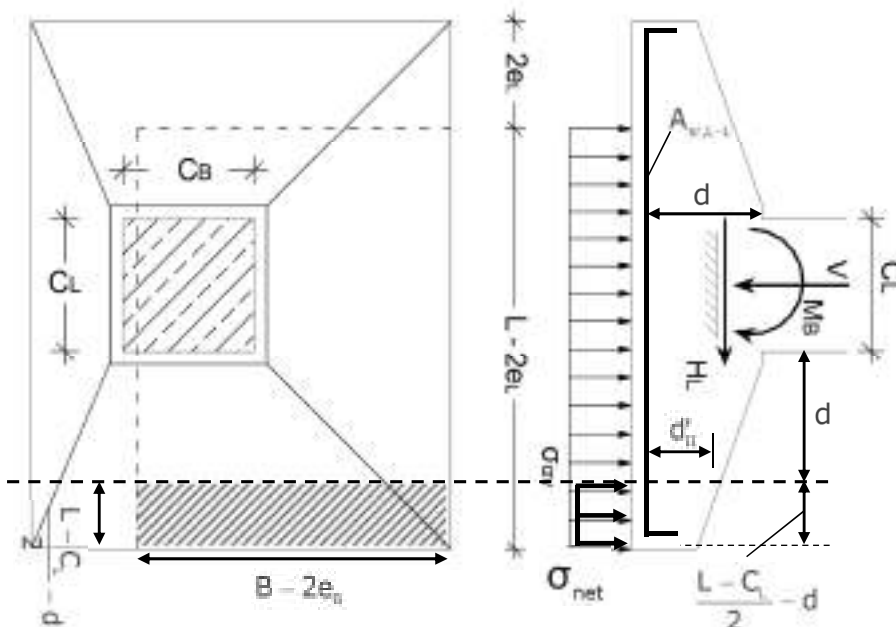


Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

- Πέδιλα με κατασκευαστική εκκενρότητα:

Έλεγχος σε διάτμηση

ΠΡΟΣΟΧΗ: Τα σχήματα είναι ενδεικτικά και αφορούν θεμέλιο κατασκευαστικής εκκενρότητας σε μια διεύθυνση



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (μεμονωμένα πέδιλα)

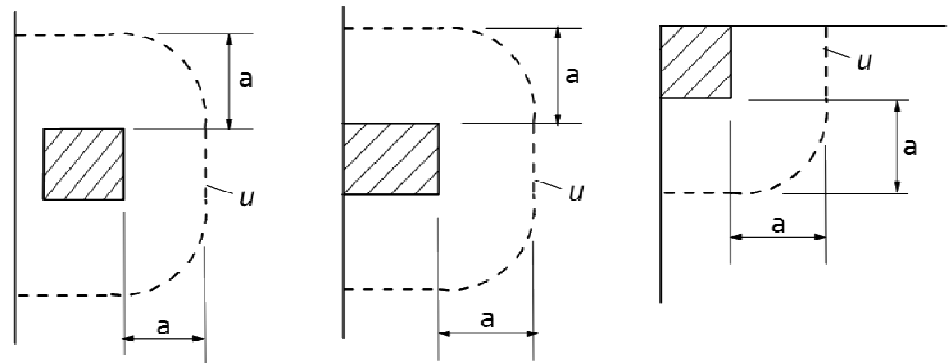
- Πέδιλα με κατασκευαστική εκκεντρότητα:

Έλεγχος σε διάτρηση

Ο έλεγχος βάσει του EC2 γίνεται κατά μήκος της κρίσιμης διατομής που περιβάλλει το υποστύλωμα σε απόσταση $a=d-2d$

Στην περίπτωση κατασκευαστικής εκκεντρότητας είναι πιθανό η διατομή ελέγχου να βρίσκεται εκτός του σώματος θεμελίου σε κάποια διεύθυνση (αυτό δεν αποκλείεται και στα κεντρικά πέδιλα σπανιότερα)

Όταν συμβαίνει αυτό τροποποιείται ο υπολογισμός της περιμέτρου και του εμβαδού ελέγχου καθώς μεταβάλλεται η περιοχή φόρτισης του θεμελίου



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

- Συνδετήριες δοκοί (EC8 §5.8.2):

Η ύπαρξη των συνδετήριων δοκών σε θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα είναι απαραίτητη για την εξασφάλιση της μονολιθικότητας της θεμελίωσης.

Το κάτω πέλμα των συνδετήριων δοκών διατάσσεται σε στάθμη κάτω από την άνω στάθμη των πεδίων (EC8 §5.8.2(1)P)

Ελάχιστες διαστάσεις (EC2 §5.8.2(3)):

Για $n \leq 3$ ορόφους: ελάχ. διαστάσεις 25/40

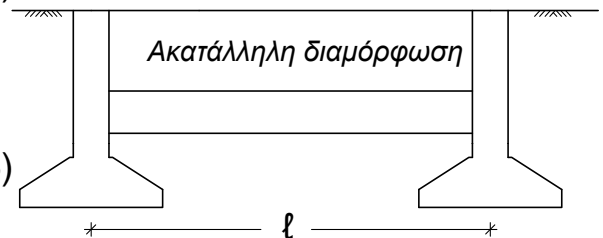
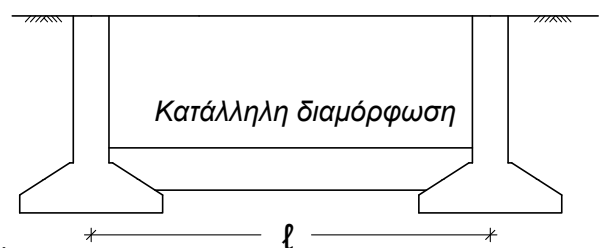
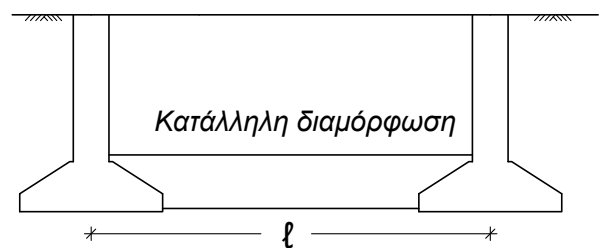
Διαμήκης: 0.4% άνω και κάτω (περίπου 3Ø14)

Συνδετήρες: Ø10/20cm (από ΕΚΩΣ)

Για $n \geq 4$ ορόφους: ελάχ. διαστάσεις 25/60

Διαμήκης: 0.4% άνω και κάτω (περίπου 3Ø16)

Συνδετήρες: Ø10/15cm (από ΕΚΩΣ)

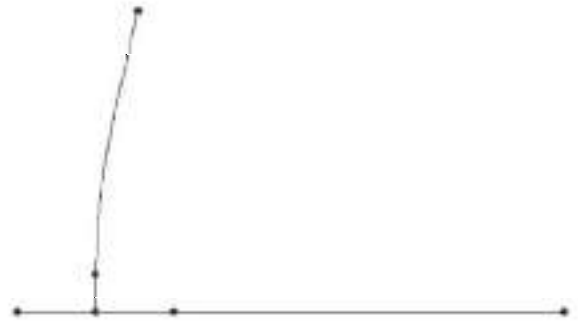
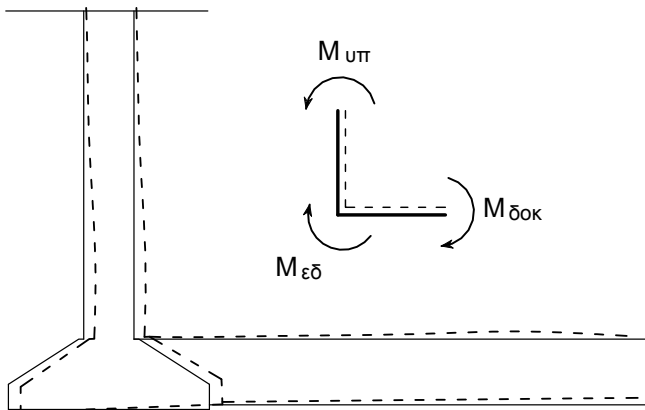


Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

• Συνδετήριες δοκοί:

Η συνδετήρια δοκός παραλαμβάνει τμήμα της συνολικής ροπής που έρχεται στο θεμέλιο από το υποστύλωμα

Η συνολική ροπή τελικά διαμοιράζεται σε υποστύλωμα, έδαφος και συνδετήρια δοκό, ανάλογα με την σχετική δυσκαμψία τους $D_{\text{υπ}}$, $D_{\text{εδ}}$, $D_{\text{δοκ}}$



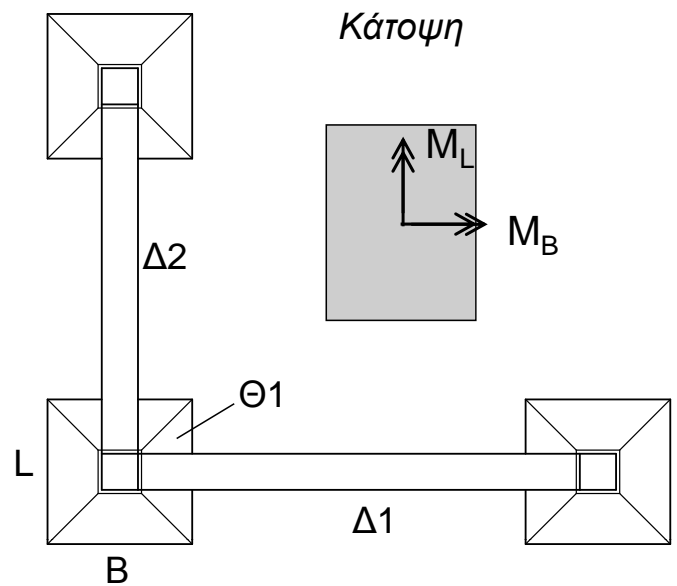
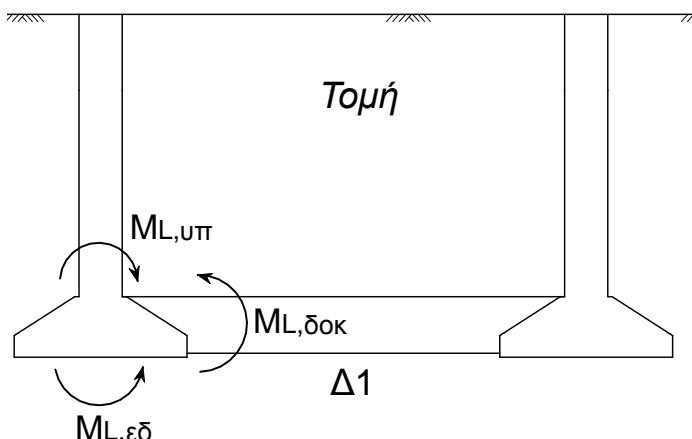
Διαφορά ενδόσιμου εδάφους - πάκτωσης

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

• Συνδετήριες δοκοί:

Η συνδετήρια δοκός παραλαμβάνει τμήμα της συνολικής ροπής που έρχεται στο θεμέλιο από το υποστύλωμα

Η συνολική ροπή τελικά διαμοιράζεται σε υποστύλωμα, έδαφος και συνδετήρια δοκό, ανάλογα με την σχετική δυσκαμψία τους $D_{\text{υπ}}$, $D_{\text{εδ}}$, $D_{\text{δοκ}}$



Στο σχήμα για το θεμέλιο Θ_1

- η Δ_1 παραλαμβάνει τμήμα της ροπής M_L
- η Δ_2 παραλαμβάνει τμήμα της ροπής M_B

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

• Συνδετήριες δοκοί:

Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας για το υποστύλωμα ($D_{\text{υπ}}$), το έδαφος ($D_{\text{εδ}}$) και την συνδετήρια δοκό ($D_{\text{δοκ}}$) γίνεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

Δυσκαμψία υποστυλώματος $D_{\text{υπ}}$

Θα πρέπει να ληφθεί υπόψη πως αφορά το σύνθετο δομικό στοιχείο στύλου-θεμελίου, δηλαδή η διατομή δεν είναι σταθερή σε όλο το μήκος του στοιχείου

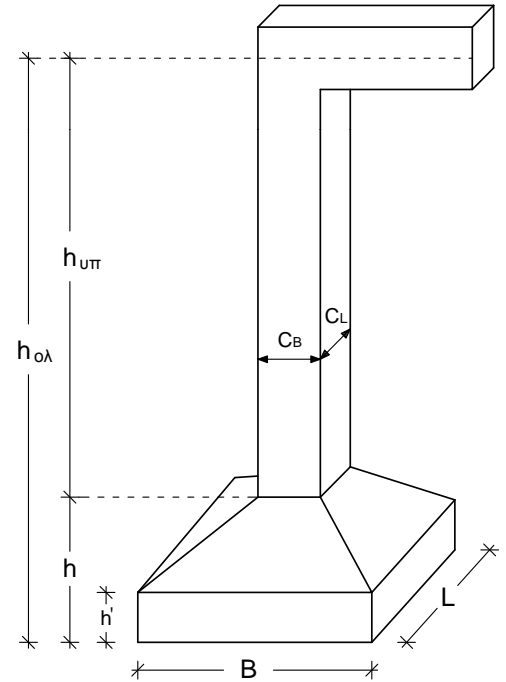
$$D_{\text{υπ}} = \lambda \cdot \frac{E_c \cdot I_{\text{υπ}}}{h_{\text{ολ}}} \quad (\text{διαφορετικό γύρω από } B \text{ και } L)$$

Το λ προσδιορίζεται από πίνακες βάσει $\frac{h}{h_{\text{ολ}}}$, $\frac{I_{\text{υπ}}}{I_{\text{πεδ}}}$

Η ροπή αδρανείας γύρω από άξονες B, L δίνεται:

$$I_{\text{υπ},L} = \frac{C_B^3 \cdot C_L}{12} \quad I_{\text{πεδ},L} = \frac{B^3 \cdot L}{12} \quad \text{για } D_{\text{υπ},L} \quad (\text{κατανομή της } M_L)$$

$$I_{\text{υπ},B} = \frac{C_B \cdot C_L^3}{12} \quad I_{\text{πεδ},B} = \frac{B \cdot L^3}{12} \quad \text{για } D_{\text{υπ},B} \quad (\text{κατανομή της } M_B)$$



(Αναγνωστόπουλος κ.α. 1994, επανασχεδιασμένο)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

• Συνδετήριες δοκοί:

Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας για το υποστύλωμα ($D_{\text{υπ}}$), το έδαφος ($D_{\text{εδ}}$) και την συνδετήρια δοκό ($D_{\text{δοκ}}$) γίνεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

Δυσκαμψία υποστυλώματος $D_{\text{υπ}}$

Συντελεστές λ για τον υπολογισμό της σύνθετης δυσκαμψίας στύλου-πεδίου

$h/h_{\text{ολ}}$	$I_{\text{υπ}}/I_{\text{πεδ}}$												
	0.00	0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.08	0.10	0.20	0.30	0.50
0.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
0.05	1.91	4.81	4.78	4.73	4.70	4.68	4.65	4.63	4.60	4.57	4.45	4.36	4.23
0.10	6.09	5.82	5.74	5.63	5.55	5.48	5.43	5.38	5.29	5.22	4.94	4.75	4.46
0.15	7.64	7.10	6.94	6.73	6.57	6.45	6.35	6.25	6.09	5.96	5.48	5.15	4.69
0.20	9.69	8.73	8.44	8.07	7.81	7.60	7.43	7.28	7.01	6.80	6.05	5.56	4.91
0.25	12.44	10.81	10.33	9.73	9.30	8.97	8.69	8.45	8.05	7.73	6.65	5.98	5.12
0.30	16.21	13.49	12.72	11.75	11.09	10.58	10.17	9.81	9.22	8.77	7.27	6.39	5.32
0.35	21.45	16.97	15.73	14.22	13.22	12.47	11.86	11.35	10.52	9.79	7.91	6.80	5.51
0.40	28.89	21.51	19.54	17.22	15.74	14.64	13.78	13.07	11.94	11.09	8.54	7.19	5.68
0.45	39.73	27.44	24.33	20.83	18.66	17.11	15.91	14.95	13.44	12.34	9.16	7.56	5.84
0.50	56.00	35.22	30.34	25.09	22.00	19.86	18.24	19.96	15.02	13.61	9.76	7.91	5.98

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

• Συνδετήριες δοκοί:

Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας για το υποστύλωμα ($D_{\text{υπ}}$), το έδαφος ($D_{\text{εδ}}$) και την συνδετήρια δοκό ($D_{\text{δοκ}}$) γίνεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

Δυσκαμψία συνδετήριας δοκού $D_{\text{δοκ}}$

Σε κάθε περίπτωση η δυσκαμψία της συνδετήριας δοκού δίνεται

$$D_{\text{δοκ}} = 4 \cdot \frac{E_C \cdot I_{\text{δοκ}}}{l_{\text{δοκ}}} \quad \text{με} \quad I_{\text{δοκ}} = \frac{b_{\text{δοκ}} \cdot h_{\text{δοκ}}^3}{12}$$

όπου:

$l_{\text{δοκ}}$ το μήκος της συνδετήριας δοκού (από κέντρο σε κέντρο θεμελίου)

E_C το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$b_{\text{δοκ}}, h_{\text{δοκ}}$ οι διαστάσεις (πλάτος και ύψος) της διατομής της συνδετήριας δοκού

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

• Συνδετήριες δοκοί:

Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας για το υποστύλωμα ($D_{\text{υπ}}$), το έδαφος ($D_{\text{εδ}}$) και την συνδετήρια δοκό ($D_{\text{δοκ}}$) γίνεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

Δυσκαμψία εδάφους $D_{\text{εδ}}$

Η δυσκαμψία του εδάφους αντικατοπτρίζει την αντίσταση στη στροφή του πεδίου λόγω της εφαρμοζόμενης ροπής. Απλοποιητικά μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση (DIN 4019 όπως αναφέρεται στους Αναγνωστόπουλο κ.α. 1994):

$$D_{\text{εδ,L}} = 3.14 \cdot \frac{E_S \cdot I_{\text{πεδ,L}}}{B} \quad D_{\text{εδ,B}} = 3.14 \cdot \frac{E_S \cdot I_{\text{πεδ,B}}}{L}$$

όπου

$I_{\text{πεδ,L}}, I_{\text{πεδ,B}}$ ροπή αδράνειας θεμελίου γύρω από άξονα (βλ. προηγούμενες διαφάνειες)

E_S το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους

L, B οι διαστάσεις του θεμελίου ($L \geq B$)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

• Συνδετήριες δοκοί:

Κατανομή συνολικής ροπής

Η κατανομή της συνολικής ροπής $M_{ολ}$ σε υποστύλωμα, έδαφος και συνδετήρια δοκό γίνεται βάσει της δυσκαμψία τους σύμφωνα με τις σχέσεις:

Ροπή M_L (γύρω από άξονα L)

$$M_{υπ,L} = \frac{D_{υπ,L}}{D_{υπ,L} + D_{εδ,L} + D_{δοκ}} \cdot M_{ολ,L}$$

$$M_{εδ,L} = \frac{D_{εδ,L}}{D_{υπ,L} + D_{εδ,L} + D_{δοκ}} \cdot M_{ολ,L}$$

$$M_{δοκ} = \frac{D_{δοκ}}{D_{υπ,L} + D_{εδ,L} + D_{δοκ}} \cdot M_{ολ,L}$$

(Οι παραπάνω σχέσεις ισχύουν όταν υπάρχει συνδετήρια δοκός παράλληλη με την διάσταση B)

Ροπή M_B (γύρω από άξονα B)

$$M_{υπ,B} = \frac{D_{υπ,B}}{D_{υπ,B} + D_{εδ,B} + D_{δοκ}} \cdot M_{ολ,B}$$

$$M_{εδ,B} = \frac{D_{εδ,B}}{D_{υπ,B} + D_{εδ,B} + D_{δοκ}} \cdot M_{ολ,B}$$

$$M_{δοκ} = \frac{D_{δοκ}}{D_{υπ,B} + D_{εδ,B} + D_{δοκ}} \cdot M_{ολ,B}$$

(Οι παραπάνω σχέσεις ισχύουν όταν υπάρχει συνδετήρια δοκός παράλληλη με την διάσταση L)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

• Συνδετήριες δοκοί:

Διαστασιολόγηση δοκού σε κάμψη:

Στη συνέχεια η συνδετήρια δοκός διαστασιολογείται βάσει της ροπής $M_{δοκ}$ που υπολογίστηκε.

$$\mu_{sd,δοκ} = \frac{M_{sd,δοκ}}{b_{δοκ} \cdot d_{δοκ}^2 \cdot f_{cd}}$$

Στις παρακάτω σχέσεις τα b , d αφορούν το πλάτος και το στατικό ύψος της συνδετήριας δοκού

Απαίτηση μόνο εφελκόμενου οπλισμού (επιθυμητή λύση):

$$\text{Αν } \mu_{sd} \leq \mu_{lim} \text{ τότε } A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \text{ (συσχέτιση } \mu_{sd} - \omega \text{ από σελ. 3.54)}$$

Απαίτηση εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού:

Αν $\mu_{sd} > \mu_{lim}$ τότε εφελκόμενος και θλιβόμενος οπλισμός

$$\text{εφελκόμενος οπλισμός } A_{s1} = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \text{ (συσχέτιση } \mu_{sd} - \omega_1 - \omega_2 \text{ στη σελ. 3.90)}$$

$$\text{θλιβόμενος οπλισμός } A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

• Συνδετήριες δοκοί:

Διαστασιολόγηση δοκού σε κάμψη:

Ελάχιστος και μέγιστος οπλισμός συνδετήριας δοκού (συνίσταται min Ø12)

Ελάχιστος οπλισμός

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

Από τον EC8 §5.8.2(5) (Εθνικό προσάρτημα) προκύπτει τιμή $\rho_{min}=0.4\%$ τόσο στην άνω όσο και στην κάτω ίνα της συνδετήριας δοκού

Μέγιστος οπλισμός

$$A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

(ρ_{max} στον δίπλα πίνακα)

Μέγιστα ποσοστά (%) εφελκόμενου οπλισμού στις κρίσιμες περιοχές δοκών												
Υλικό		C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
ρ_{min}	ΚΠΜ	5.97	7.47	9.34	11.20	13.07	14.94	16.80	18.67	20.54	22.40	26.14
	ΚΠΥ	3.80	4.75	5.93	7.12	8.31	9.49	10.68	11.87	13.05	14.24	16.61

Θεωρήθηκαν $\rho' = \rho_{max}/2$, $\epsilon_{sy,d}=2.174\%$, $\mu_{\phi}=6.8$ (ΚΠΜ) ή 10.7 (ΚΠΥ) και χάλυβα B500C

Σημείωση: Στον EC δεν αναφέρεται με σαφήνεια συγκεκριμένη τιμή μέγιστου οπλισμού για συνδετήριες δοκοί.

Βάσει των τελευταίων κανονισμών χρησιμοποιείται μόνο κατηγορία χάλυβα B500C που αφορά τις τιμές του παραπάνω πίνακα.

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

• Συνδετήριες δοκοί:

Διαστασιολόγηση δοκού σε κάμψη:

συσχέτιση $\mu_{sd} - \omega_1 - \omega_2$ (όταν $\mu_{sd} > \mu_{lim}$)

Στον δίπλα πίνακα γίνεται η συσχέτιση $\mu_{sd}-\omega$ για την περίπτωση απαίτησης εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού ταυτόχρονα ($\mu_{sd} > \mu_{lim}$).

Η συσχέτιση $\mu_{sd}-\omega$ για απαίτησης μόνο εφελκόμενου οπλισμού γίνεται στον πίνακα της σελ. 3.54 ($\mu_{sd} \leq \mu_{lim}$).

μ_{sd}	ω_1	ω_2	$\xi=x/d$	$\zeta=z/d$	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)
0.30	0.3670	0.004	0.810	0.450	3.500	4.278
0.32	0.3870	0.025				
0.34	0.4080	0.045				
0.36	0.4280	0.066				
0.38	0.4490	0.086				
0.40	0.4690	0.107				
0.42	0.4900	0.128				
0.44	0.5100	0.148				
0.46	0.5310	0.169				
0.48	0.5510	0.190				
0.50	0.5720	0.210				
0.52	0.5920	0.231				
0.54	0.6130	0.251				
0.56	0.6330	0.272				
0.58	0.6540	0.293				
0.60	0.6740	0.313				
0.62	0.6950	0.334				
0.64	0.7160	0.355				
0.66	0.7360	0.375				
0.68	0.7570	0.396				
0.70	0.7770	0.416				

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

• Συνδετήριες δοκοί:

Διαστασιολόγηση δοκού σε κάμψη:

Στον δίπλα πίνακα φαίνεται ο μέγιστος αριθμός ράβδων οπλισμού που χωράει σε μια στρώση σε δοκό πλάτους b (cm)

Πίνακας 6.5: Μέγιστος αριθμός ράβδων οπλισμού σε πλάτος b

Πλάτος Δοκού (b) cm	Διάμετροι σε mm											
	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32
10	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1
15	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2
20		5	4	4	4	4	3	3	3	2	2	2
22		5	5	5	4	4	4	3	3	3	3	3
24		6	6	5	5	5	4	4	4	3	3	3
26		7	6	6	5	5	5	4	4	4	3	3
28		7	7	6	6	6	5	5	4	4	4	4
30		8	7	7	6	6	6	5	5	4	4	4
32		8	8	7	7	7	6	6	5	5	4	4
34		9	8	8	8	7	6	6	5	5	5	4
36		10	9	9	8	8	7	6	6	5	5	5
38			10	9	9	8	7	7	6	6	5	5
40				10	9	9	8	7	7	6	6	5
42					10	9	8	8	7	7	6	6
44						10	9	8	7	7	6	6
46							9	8	8	7	7	6
48							10	9	8	8	7	7
50								9	9	8	7	7

(Πίνακας από Ζαράρης και Παπαγιάννη, 1997)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)

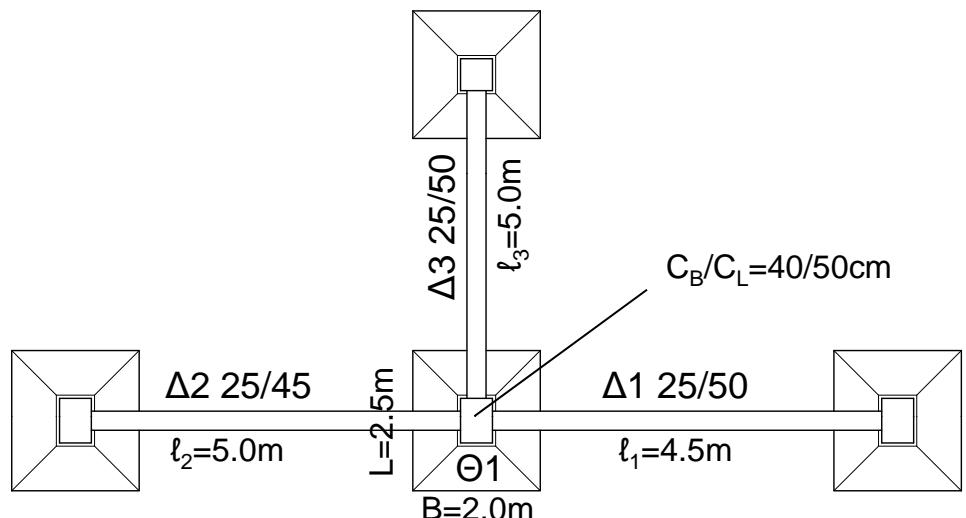


❖ Εφαρμογή :

Αν οι συνολικές ροπές από την ανωδομή που αντιστοιχούν στο θεμέλιο $\Theta 1$ του σχήματος ισούνται με $M_L=430kNm$ και $M_B=350kNm$ ($1.35G+1.5Q$), να γίνει η κατανομή τους σε υποστύλωμα, έδαφος και συνδετήριες δοκοί. Στη συνέχεια να διαστασιολογηθεί η δοκός $\Delta 1$ σε κάμψη στο αριστερό της άκρο, τοποθετώντας τον ίδιο οπλισμό στην άνω και κάτω ίνα της ($c_{ολ}=5cm$). Δίνεται ύψος θεμελίου $0.90m$ ενώ το ύψος του στύλου είναι $4.5m$ έως τη στάθμη θεμελίωσης. Μέτρα ελαστικότητας σκυροδέματος $E_c=2.9 \cdot 10^7$ kPa και εδάφους $E_s=40000$ kPa, C20-B500C, ΚΓΜ.

Επίλυση :

Θα πρέπει αρχικά να υπολογιστούν οι δυσκαμψίες του στύλου, του εδάφους και των συνδετήριων δοκών. Σημειώνεται πως κατά τη διεύθυνση Β-Β υπάρχουν 2 συνδετήριες δοκοί.



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Δυσκαμψία υποστυλώματος $D_{\text{υπ}}$

Η δυσκαμψία του υποστυλώματος θα υπολογιστεί ως δυσκαμψία του σύνθετου στοιχείου στύλου-θεμελίου με βάση τις σχέσεις:

Για κατανομή της M_L

$$D_{\text{υπ,L}} = \lambda_L \cdot \frac{E_C \cdot I_{\text{υπ,L}}}{h_{\text{ολ}}}$$

Για κατανομή της M_B

$$D_{\text{υπ,B}} = \lambda_B \cdot \frac{E_C \cdot I_{\text{υπ,B}}}{h_{\text{ολ}}}$$

Ροπή αδρανείας γύρω από L

$$I_{\text{υπ,L}} = \frac{C_B^3 \cdot C_L}{12} = \frac{0.4^3 \cdot 0.5}{12} = 0.00267 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{πεδ,L}} = \frac{B^3 \cdot L}{12} = \frac{2.0^3 \cdot 2.5}{12} = 1.667 \text{ m}^4$$

Ροπή αδρανείας γύρω από B

$$I_{\text{υπ,B}} = \frac{C_B \cdot C_L^3}{12} = \frac{0.4 \cdot 0.5^3}{12} = 0.00417 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{πεδ,B}} = \frac{B \cdot L^3}{12} = \frac{2.0 \cdot 2.5^3}{12} = 2.604 \text{ m}^4$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Δυσκαμψία υποστυλώματος $D_{\text{υπ}}$

Το λ στις σχέσεις υπολογίζεται από πίνακες σύμφωνα με τα παρακάτω:

Υπολογισμός λ_L

$$\frac{h}{h_{\text{ολ}}} = \frac{0.9}{4.5} = 0.20 \quad \frac{I_{\text{υπ,L}}}{I_{\text{πεδ,L}}} = \frac{0.00267}{1.667} = 0.0016$$

Γραμμική παρεμβολή:

$I_{\text{υπ,L}}/I_{\text{πεδ,L}}$	0.00	0.005
λ_L	9.69	8.73

$$\lambda_L = 9.69 + (8.73 - 9.69) \frac{0.0016 - 0.00}{0.005 - 0.00} = 9.383$$

$$D_{\text{υπ,L}} = \lambda_L \cdot \frac{E_C \cdot I_{\text{υπ,L}}}{h_{\text{ολ}}} = 9.383 \cdot \frac{2.9 \cdot 10^7 \text{ kPa} \cdot 0.00267 \text{ m}^4}{4.5 \text{ m}} = 161450 \text{ kNm}$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Δυσκαμψία υποστυλώματος $D_{\text{υπ}}$

Το λ στις σχέσεις υπολογίζεται από πίνακες σύμφωνα με τα παρακάτω:

Υπολογισμός λ_B

$$\frac{h}{h_{\text{ολ}}} = \frac{0.9}{4.5} = 0.20$$

$$\frac{I_{\text{υπ},B}}{I_{\text{πεδ},B}} = \frac{0.00417}{2.604} = 0.0016$$

Κατά σύμπτωση προκύπτει ίδια τιμή με την άλλη διεύθυνση

Γραμμική παρεμβολή:	$I_{\text{υπ},B}/I_{\text{πεδ},B}$	0.00	0.005
	λ_B	9.69	8.73

$$\lambda_B = 9.69 + (8.73 - 9.69) \frac{0.0016 - 0.00}{0.005 - 0.00} = 9.383$$

$$D_{\text{υπ},B} = \lambda_B \cdot \frac{E_C \cdot I_{\text{υπ},B}}{h_{\text{ολ}}} = 9.383 \cdot \frac{2.9 \cdot 10^7 \text{ kPa} \cdot 0.00417 \text{ m}^4}{4.5 \text{ m}} = 252152 \text{ kNm}$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Δυσκαμψία εδάφους $D_{\text{εδ}}$

Η δυσκαμψία του εδάφους υπολογίζεται:

$$D_{\text{εδ},L} = 3.14 \cdot \frac{E_S \cdot I_{\text{πεδ},L}}{B} = 3.14 \cdot \frac{40000 \text{ kPa} \cdot 1.667 \text{ m}^4}{2.0 \text{ m}} = 104688 \text{ kNm}$$

$$D_{\text{εδ},B} = 3.14 \cdot \frac{E_S \cdot I_{\text{πεδ},B}}{L} = 3.14 \cdot \frac{40000 \text{ kPa} \cdot 2.604 \text{ m}^4}{2.5 \text{ m}} = 130825 \text{ kNm}$$

Δυσκαμψία συνδετήριων δοκών $D_{\text{δοκ}}$

Η δυσκαμψία των συνδετήριων δοκών υπολογίζεται:

$$I_{\text{δοκ},\Delta 1} = \frac{0.25 \cdot 0.5^3}{12} = 0.00260 \text{ m}^4 \quad D_{\text{δοκ},\Delta 1} = 4 \cdot \frac{2.9 \cdot 10^7 \text{ kPa} \cdot 0.0026 \text{ m}^4}{4.5 \text{ m}} = 67022 \text{ kNm}$$

$$I_{\text{δοκ},\Delta 2} = \frac{0.25 \cdot 0.45^3}{12} = 0.00190 \text{ m}^4 \quad D_{\text{δοκ},\Delta 2} = 4 \cdot \frac{2.9 \cdot 10^7 \text{ kPa} \cdot 0.0019 \text{ m}^4}{5.0 \text{ m}} = 44080 \text{ kNm}$$

$$I_{\text{δοκ},\Delta 3} = \frac{0.25 \cdot 0.5^3}{12} = 0.00260 \text{ m}^4 \quad D_{\text{δοκ},\Delta 3} = 4 \cdot \frac{2.9 \cdot 10^7 \text{ kPa} \cdot 0.0026 \text{ m}^4}{5.0 \text{ m}} = 60320 \text{ kNm}$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Κατανομή συνολικής ροπής M_L

Τελικά η κατανομή της συνολικής ροπής M_L γίνεται ως εξής:

$$\Sigma D_L = D_{\text{υπ},L} + D_{\text{εδ},L} + D_{\text{δοκ},\Delta 1} + D_{\text{δοκ},\Delta 2} = 161450 + 104688 + 67022 + 44080 = 377240 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{υπ},L} = \frac{D_{\text{υπ},L}}{\Sigma D_L} \cdot M_{\text{ολ},L} = \frac{161450 \text{ kNm}}{377240 \text{ kNm}} \cdot 430 \text{ kNm} = 184.03 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{εδ},L} = \frac{D_{\text{εδ},L}}{\Sigma D_L} \cdot M_{\text{ολ},L} = \frac{104688 \text{ kNm}}{377240 \text{ kNm}} \cdot 430 \text{ kNm} = 119.33 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{δοκ},\Delta 1} = \frac{D_{\text{δοκ},\Delta 1}}{\Sigma D_L} \cdot M_{\text{ολ},L} = \frac{67022 \text{ kNm}}{377240 \text{ kNm}} \cdot 430 \text{ kNm} = 76.40 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{δοκ},\Delta 2} = \frac{D_{\text{δοκ},\Delta 2}}{\Sigma D_L} \cdot M_{\text{ολ},L} = \frac{44080 \text{ kNm}}{377240 \text{ kNm}} \cdot 430 \text{ kNm} = 50.24 \text{ kNm}$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Κατανομή συνολικής ροπής M_B

Ακόμη η κατανομή της συνολικής ροπής M_B γίνεται ως εξής:

$$\Sigma D_B = D_{\text{υπ},B} + D_{\text{εδ},B} + D_{\text{δοκ},\Delta 3} = 252152 + 130825 + 60320 = 443296 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{υπ},B} = \frac{D_{\text{υπ},B}}{\Sigma D_B} \cdot M_{\text{ολ},B} = \frac{252152 \text{ kNm}}{443296 \text{ kNm}} \cdot 350 \text{ kNm} = 199.08 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{εδ},B} = \frac{D_{\text{εδ},B}}{\Sigma D_B} \cdot M_{\text{ολ},B} = \frac{130825 \text{ kNm}}{443296 \text{ kNm}} \cdot 350 \text{ kNm} = 103.29 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{δοκ},\Delta 3} = \frac{D_{\text{δοκ},\Delta 3}}{\Sigma D_B} \cdot M_{\text{ολ},B} = \frac{60320 \text{ kNm}}{443296 \text{ kNm}} \cdot 350 \text{ kNm} = 47.63 \text{ kNm}$$

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (συνδετήριες δοκοί)



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση συνδετήριας δοκού Δ1 σε κάμψη στο αριστερά άκρο (C20-B500C)

Η διαστασιολόγηση γίνεται με την ροπή που υπολογίστηκε ότι αντιστοιχεί στην συνδετήρια δοκό και είναι ίση με 76.40 kNm. Η συνολική επικάλυψη δίνεται $c_{ολ}=5cm$.

$$\mu_{sd,δοκ} = \frac{M_{sd,δοκ}}{b_{δοκ} \cdot d_{δοκ}^2 \cdot f_{cd}} = \frac{76.40 \text{ kNm}}{0.25m \cdot 0.45^2 m^2 \cdot \left(0.85 \cdot \frac{20000 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2}\right)} = 0.133 \leq \mu_{lim} = 0.296$$

Συνεπώς υπάρχει απαίτηση μόνο εφελκόμενου οπλισμού.

Από σελ. 3.24 προκύπτει: $\omega = 0.1401 + (0.1519 - 0.1401) \frac{0.133 - 0.13}{0.14 - 0.13} = 0.1436$

Οπότε $A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.1436 \cdot 25cm \cdot 45cm \cdot \frac{0.85 \cdot \frac{20000}{1.5} \text{ kPa}}{\frac{500000}{1.15} \text{ kPa}} = 4.21 \text{ cm}^2$

$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.4\% \cdot 25cm \cdot 45cm = 4.50 \text{ cm}^2$

$A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d = 7.47\% \cdot 25cm \cdot 45cm = 8.40 \text{ cm}^2$

Τοποθετούνται σε άνω και κάτω ίνα 3Ø 14 (4.62cm²)

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (πεδιλοδοκοί)

• Πεδιλοδοκοί – Σχάρες πεδιλοδοκών:

Αποτελούν έναν τρόπο ομαδικής θεμελίωσης υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων, των οποίων οι άξονες βρίσκονται περίπου σε ευθεία γραμμή.

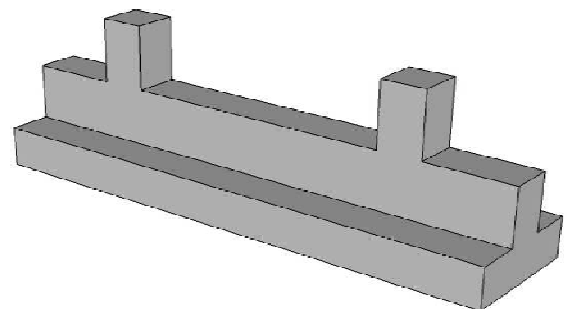
Λόγω της σημαντικής τους δυσκαμψίας εξομαλύνουν και ομοιομορφοποιούν την κατανομή των τάσεων της ανωδομής στο έδαφος, ενώ παράλληλα «δένουν» την θεμελίωση οδηγώντας σε ενιαία απόκριση,

Οι χρήσεις τους είναι απαραίτητη στις εξής περιπτώσεις:

α) Όταν αναμένονται σημαντικές συνολικές ή διαφορικές καθιζήσεις είτε λόγω ποιότητας εδάφους είτε λόγω πολύ διαφορετικού φορτίου υποστυλωμάτων.

β) Όταν οι ελεύθερες αποστάσεις μεταξύ μεμονωμένων πεδίων είναι αρκετά μειωμένες, οδηγώντας σε μεγάλη ένταση τμήματα του εδάφους θεμελίωσης.

γ) Όταν η θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα είναι αντιοικονομική

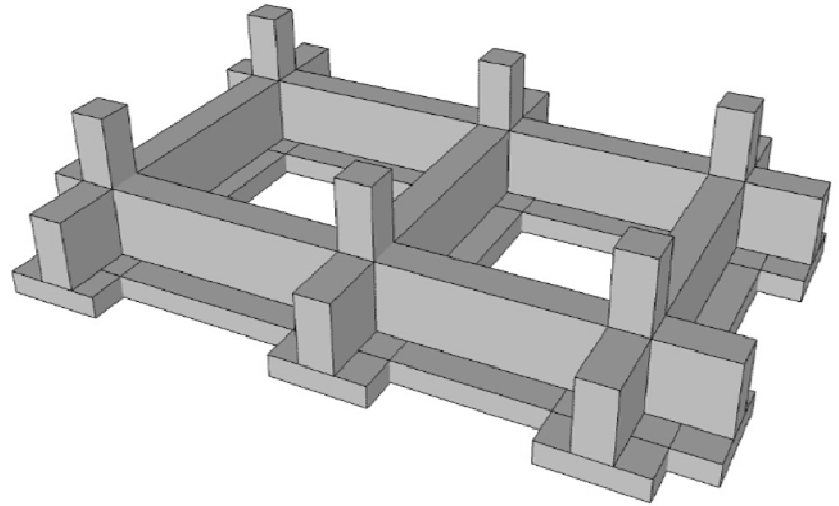


Επιφανειακές Θεμελιώσεις (πεδילוδοκοί)

• Πεδילוδοκοί – Σχάρες πεδילוδοκών:

Στη σημερινή κατασκευαστική πρακτική είναι ο πλέον συνηθής τύπος επιφανειακής θεμελίωσης και χρησιμοποιείται σε μεγάλο αριθμό ψηλών ή και χαμηλότερων κτιρίων, ακόμα και όταν δεν συντρέχουν οι λόγοι που προαναφέρθηκαν.

Η διατομή των πεδילוδοκών είναι συνήθως ανεστραμμένου T και η διάταξη τους συχνά σε μορφή σχάρας πεδילוδοκών σε δυο διευθύνσεις.

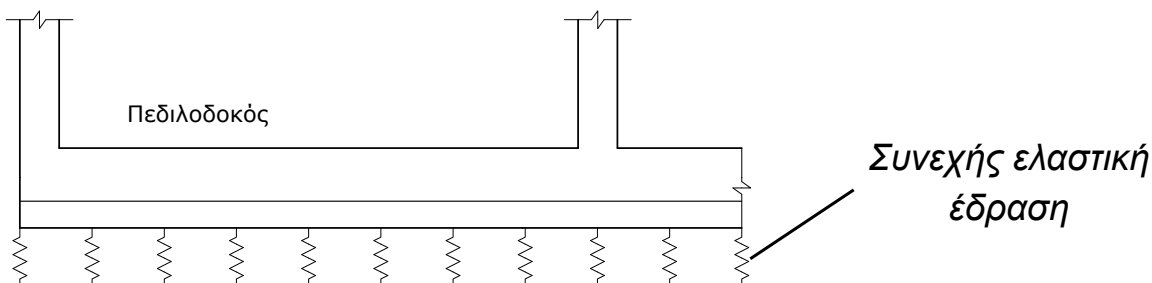
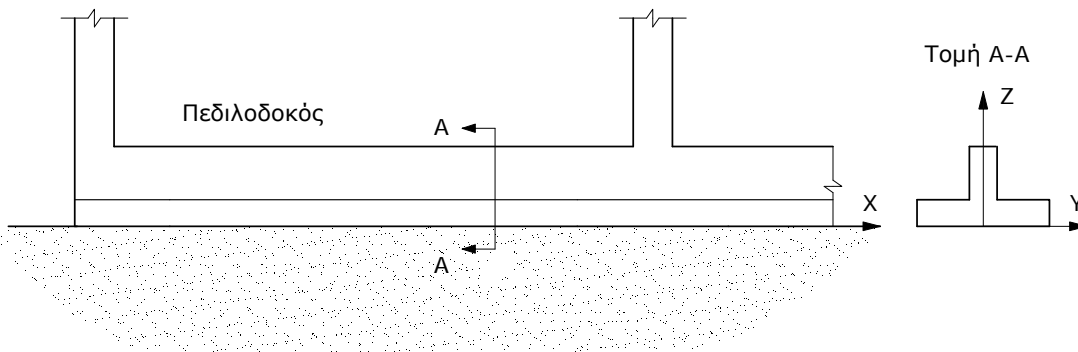


Η επίλυση των πεδילוδοκών με απλοποιητικές σχέσεις δεν δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα λόγω της έντονης ανακατανομής των εντατικών μεγεθών και της αλληλεπίδρασης με το έδαφος

Επιφανειακές Θεμελιώσεις (πεδילוδοκοί)

• Πεδילוδοκοί – Σχάρες πεδילוδοκών:

Η επίλυση των πεδילוδοκών γίνεται σε πρόγραμμα Η/Υ θεωρώντας συνεχή ελαστική έδραση στο έδαφος (προσέγγιση Winkler με σειρά ελατηριακών σταθερών).



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (Κοιτοστρώσεις)

• Κοιτοστρώσεις:

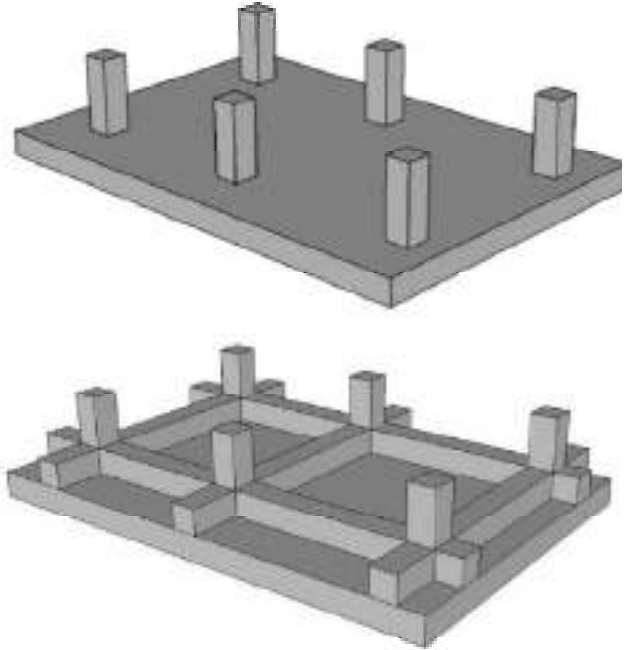
Είναι ενιαίες πλάκες θεμελίωσης που φέρουν κάθετα στο επίπεδό τους τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία του κτιρίου

Διακρίνονται σε:

- γενικές κοιτοστρώσεις (καταλαμβάνουν όλη την έκταση της θεμελίωσης)
- τοπικές κοιτοστρώσεις (περιλαμβάνουν τμήμα μόνο των φερόντων στοιχείων, π.χ. περιοχή πυρήνα κλιμακοστασίου)

Συναντώνται σε διάφορες μορφές (Αναγνωστόπουλος κ.α. 1994):

- α) Με απευθείας έδραση των στύλων-τοιχωμάτων πάνω στην πλάκα θεμελίωσης
- β) Με ύπαρξη δοκών ενίσχυσης πάνω από το επίπεδο της πλάκας θεμελίωσης
- γ) Με ύπαρξη δοκών ενίσχυσης κάτω από το επίπεδο της πλάκας θεμελίωσης (επίτευξη επιπέδου δαπέδου υπογείου)



Επιφανειακές Θεμελιώσεις (Κοιτοστρώσεις)

• Κοιτοστρώσεις:

Οι κοιτοστρώσεις χρησιμοποιούνται σε περιπτώσεις πολύ χαλαρού εδάφους θεμελίωσης και ταυτόχρονα σημαντικών φορτίων ανωδομής, ιδιαίτερα όταν η κατανομή των φορτίων δεν είναι ομοιόμορφη οπότε γίνονται πιθανές διαφορικές καθιζήσεις.

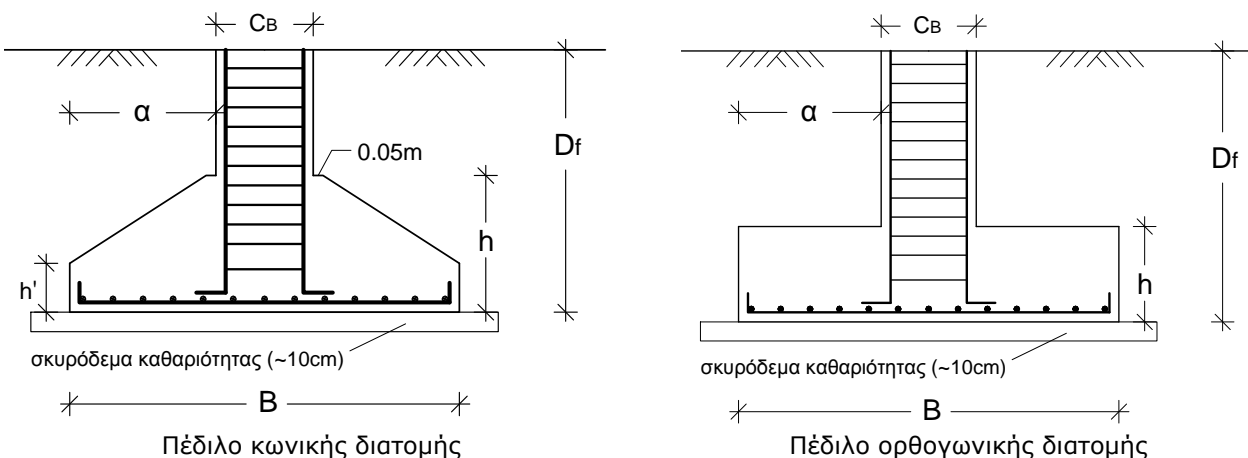
Πλεονεκτήματα κοιτοστρώσεων:

- α) Μεγάλη ασφάλεια από πλευράς φέρουσας ικανότητας
- β) Μικρές αναμενόμενες καθιζήσεις και μείωση διαφορικών καθιζήσεων
- γ) Αύξηση των επιτρεπόμενων καθιζήσεων (λόγω της ομοιόμορφης συμπεριφοράς στη θεμελίωση μπορεί να επιτραπεί μεγαλύτερη τιμή καθίζησης δίχως εμφάνιση προβλημάτων στην ανωδομή σε σχέση με άλλους τύπους θεμελίωσης)
- δ) Πολύ καλή αντισεισμική συμπεριφορά (ενιαία απόκριση θεμελίωσης)

Η ανάλυση πρακτικά άκαμπτης κοιτόστρωσης γίνεται θεωρώντας τη ως ένα μεγάλο θεμέλιο διαστάσεων $B \times L$. Σε κοιτοστρώσεις μικρότερης δυσκαμψίας απαιτείται η χρήση Η/Υ.

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 $A_{s,min} \geq \begin{cases} \rho_{min} \cdot \text{στατ.διατομη πεδίου (κωνικά)} \\ \rho_{min} \cdot B \cdot d \text{ ή } \rho_{min} \cdot L \cdot d \text{ (ορθογωνικά)} \end{cases}$ (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)

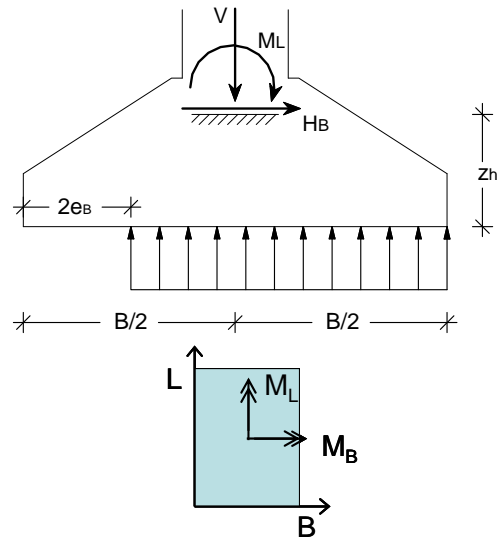
$$M_{B,ολ} = M_{B,G} + M_{B,Q} \pm H_{L,G}Z_h \pm H_{L,Q}Z_h$$

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

- 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):

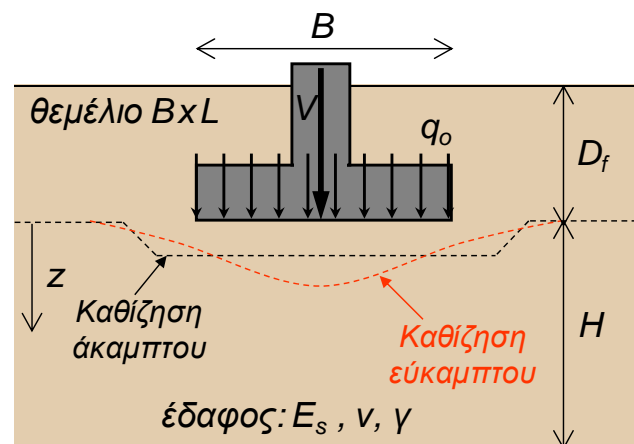
Πρέπει οι αναπτυσσόμενες απόλυτες και διαφορικές καθιζήσεις να μην υπερβαίνουν κάποια μέγιστα όρια. Ο υπολογισμός των καθιζήσεων γίνεται για επιφόρτιση:

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

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

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

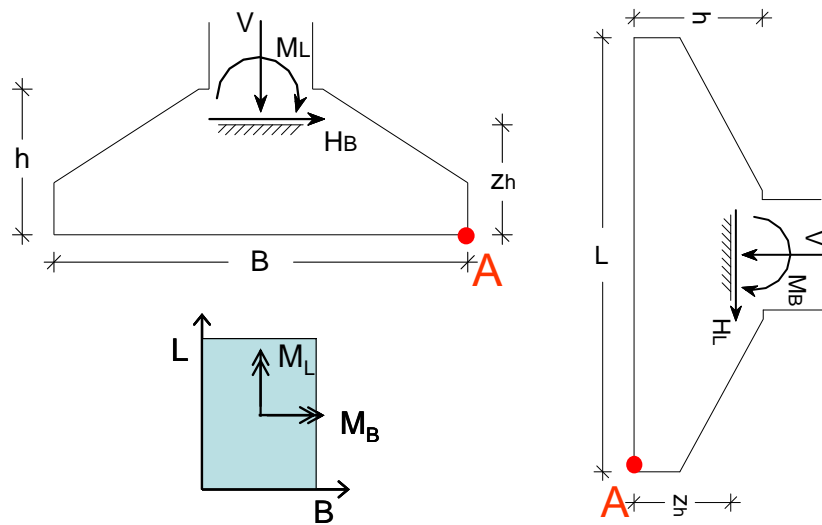
$\sigma'_{v,Df}$ ίδιο βάρος του εδάφους της επίχωσης



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 δεξιά 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)

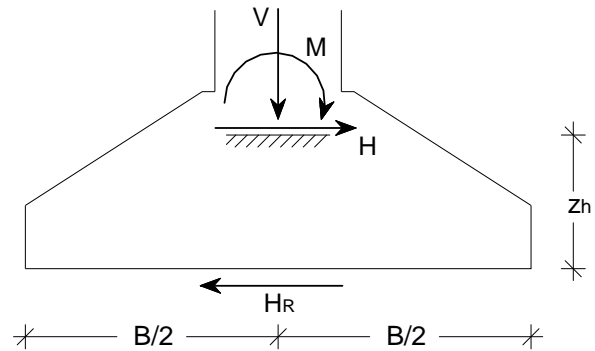
- Αν η οριζόντια δύναμη H_L προκαλεί ροπή ίδιας φοράς με τη ροπή M_B του στύλου, προστίθεται στο αριστερά μέρος της σχέσης ο όρος $1.1 \cdot H_{L,G} \cdot z_h + 1.5 \cdot H_{L,Q} \cdot z_h$
- Αν η οριζόντια δύναμη H_L προκαλεί ροπή αντίθετης φοράς με τη ροπή M_B του στύλου, προστίθεται στο δεξιά μέρος 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 υποστρώματος 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 υποστρώματος 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 υποστρώματος έχουν ίδια φορά μεταξύ τους για φορτία G και Q. Το ίδιο θεωρείται και για τις τέμνουσες του υποστρώματος.

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):

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

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:
 - δ=φ για χυτά επί τόπου πέδιλα (φ η γωνία τριβής του εδάφους)
 - δ=(2/3)φ για προκατασκευασμένα πέδιλα
- Το μικτό βάρος θεμελίου-επίχωσης υπολογίζεται ως $V_G = \gamma_{μσο} \cdot B \cdot L \cdot D_f$ με $\gamma_{μσο} \approx 21 \text{ kN/m}^3$.
- 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):

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

Πρέπει κατά B-B: $1.35 \cdot H_{B,G} + 1.50 \cdot H_{B,Q} \leq \frac{1}{1.10} \cdot A_c \cdot c_u$, 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.

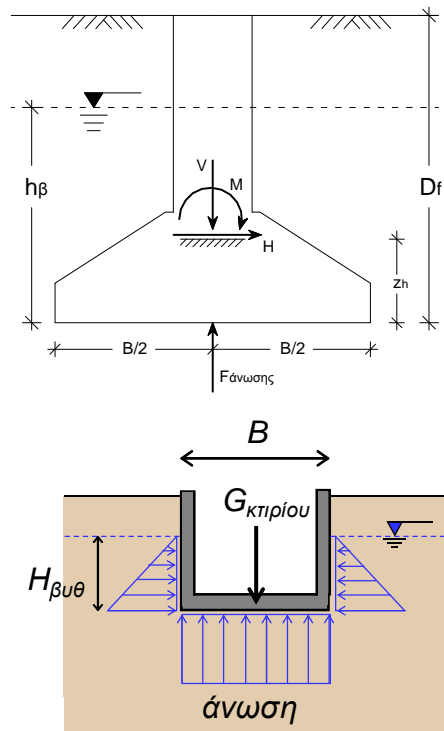
B3. Έλεγχος σε άνωση (έλεγχος τύπου UPL, EC7 §2.4.7.4)

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_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 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_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.

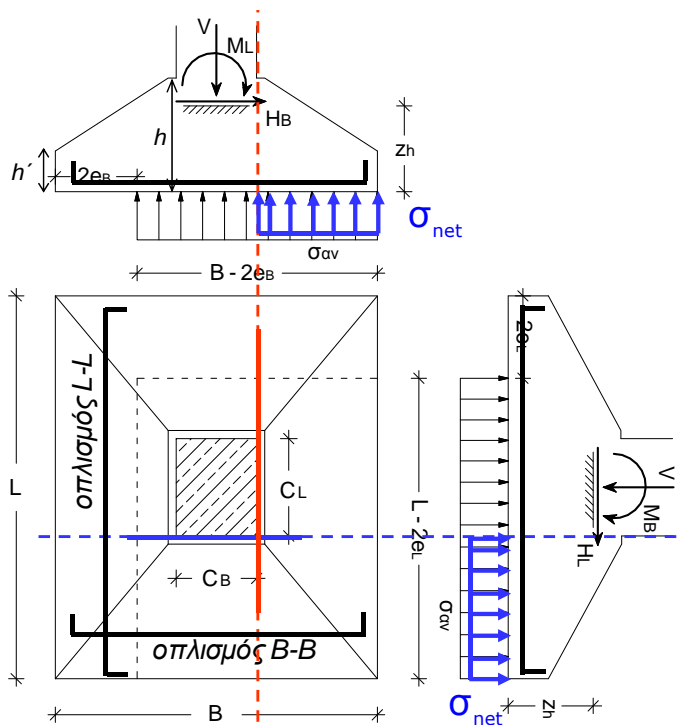
Όπλιση διατομής κατά B-B:		Όπλιση διατομής κατά L-L:									
$M_{sd,L} = \frac{1}{2} \sigma_{net} (L - 2e_L) \left(\frac{B - C_B}{2}\right)^2$ (*Προσοχή)		$M_{sd,B} = \frac{1}{2} \sigma_{net} (B - 2e_B) \left(\frac{L - C_L}{2}\right)^2$ (*Προσοχή)									
<p>Κωνική διατομή</p> $\mu_{sd,L} = \frac{M_{sd,L}}{1.2 \cdot L_o \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ $A_{s,B-B} = 1.1 \cdot \omega \cdot L_o \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ $L_o = C_L + 2 \cdot 0.05m$ $A_{s,B-Bmin} = \begin{cases} \rho_{min} \cdot \left[(h' - c_{o\lambda}) \cdot L + \frac{L + (C_L + 10cm)}{2} (h - h') \right] & \text{(κωνικά)} \\ \rho_{min} \cdot L \cdot d & \text{(ορθογωνικά)} \end{cases}$	<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 $\varnothing 12$ ανά max 15cm ποιότητας ισοδύναμης με παλιό S400/S500. Σε πολύ υγρά εδάφη συνηθίζεται ελάχιστος οπλισμός $\varnothing 14/15cm$. Ο οπλισμός που τελικά τοποθετείται ανά διεύθυνση είναι: $A_{s,τοποθ} = \max\{A_{s,υπολ}, A_{s,min}\}$ με $s \leq 15\text{ cm}$

***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

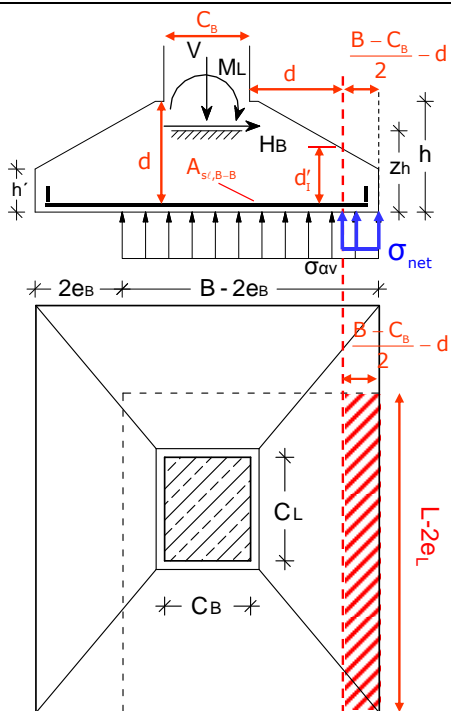
Εμβαδόν ράβδων οπλισμού (σε cm²)

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.

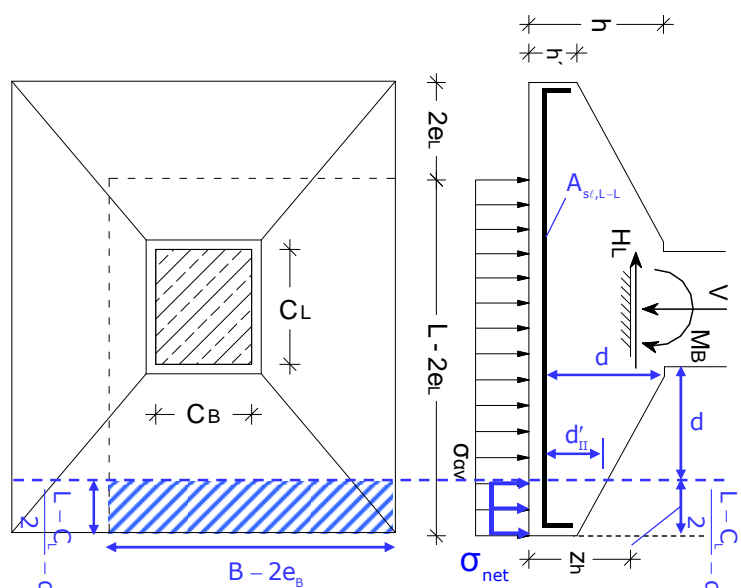
Έλεγχος διάτμησης σε τομή L-L (I)	Έλεγχος διάτμησης σε τομή B-B (II)
Πρέπει $V_{Ed(I)} \leq V_{Rd,c(I)}$	Πρέπει $V_{Ed(II)} \leq V_{Rd,c(II)}$
$V_{Ed(I)} = \sigma_{net} \cdot \left(\frac{B - C_B - d}{2} \right) \cdot (L - 2e_L)$	$V_{Ed(II)} = \sigma_{net} \cdot \left(\frac{L - C_L - d}{2} \right) \cdot (B - 2e_B)$
$V_{Rd,c(I)} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k_I \cdot (100 \cdot \rho'_{\ell,B-B} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d'_I \cdot L \\ v_{min,I} \cdot d'_I \cdot L \end{array} \right.$	$V_{Rd,c(II)} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k_{II} \cdot (100 \cdot \rho'_{\ell,L-L} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d'_{II} \cdot B \\ v_{min,II} \cdot d'_{II} \cdot B \end{array} \right.$
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 στυλο): 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 $C_{Rd,c} = 0.12$

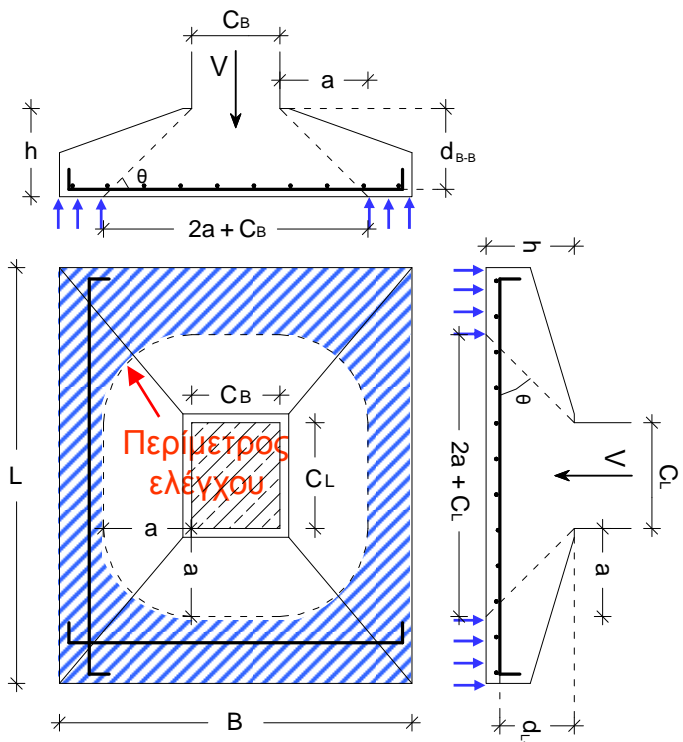
Στις παραπάνω σχέσεις f_{ck} σε MPa

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

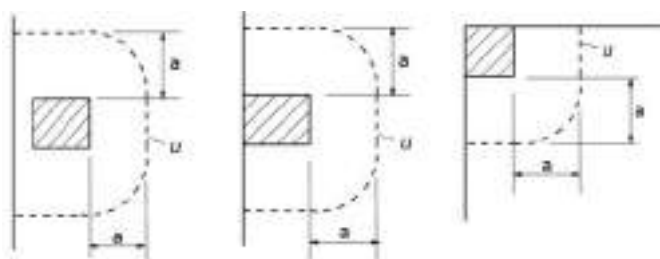
Λαμβάνεται d_{eff} στην παρειά του στυλου

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

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

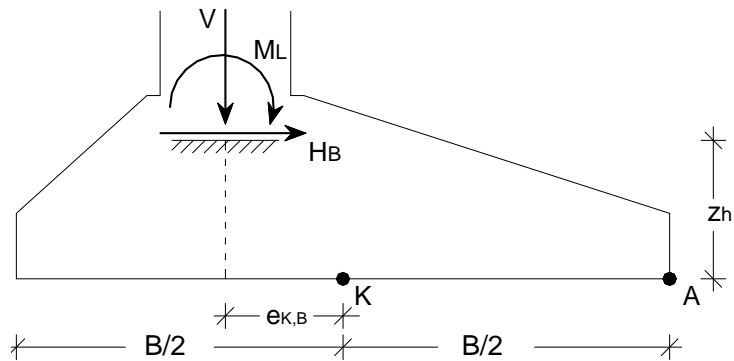


Αν $C_B + 2a \geq B$ ή/και $C_L + 2a \geq L$ τότε η περίμετρος u και η επιφάνεια $A_{control}$ υπολογίζονται από τα παρακάτω σχήματα (EC2, §6.4.2.(4)):



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)		

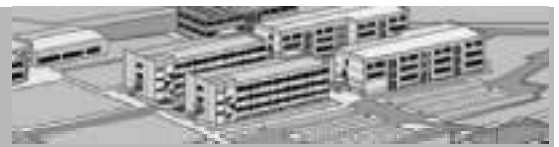
Συντελεστές για γενική αστοχία

φ (°)	N _c	N _q	N _v
0	5.140	1.000	0.000
1	5.379	1.094	0.003
2	5.632	1.197	0.014
3	5.900	1.309	0.032
4	6.185	1.433	0.060
5	6.489	1.568	0.099
6	6.813	1.716	0.151
7	7.158	1.879	0.216
8	7.527	2.058	0.297
9	7.922	2.255	0.397
10	8.345	2.471	0.519
11	8.798	2.710	0.665
12	9.285	2.974	0.839
13	9.807	3.264	1.045
14	10.370	3.586	1.289
15	10.977	3.941	1.576
16	11.631	4.335	1.913
17	12.338	4.772	2.307
18	13.104	5.258	2.767
19	13.934	5.798	3.304
20	14.835	6.399	3.930
21	15.815	7.071	4.661
22	16.883	7.821	5.512
23	18.049	8.661	6.504
24	19.324	9.603	7.661
25	20.721	10.662	9.011

Συντελεστές για τοπική αστοχία

φ (°)	N _c	N _q	N _v
0	5.140	1.000	0.000
1	5.299	1.062	0.001
2	5.463	1.128	0.006
3	5.634	1.198	0.014
4	5.813	1.272	0.026
5	5.999	1.352	0.041
6	6.193	1.436	0.061
7	6.397	1.526	0.087
8	6.609	1.622	0.117
9	6.832	1.725	0.154
10	7.065	1.835	0.197
11	7.310	1.952	0.248
12	7.568	2.078	0.307
13	7.838	2.212	0.375
14	8.123	2.357	0.453
15	8.423	2.512	0.543
16	8.740	2.679	0.645
17	9.074	2.859	0.761
18	9.428	3.052	0.894
19	9.802	3.261	1.043
20	10.200	3.487	1.213
21	10.621	3.732	1.405
22	11.069	3.996	1.622
23	11.547	4.284	1.868
24	12.056	4.596	2.146
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.



ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ & ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Βαθιές Θεμελιώσεις

(μελέτη βάσει EC7)

Επιμέλεια σημειώσεων: Κίρτας Εμμανουήλ
Παναγόπουλος Γεώργιος

Σέρρες, Σεπτέμβριος 2017



Βαθιές Θεμελιώσεις - Πασσαλοθεμελιώσεις

- Υπάρχουν διάφοροι τύποι βαθιάς θεμελίωσης (πάσσαλοι, μικροπάσσαλοι, διαφραγματικοί τοίχοι). Ο πλέον διαδεδομένος τύπος βαθιάς θεμελίωσης είναι η θεμελίωση με πασσάλους που θα εξεταστεί στο παρόν Κεφάλαιο.
- Η επιλογή βαθιάς θεμελίωσης γίνεται στις περιπτώσεις που δεν επαρκούν οι επιφανειακές θεμελιώσεις, συνήθως όταν συντρέχουν κάποιοι από τους παρακάτω λόγους:
 - (α) κακή ποιότητα επιφανειακής στρώσης εδάφους (μικρή φέρουσα ικανότητα και μεγάλες αναπτυσσόμενες καθιζήσεις)
 - (β) σημαντικά φορτία ανωδομής (κυρίως σημαντικά σεισμικά φορτία) σε συνδυασμό με χαμηλή ποιότητα εδάφους
 - (γ) παραλαβή εφελκυστικών φορτίων (π.χ. λόγω άνωσης) ή φορτίων ανατροπής του κτιρίου (λόγω οριζόντιας φόρτισης όπως άνεμος, σεισμός)
 - (δ) ειδικές κατασκευές (π.χ. βάθρα γεφυρών, παράκτιες κατασκευές)
 - (ε) ενδεχόμενο ρευστοποίησης εδάφους κατά τη διάρκεια του σεισμού



Πασσαλοθεμελιώσεις

- Οι πάσσαλοι μεταφέρουν τα φορτία της ανωδομής σε χαμηλότερα στρώματα εδάφους. Συνεπώς γίνεται εκμετάλλευση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους σε σημαντικά βάθη πέραν της επιφανειακής εδαφικής στρώσης.
- Οι μηχανισμοί παραλαβής φορτίων από τους πασσάλους είναι δυο:
 - Μεταφορά φορτίων στο έδαφος μέσω πλευρικής τριβής
 - Μεταφορά φορτίων στο έδαφος μέσω της αντίστασης αιχμής
- Ανάλογα με την ποιότητα και τη στρωματογραφία του εδάφους μπορεί να αναπτύσσεται ο ένας μόνο από τους παραπάνω μηχανισμούς, οπότε οι πάσσαλοι διακρίνονται σε πασσάλους τριβής ή πασσάλους αιχμής, ή να αναπτύσσονται παράλληλα και οι δυο μηχανισμοί.



Πασσαλοθεμελιώσεις

- Ρευστοποίηση εδάφους:

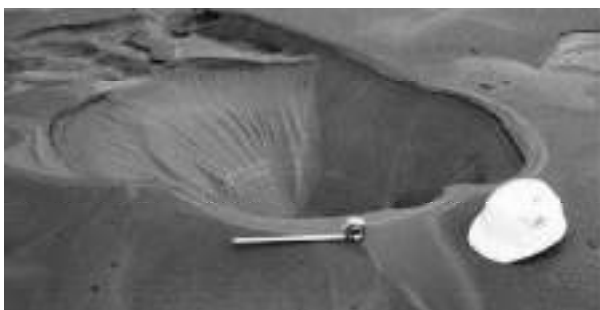
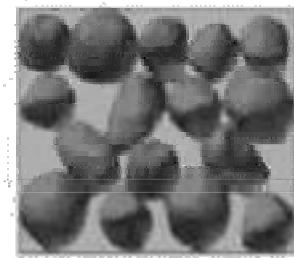
Παρατηρείται σε πολύ λεπτόκοκκα αμμώδη εδάφη που είναι κορεσμένα, όταν αυτά δεχτούν με ταχύ ρυθμό φορτία λόγω σεισμού.

Η αντοχή του εδάφους κατά τα γνωστά δίνεται από τη σχέση: $\tau = c + \sigma' \cdot \tan \varphi$

Σε αμμώδη εδάφη η συνοχή c είναι μηδενική οπότε

$$\tau = (\sigma - u) \cdot \tan \varphi$$

Αν κατά τη φόρτιση η πίεση του νερού u γίνει ίση με τη σ (ταχεία φόρτιση, μικρή διαπερατότητα) τότε ο όρος $(\sigma - u)$ μηδενίζεται και το έδαφος έχει μηδενική αντοχή $\tau=0$.



Το νερό προσπαθεί με πίεση να βρει διέξοδο με αποτέλεσμα συχνά να «εκτινάσσεται» πάνω από την επιφάνεια του εδάφους σχηματίζονται μικρούς κρατήρες

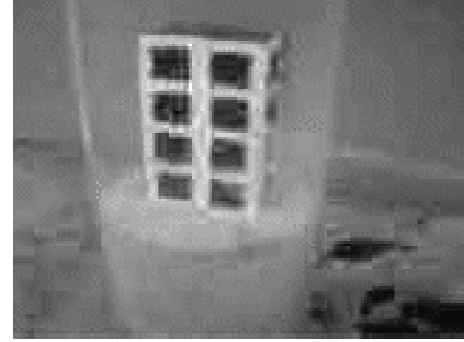


Πασσαλοθεμελιώσεις

- Ρευστοποίηση εδάφους:

Αν υπάρχει θεμελιωμένο κτίριο σε έδαφος που ρευστοποιείται, υπάρχει κίνδυνος αυτό να βυθιστεί στο έδαφος

Η πασσαλοθεμελίωση μπορεί να μεταφέρει τα φορτία της ανωδομής σε υγιές έδαφος κάτω από το εδαφικό στρώμα που ρευστοποιείται.



Ανατροπή πολυκατοικιών λόγω ρευστοποίησης του εδάφους κατά τη διάρκεια σεισμού.

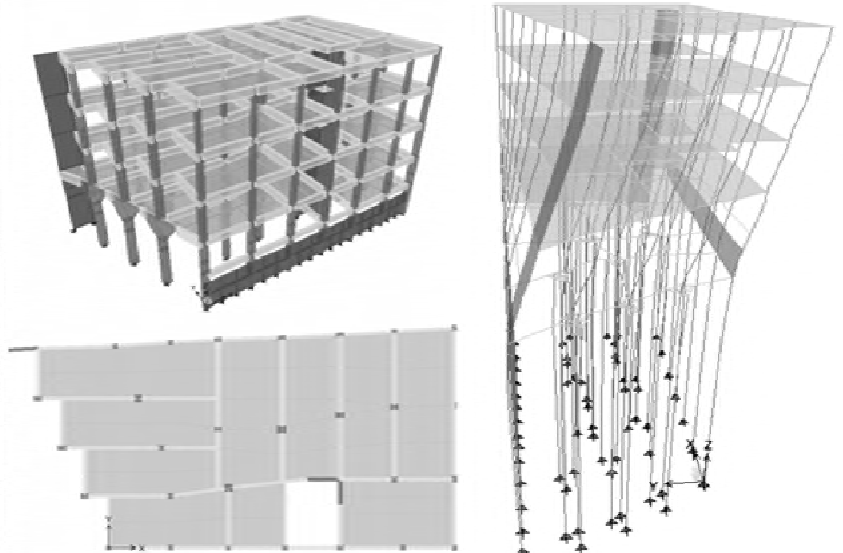
Σεισμός μεγέθους $M_s=7.5$
Niigata, Japan (1967)



Πασσαλοθεμελιώσεις

- Ρευστοποίηση εδάφους:

Παραδείγματα κτιρίων με πασσαλοθεμελίωση μπορούν να βρεθούν σε πολλές παραλιακές πόλεις της Ελλάδος (π.χ. Λευκάδα).



Λευκάδα, Σεισμός 14-08-2003 (Sextos et al, 2005)

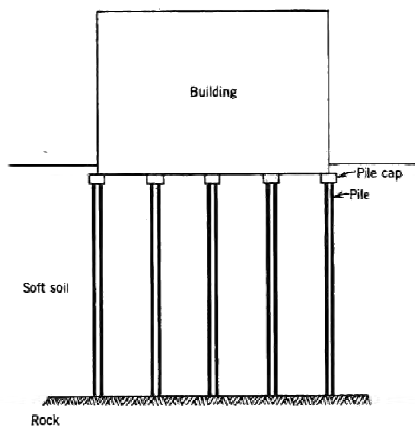
Πασσαλοθεμελιώσεις

Ομάδα πασσάλων:

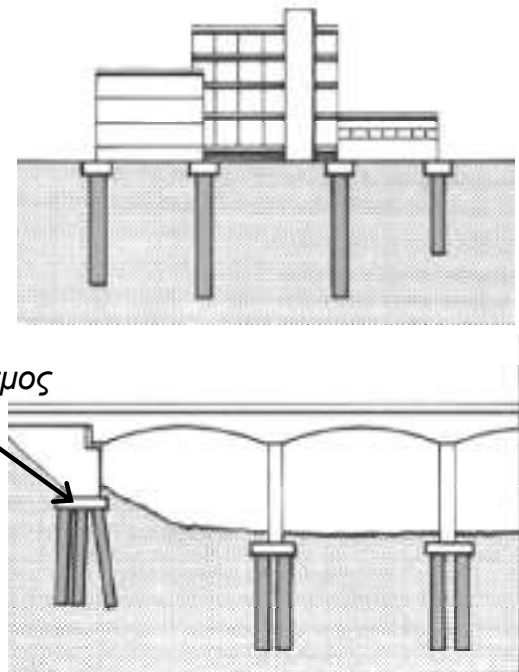
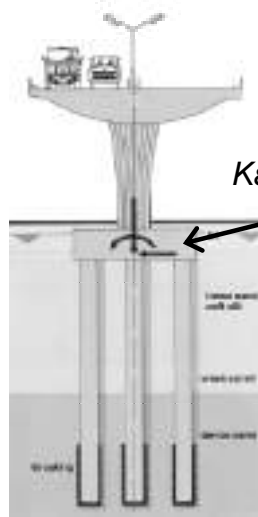
Συνήθως οι πάσσαλοι διατάσσονται σε ομάδες συνεργαζόμενων μεταξύ τους πασσάλων, που ενώνονται στην κορυφή με κεφαλόδεσμο

Περιπτώσεις πασσαλοθεμελιώσεων

Πάσσαλοι αιχμής



(Σχήματα: Καββαδάς 2005)



Κατηγορίες πασσαλοθεμελιώσεων

Τύποι πασσάλων:

Οι πάσσαλοι μπορούν να διαχωριστούν στις παρακάτω κατηγορίες ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους (Αναγνωστόπουλος κ.α. 1994, Καββαδάς 2005, Γεωργιάδης Κ. & Μ. 2009):

(α) Πάσσαλοι μεγάλης ή μικρής εκτοπίσεως (πάσσαλοι έμπηξης)

- Προκατασκευασμένοι πάσσαλοι έμπηξης από χάλυβα, οπλισμένο σκυρόδεμα και σπανιότερα από ξύλο. Οι διατομές χάλυβα ανοιχτού τύπου (ανοιχτοί σωλήνες ή διατομές τύπου διπλού T κτλ) είναι μικρής εκτοπίσεως.
- Πάσσαλοι έμπηξης επί τόπου σκυροδέτησης, όπου γίνεται έμπηξη χαλύβδινου σωλήνα με φραγμένη αιχμή και στη συνέχεια πλήρωση με σκυρόδεμα (ο σωλήνας μπορεί να αφαιρεθεί ή και να παραμείνει).

(β) Πάσσαλοι δίχως εκτόπιση (εκσκαφής ή φρεατοπάσσαλοι)

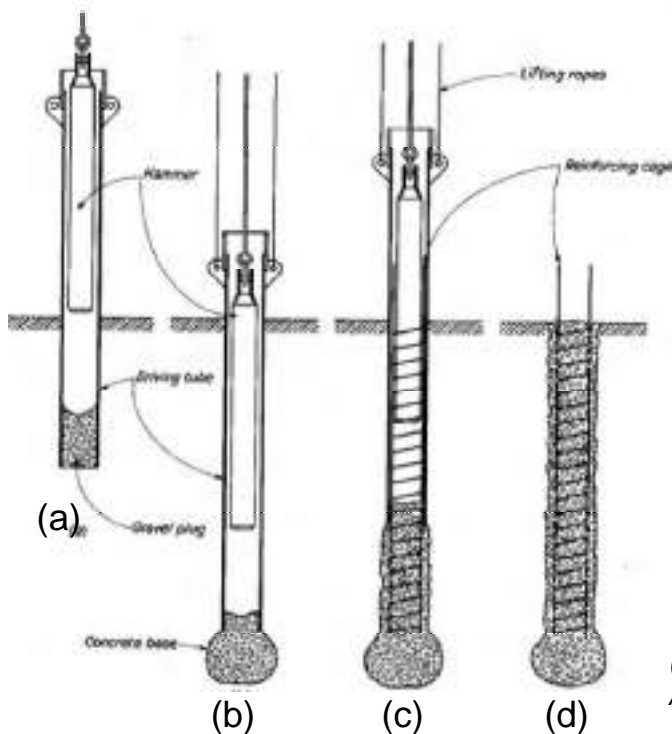
- Έγχυτοι πάσσαλοι σε διάτρημα-εκσκαφή (οπή) το οποίο είναι αντιστηριζόμενο με σωλήνωση ή μπεντονίτη.



Κατηγορίες πασσαλοθεμελιώσεων

• Τύποι πασσάλων:

Πάσσαλοι έμπηξης μεγάλης εκτοπίσεως με αφαίρεση της σωλήνωσης:



- (a) Έμπηξη σωλήνωσης
- (b) Διεύρυνση αιχμής
- (c) Εισαγωγή οπλισμού και σκυροδέματος και συμπύκνωση
- (d) Κατασκευασμένος πάσσαλος

(Σχήμα: Καββαδάς 2005,
Αναγνωστόπουλος κ.α. 1994)



Κατηγορίες πασσαλοθεμελιώσεων

• Τύποι πασσάλων:

Οι φρεατοπάσσαλοι παρουσιάζουν σημαντικά πλεονεκτήματα τα τελευταία χρόνια:

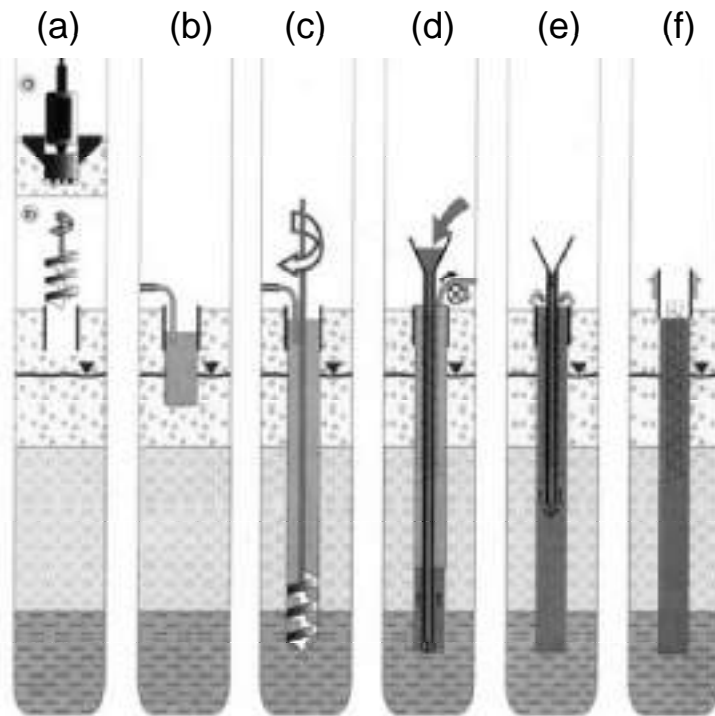
- Είναι δυνατή η κατασκευή πασσάλων μεγάλης διαμέτρου και μήκους σε κάθε τύπο εδάφους (ακόμη και σε σκληρά εδάφη)
- Δεν δημιουργούνται δονήσεις κατά την κατασκευή τους σε αντίθεση με τους πασσάλους έμπηξης. Συνεπώς μπορούν να χρησιμοποιηθούν και δίπλα σε υπάρχουσες κατασκευές.
- Κατασκευαστικές εταιρείες στον ελληνικό χώρο έχουν αποκτήσει σημαντική εμπειρία στην κατασκευή των φρεατοπασσάλων ενώ παράλληλα έχουν εξελιχθεί και τα γεωτρητικά μηχανήματα, με αποτέλεσμα τη βελτίωση της ποιότητας και τον περιορισμό του κόστους.



Κατηγορίες πασσαλοθεμελιώσεων

• Τύποι πασσάλων:

Κατασκευή φρεατοπασσάλων με χρήση μπεντονίτη:



- (a) Καθορισμός θέσης πασσάλου, αρχική διάνοιξη, προσωρινή σωλήνωση επιφανειακά
- (b) Εισαγωγή μπεντονίτη
- (c) Διάτρηση με συνεχή παροχή μπεντονίτη έως το επιθυμητό βάθος
- (d) Τοποθέτηση οπλισμού και σκυροδέτηση από κάτω προς τα πάνω με ταυτόχρονη απομάκρυνση μπεντονίτη
- (e)-(f) Ολοκλήρωση της σκυροδέτησης και αφαίρεση της προσωρινής σωλήνωσης

(Σχήμα: <http://www.frankipile.co.id>)



Κατηγορίες πασσαλοθεμελιώσεων

• Τύποι πασσάλων:

Πάσσαλοι εκτόπισης από χάλυβα:



(Φώτο: www.kubota.co.jp)

Έμψηξη μεταλλικού πασσάλου με σφύρα (γέφυρα στο Ρίο-Αντίρριο)



(Φώτο: www.roadtraffic-technology.com)



Κατηγορίες πασσαλοθεμελιώσεων

• Τύποι πασσάλων:

Πάσσαλοι εκτόπισης από σκυρόδεμα:



(Φώτο: www.powerquip.co.kr)

Έμψη πασσάλου
με σφύρα



(Φώτο: www.powerquip.co.kr)



Κατηγορίες πασσαλοθεμελιώσεων

• Τύποι πασσάλων:

Φρεατοπάσσαλοι (ή πάσσαλοι εκσκαφής):

Γεωτρητικό μηχάνημα



(Φώτο: www.chinatowercrane.com)

Τοποθέτηση οπλισμού και σκυροδέτηση



(Φώτο: dorispressin's Gallery)

Πασσαλοθεμελιώσεις

• Μελέτη πασσαλοθεμελίωσης:

- Αξονική ανάλυση: προσδιορισμός επιτρεπόμενου φορτίου (θλιπτικού ή εφελκυστικού) και καθίζησης μεμονωμένου πασσάλου
- Πλευρική ανάλυση: προσδιορισμός αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών διατομής και οριζόντιας μετακίνησης μεμονωμένου πασσάλου
- Προσδιορισμός φέρουσας ικανότητας ομάδας πασσάλων υπό κατακόρυφη και οριζόντια φόρτιση
- Προσδιορισμός καθίζησης ομάδας πασσάλων υπό κατακόρυφη και οριζόντια φόρτιση
- Διαστασιολόγηση πασσάλων (υπολογισμός σπλισμού)

Ζητούμενο από μια μελέτη πασσαλοθεμελίωσης είναι ο υπολογισμός της διαμέτρου, του μήκους και του αριθμού των πασσάλων ώστε να φέρουν τα φορτία ανωδομής, και στη συνέχεια η διαστασιολόγησή τους (υπολογισμός σπλισμού).

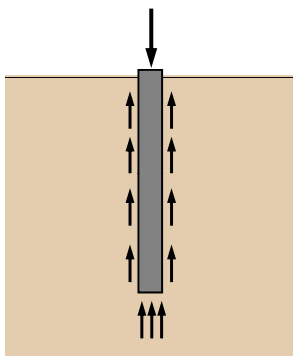
Στο πλαίσιο του μαθήματος θα διδαχθεί ο υπολογισμός του επιτρεπόμενου αξονικού φορτίου (φέρουσα ικανότητα) και της καθίζησης μεμονωμένου πασσάλου.

Πασσαλοθεμελιώσεις

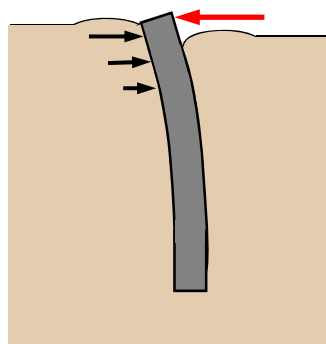
• Μελέτη πασσαλοθεμελίωσης:

Ενδεικτικές οριακές καταστάσεις πασσάλων (EC7 §7.2)

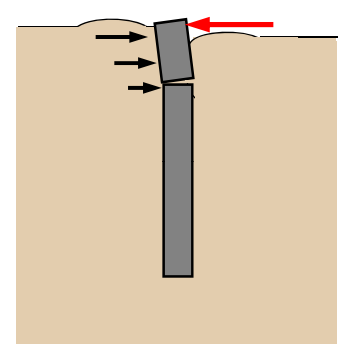
- Αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας πασσάλου (GEO) (αστοχία σε θλίψη ή εφελκυσμό στη διεπιφάνεια εδάφους-πασσάλου)



- Αστοχία του εδάφους γύρω από τον πάσσαλο λόγω εγκάρσιων φορτίων (GEO)



- Αστοχία δομικού τύπου του πασσάλου (STR) (κάμψη, διάτμηση, εφελκυσμός)



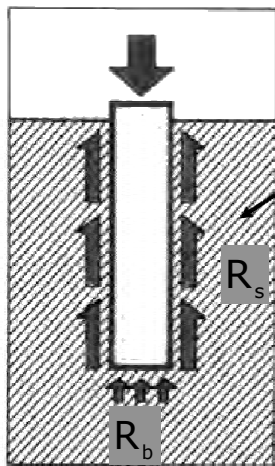
- Άλλες αστοχίες περιλαμβάνουν απώλεια ολικής ευστάθειας εδάφους, συνδυασμένη αστοχία, ανύψωση λόγω υδραυλικής κλίσης, υπερβολικές μετακινήσεις κτλ.

Πασσαλοθεμελιώσεις

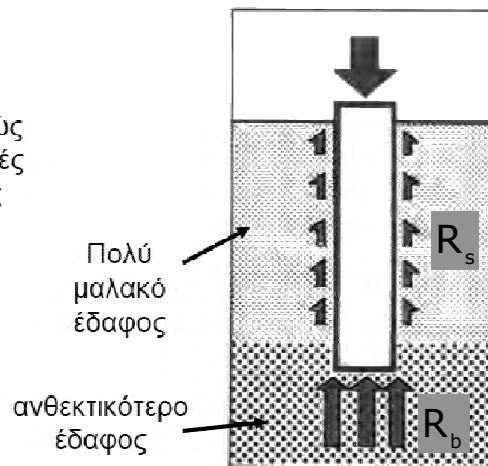
Αξονικό φορτίο μεμονωμένου πασσάλου:

Η παραλαβή του αξονικού φορτίου από τους πασσάλους γίνεται με την ταυτόχρονη ενεργοποίηση του μηχανισμού τριβής (πλευρική τριβή πασσάλου) και του μηχανισμού αιχμής (αντίσταση αιχμής πασσάλου).

Φέρουσα ικανότητα πασσάλου: $R_u = R_b + R_s$ Συχνά στη βιβλιογραφία η φέρουσα ικανότητα R συμβολίζεται ως Q



Πρακτικώς ομοιογενές έδαφος



Πολύ μαλακό έδαφος

ανθεκτικότερο έδαφος

Σε πολύ μαλακά (αργιλικά) εδάφη δεν αναπτύσσονται επαρκείς δυνάμεις τριβής με αποτέλεσμα το σύνολο πρακτικά της φέρουσας ικανότητας να προσφέρεται από την αντίσταση αιχμής του πασσάλου.

Πάσσαλος τριβής ($R_b \ll R_s$)

(Σχήμα: Καββαδάς 2005)

Πάσσαλος αιχμής ($R_b \gg R_s$)

Πασσαλοθεμελιώσεις

Αξονικό φορτίο μεμονωμένου πασσάλου:

Φέρουσα ικανότητα πασσάλου: $R_u = R_b + R_s$

Αντίσταση αιχμής R_b

$$R_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b$$

D : η διάμετρος του πασσάλου

q_b : η οριακή αντίσταση αιχμής του πασσάλου (ανά m^2 επιφάνειας αιχμής)

Αντίσταση τριβής R_s

$$R_s = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n (H_i \cdot f_{s,i})$$

D : η διάμετρος του πασσάλου

$f_{s,i}$: η οριακή πλευρική τριβή του πασσάλου στην στρώση i (ανά m^2 πλευρικής επιφάνειας). Στον EC7 αναφέρεται και ως q_s

H_i : το πάχος της κάθε στρώση i

Οι παραπάνω σχέσεις αναφέρονται σε κυκλική διατομή πασσάλου. Είναι προφανές ότι βασικό σημείο στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας πασσάλου είναι ο προσδιορισμός των τιμών q_b και $f_{s,i}$



Πασσαλοθεμελιώσεις

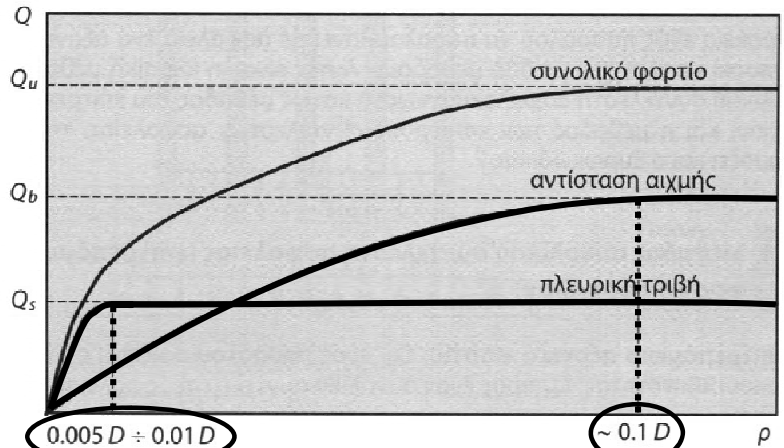
Αξονικό φορτίο μεμονωμένου πασσάλου:

Για την ανάπτυξη της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου απαιτείται η ανάπτυξη κάποιας καθίζησης, προκειμένου να ενεργοποιηθούν οι μηχανισμοί αντίστασης πλευρικής τριβής και αιχμής. Στη συνέχεια οι τιμές των δυο αντιστάσεων σταθεροποιούνται, παρόλο που η καθίζηση συνεχίζει να αυξάνει.

Η πλήρης ανάπτυξη της αντίστασης αιχμής απαιτεί σημαντική καθίζηση (~0.1D)

Η πλήρης ανάπτυξη της οριακής πλευρικής τριβής απαιτεί μικρότερη καθίζηση (~0.01D).

Για τον λόγο αυτό, σε πολλούς κανονισμούς τίθεται μεγαλύτερος συντελεστής ασφαλείας σε αντίσταση αιχμής σε σχέση με την αντίσταση τριβής (π.χ. 3 έναντι 2).



(Σχήμα: Γεωργιάδης Κ. & Μ. 2009)

Στο σχήμα χρησιμοποιείται το σύμβολο Q αντί του R .

Στον Ευρωκώδικα 7, χρησιμοποιείται η λογική των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας, όπως εμφανίζεται στις επόμενες διαφάνειες.



Πασσαλοθεμελιώσεις

Αξονικό φορτίο μεμονωμένου πασσάλου:

Διαδικασίες προσδιορισμού φέρουσας ικανότητας πασσάλου σε θλίψη (EC7 Κεφ.7)

Θα πρέπει στην οριακή κατάσταση αστοχίας να ισχύει (EC7 §7.6.2.1 και §7.6.3.1):

$$F_d \leq R_d$$

F_d το αναπτυσσόμενο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού (θλιπτικό ή εφελκυστικό) στον πάσσαλο

R_d η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης του πασσάλου σε θλίψη ή εφελκυσμό αντίστοιχα

Ο υπολογισμός της αντίστασης του πασσάλου μπορεί να γίνει:

- Από τα αποτελέσματα στατικών δοκιμαστικών φορτίσεων (EC7 §7.4.1 και §7.6.2.2)
- Από τα αποτελέσματα δυναμικών δοκιμαστικών φορτίσεων (EC7 §7.4.1 και §7.6.2.4)
- Από παρατηρηθείσα συμπεριφορά συγκρίσιμης πασσαλοθεμελίωσης (EC7 §7.4.1)
- Από εμπειρικές ή αναλυτικές μεθόδους υπολογισμού με την συνεκτίμηση των αποτελεσμάτων γεωτεχνικών δοκιμών (EC7 §7.4.1 και §7.6.2.3) (συνήθως στην Ελλάδα)

Πασσαλοθεμελιώσεις

Αξονικό φορτίο μεμονωμένου πασσάλου:

Διαδικασίες προσδιορισμού φέρουσας ικανότητας πασσάλου σε θλίψη (EC7 Κεφ.7)

Θα πρέπει στην οριακή κατάσταση αστοχίας να ισχύει (EC7 §7.6.2.1 και §7.6.3.1):

$$F_d \leq R_d \quad \xrightarrow{\text{Τρόπος σχεδιασμού DA-2*}} \quad E(\gamma_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{\gamma_m}\right) \cdot \left(\frac{1}{\gamma_R}\right) \cdot R(F_k, X_k)$$

Ο συντελεστής προσομοίωσης $\gamma_m=1.3$ (Εθν. Προσάρτ. βάσει EC7 §7.6.2.3(8)) λαμβάνεται για συμβατότητα μεταξύ των μεθόδων υπολογισμού. Βάσει EC7 ισχύει:

- Για θλιπτικό φορτίο (§7.6.2.3(4)P): $E(\gamma_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{\gamma_m}\right) \cdot \left(\frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}\right)$

- Για εφελκυστικό φορτίο (§7.6.3.3(3)P): $E(\gamma_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{\gamma_m}\right) \cdot \left(\frac{R_{s,k}}{\gamma_{s,t}}\right)$

$R_{b,k}$ η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης αιχμής

$R_{s,k}$ η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης πλευρικής τριβής

Πασσαλοθεμελιώσεις

Αξονικό φορτίο μεμονωμένου πασσάλου:

Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας βάσει EC7 (§7.2) για τρόπο σχεδιασμού DA-2*

Για θλιπτικό φορτίο (§7.6.2.3(4)P):

Για εφελκυστικό φορτίο (§7.6.3.3(3)P):

$$E(\gamma_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{\gamma_m}\right) \cdot \left(\frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}\right)$$

$$E(\gamma_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{\gamma_m}\right) \cdot \left(\frac{R_{s,k}}{\gamma_{s,t}}\right)$$

Από Εθν. Προσάρτημα βάσει EC7 §7.6.2.3(8) $\gamma_m=1.3$

Πίνακες Α.3 και Α.6-Α.8 (EC7 – Παράρτημα Α)

Παράμετρος		Σύμβολο	Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής	γ_G	1.35
	Ευνοϊκή	γ_E	1.00
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής	γ_Q	1.50
	Ευνοϊκή	γ_Q	0.00
Βάση (αντίσταση αιχμής)		γ_b	1.10
Παράπλευρη επιφάνεια θλίψη (αντίστ. τριβής)		γ_s	1.10
Ολική/συνδυασμένη θλίψη		γ_t	1.10
Παράπλευρη επιφάνεια σε εφελκυσμό (αντίστ. τριβής)		$\gamma_{s,t}$	1.15

Πασσαλοθεμελιώσεις

• Αξονικό φορτίο μεμονωμένου πασσάλου:

Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας βάσει EC7 (§7.2) για τρόπο σχεδιασμού DA-2*

Για θλιπτικό φορτίο (§7.6.2.3(4)P):

$$E(Y_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{Y_m} \right) \cdot \left(\frac{R_{b,k}}{Y_b} + \frac{R_{s,k}}{Y_s} \right)$$



$$1.35 \cdot V_G + 1.50 \cdot V_Q \leq \left(\frac{1}{1.3} \right) \cdot \left(\frac{R_{b,k}}{1.1} + \frac{R_{s,k}}{1.1} \right)$$

Για εφελκυστικό φορτίο (§7.6.3.3(3)P):

$$E(Y_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{Y_m} \right) \cdot \left(\frac{R_{s,k}}{Y_{s,t}} \right)$$



$$1.35 \cdot V_G + 1.50 \cdot V_Q \leq \left(\frac{1}{1.3} \right) \cdot \left(\frac{R_{s,k}}{1.15} \right)$$

$R_{b,k}$ η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης αιχμής

$R_{s,k}$ η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης πλευρικής τριβής

V το κατακόρυφο θλιπτικό ή εφελκυστικό φορτίο στον πάσσαλο (με δείκτη G και Q για μόνιμες και μεταβλητές φορτίσεις αντίστοιχα)

Με τις παραπάνω σχέσεις γίνεται ο έλεγχος του μεμονωμένου πασσάλου σε φέρουσα ικανότητα για κατακόρυφο φορτίο (θλιπτικό ή εφελκυστικό).

Πασσαλοθεμελιώσεις

• Αξονικό φορτίο μεμονωμένου πασσάλου:

Ο προσδιορισμός των παραμέτρων q_b και $f_{s,i}$ έχει πολλές αβεβαιότητες, ενώ κατά τον θεωρητικό υπολογισμό τους υπεισέρχονται πολλοί παράγοντες που δύσκολα ποσοτικοποιούνται. Μια αναλυτική παρουσίαση διαφόρων μεθόδων υπολογισμού γίνεται από τους Γεωργιάδη Κ. & Μ. (2009).

Λόγω των παραπάνω πολλοί Κανονισμοί διεθνώς συνιστούν τη συσχέτιση των παραμέτρων q_b και $f_{s,i}$ με αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών όπως η πρότυπη δοκιμή διείσδυσης (N_{SPT}) και η δοκιμή στατικής πενετρομέτρησης (τιμή αντίστασης q_c από δοκιμή CPT).

Στη συνέχεια του παρόντος Κεφαλαίου, για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας πασσάλων τόσο στην περίπτωση αμμωδών όσο και στην περίπτωση αργιλικών εδαφών, δίνονται:

(α) θεωρητικές σχέσεις υπολογισμού

(β) σχέσεις με βάση επιτόπου δοκιμές που προτείνονται από τον γερμανικό Κανονισμό DIN4014

Πασσαλοθεμελιώσεις

- Αξονικό φορτίο πασσάλου σε αμμώδη εδάφη (αναλυτικές σχέσεις):

Υπολογισμός αντίστασης αιχμής σε αμμώδη εδάφη

$$R_{b,k} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b$$

Οριακή αντίσταση αιχμής:

$$q_b = \sigma'_{v,b} \cdot N_q \begin{cases} \leq 10 \text{ MPa} & \text{Πάσσαλοι έμπηξης} \\ \leq 4 \text{ MPa} & \text{Φρεατοπάσσαλοι} \end{cases}$$

$\sigma'_{v,b}$ κατακόρυφη ενεργός τάση στο βάθος της αιχμής (b: δείκτης βάθους)

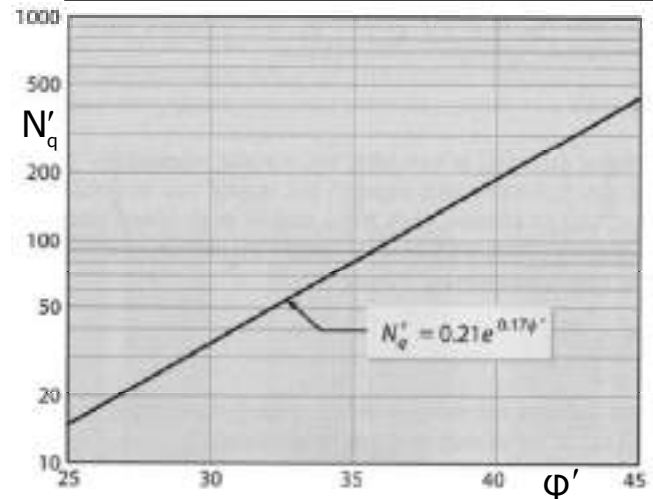
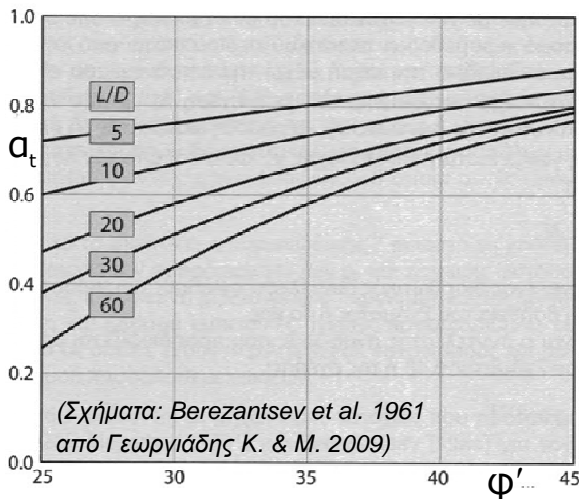
$$N_q = a_t \cdot N'_q \text{ από νομογραφήματα}$$

Φρεατοπάσσαλοι

$$\varphi' = \varphi_b - 3^\circ$$

Πάσσαλοι έμπηξης

$$\varphi' = \frac{\varphi_b + 40^\circ}{2}$$



Πασσαλοθεμελιώσεις

- Αξονικό φορτίο πασσάλου σε αμμώδη εδάφη (αναλυτικές σχέσεις):

Υπολογισμός αντίστασης τριβής σε αμμώδη εδάφη

$$R_{s,k} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n (H_i \cdot f_{s,i})$$

Οριακή αντίσταση τριβής: $f_{s,i} = K \cdot \sigma'_{v,i} \cdot \tan \delta \leq 100 \text{ kPa}$

$\sigma'_{v,i}$ η κατακόρυφη ενεργός τάση σε κάθε βάθος

K συντελεστής ωθήσεων

δ γωνία τριβής πασσάλου-εδάφους

Φρεατοπάσσαλοι

$$K = 0.7$$

$$\delta = \varphi$$

φ η γωνία τριβής του εδάφους

Πάσσαλοι έμπηξης

$$K = \begin{cases} 1.0 & \text{χαλαρά εδάφη} \\ 2.0 & \text{πυκνά εδάφη} \end{cases}$$

$$\tan \delta = 0.75 \cdot \tan \varphi \sim \tan \varphi$$

φ η γωνία τριβής του εδάφους

Πασσαλοθεμελιώσεις

- Αξονικό φορτίο πασσάλου σε αμμώδη εδάφη (από επιτόπου δοκιμές):

Για φρεατοπασσάλους γίνεται απ' ευθείας συσχέτιση των παραμέτρων f_s και q_b με αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών όπως:

- την αντίσταση αιχμής q_c (δοκιμή CPT)
- τον αριθμό χτύπων N (δοκιμή SPT)

Οριακή πλευρική τριβή φρεατοπασσάλων σε αμμώδες έδαφος (DIN4014)				
q_c (MPa)	0	5	10	15
f_s (kPa)	0	40	80	120

Οριακή αντίσταση αιχμής φρεατοπασσάλων σε αμμώδες έδαφος (DIN4014)				
q_c (MPa)	10	15	20	25
q_b (MPa)	2.0	3.0	3.5	4.0

Συσχέτιση δοκιμών SPT-CPT (DIN4014)	
Είδος Εδάφους	$\frac{q_c}{N}$ (σε MPa) =
Ιλυώδης άμμος ή λεπτής ως μεσόκοκκη άμμος	0.3~0.4
Άμμος ή άμμος με λίγα χαλίκια	0.5~0.6
Καλά διαβαθμισμένη άμμος	0.5~1.0
Αμμώδη χαλίκια ή καθαρά χαλίκια	0.8~1.0

Από τον δίπλα πίνακα γίνεται συσχέτιση του N (SPT) με την αντίσταση q_c (CPT) και μετά γίνεται χρήση των παραπάνω πινάκων για εύρεση f_s και q_b

Πασσαλοθεμελιώσεις

- Αξονικό φορτίο πασσάλου σε αργιλικά εδάφη (αναλυτικές σχέσεις):

Υπολογισμός αντίστασης αιχμής σε αργιλικά εδάφη

$$R_{b,k} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b$$

Οριακή αντίσταση αιχμής: $q_b = 9 \cdot c_{u,b}$

$c_{u,b}$ η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο βάθος της αιχμής του πασσάλου (b: δείκτης βάθους)

Υπολογισμός αντίστασης τριβής σε αργιλικά εδάφη

$$R_{s,k} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n (H_i \cdot f_{s,i})$$

Οριακή αντίσταση τριβής: $f_s = a \cdot c_u$

c_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή σε κάθε βάθος

a εμπειρικός συντελεστής πρόσφυσης $a = 0.21 + \frac{26}{c_u} \leq 1$ (c_u σε kPa)

Ακριβέστερος προσδιορισμός του συντελεστή a σε διάφορες περιπτώσεις πασσάλων-εδάφους περιγράφεται από τους Γεωργιάδης Κ. & Μ. (2009)



Πασσαλοθεμελιώσεις

- Αξονικό φορτίο πασσάλου σε αργιλικά εδάφη (από επιτόπου δοκιμές):

Για φρεατοπασσάλους γίνεται απ' ευθείας συσχέτιση των παραμέτρων f_s και q_b με την τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής των αργιλικών εδαφών

Οριακή πλευρική τριβή φρεατοπασσάλων σε αργιλικό έδαφος (DIN4014)				
c_u (kPa)	0	25	100	200
f_s (kPa)	0	25	40	60

Οριακή αντίσταση αιχμής φρεατοπασσάλων σε αργιλικό έδαφος (DIN4014)			
c_u (kPa)	0	100	≥ 200
q_b (MPa)	0	0.8	1.5



Πασσαλοθεμελιώσεις

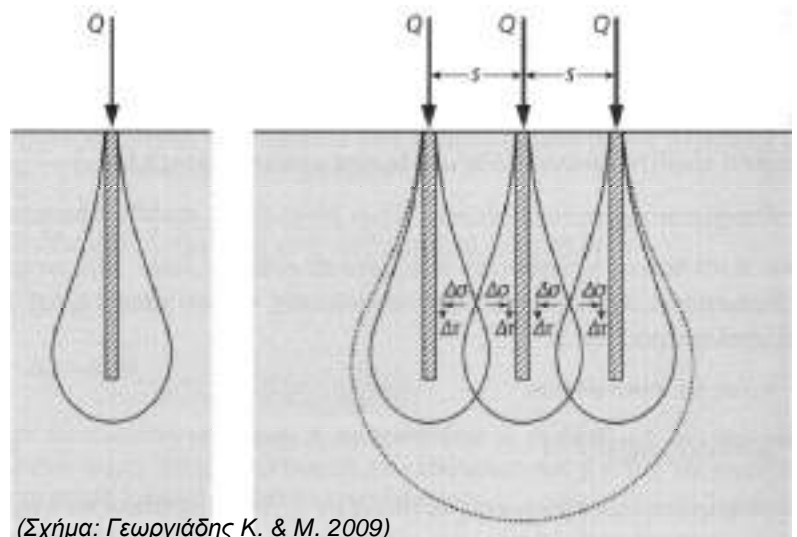
- Φέρουσα ικανότητα ομάδας πασσάλων

Συνήθως η φέρουσα ικανότητα μιας ομάδας πασσάλων διαφέρει από το άθροισμα των φερουσών ικανοτήτων των μεμονωμένων πασσάλων.

Η αλληλεπίδραση μεταξύ των πασσάλων έχει ως αποτέλεσμα πρόσθετες διατμητικές ($\Delta\tau$) και ορθές τάσεις ($\Delta\sigma$) που μειώνουν οι αυξάνουν την ικανότητα παραλαβής φορτίου σε σχέση με τον μεμονωμένο πάσσαλο.

Τελικό αθροιστικό αποτέλεσμα:

- Στα αμμώδη εδάφη η φέρουσα ικανότητα ομάδας είναι μεγαλύτερη από το άθροισμα των ικανοτήτων μεμονωμένων πασσάλων
- Στα αργιλικά εδάφη η φέρουσα ικανότητα ομάδας είναι μικρότερη από το άθροισμα των ικανοτήτων μεμονωμένων πασσάλων



(Σχήμα: Γεωργιάδης Κ. & Μ. 2009)



Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Εφαρμογή :

Να υπολογιστεί η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης αιχμής που μπορεί να φέρει πάσσαλος διαμέτρου $D=0.5m$, $L=20m$ σε άμμο με χαρακτηριστικά $c=0$, $\varphi=35^\circ$ και $\gamma=18kN/m^3$ (α) για πάσσαλο έμπηξης και (β) για φρεατοπάσσαλο

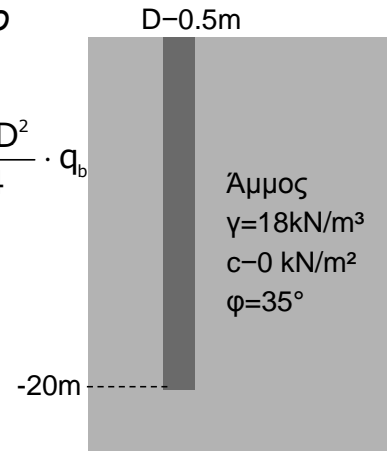
Επίλυση :

Το φορτίο αιχμής του πασσάλου δίνεται από τη σχέση: $R_{b,k} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b$

Σε αμμώδες έδαφος η οριακή αντίσταση αιχμής δίνεται:

$$q_b = \sigma'_{v,b} \cdot N_q \begin{cases} \leq 10 \text{ MPa} & \text{Πάσσαλοι έμπηξης} \\ \leq 4 \text{ MPa} & \text{Φρεατοπάσσαλοι} \end{cases}$$

Στο βάθος των 20m είναι: $\sigma'_{v,b} = \gamma \cdot z = 18 \frac{kN}{m^3} \cdot 20m = 360 \text{ kPa}$



Πάσσαλοι έμπηξης $\varphi' = \frac{\varphi_b + 40^\circ}{2} = \frac{35^\circ + 40^\circ}{2} = 37.5^\circ$ ενώ $\frac{L}{D} = \frac{20}{0.5} = 40$

$$\left. \begin{array}{l} \text{άρα } a_t = 0.66 \\ N'_q = 123.19 \end{array} \right\} N_q = N'_q \cdot a_t = 123.19 \cdot 0.66 = 81.3 \text{ και } q_b = 360 \cdot 81.3 = 29268 \text{ kPa} \leq 10 \text{ MPa}$$

Τελικά $R_{b,k} = \frac{3.14 \cdot 0.5^2 m^2}{4} \cdot 10000 \frac{kN}{m^2} = 1962.50 \text{ kN}$ για πάσσαλο έμπηξης



Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Φρεατοπάσσαλοι $\varphi' = \varphi_b - 3^\circ = 35^\circ - 3^\circ = 32^\circ$ ενώ $\frac{L}{D} = \frac{20}{0.5} = 40$

$$\left. \begin{array}{l} \text{άρα } a_t = 0.54 \\ N'_q = 48.37 \end{array} \right\} N_q = N'_q \cdot a_t = 48.37 \cdot 0.54 = 26.12 \text{ και } q_b = 360 \cdot 26.12 = 9403 \text{ kPa} \leq 4 \text{ MPa}$$

Τελικά $R_{b,k} = \frac{3.14 \cdot 0.5^2 m^2}{4} \cdot 4000 \frac{kN}{m^2} = 785.00 \text{ kN}$ για φρεατοπάσσαλο

Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Εφαρμογή :

Να υπολογιστεί η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης τριβής πασσάλου (σχήμα) από σκυρόδεμα μήκους 10m και διαμέτρου 0.3m σε μέτριας πυκνότητας αμμώδες έδαφος με $\varphi=35^\circ$ και $\gamma=16.8\text{kN/m}^3$, $\gamma_{\text{κορ}}=19\text{kN/m}^3$, με υπόγειο ορίζονται στα -2m:

(α) για πάσσαλο έμπηξης και (β) για φρεατοπάσσαλο (να ληφθεί $\gamma_w=10\text{kN/m}^3$)

Επίλυση :

Η αντίσταση τριβής του πασσάλου δίνεται από τη σχέση:

$$R_{s,k} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n (H_i \cdot f_{s,i})$$

Σε αμμώδες έδαφος η οριακή αντίσταση τριβής δίνεται:

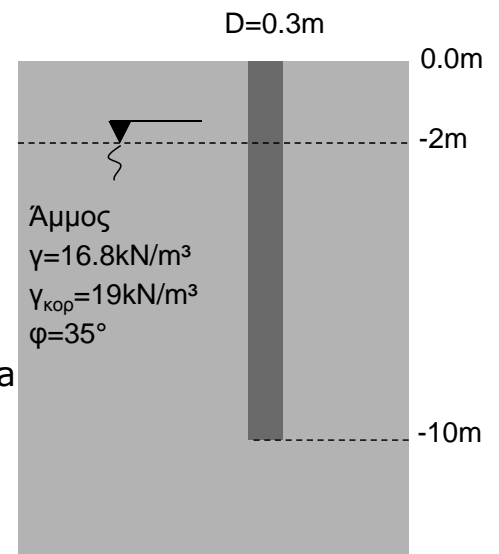
$$f_{s,i} = K \cdot \sigma'_{v,i} \cdot \tan \delta \leq 100 \text{ kPa}$$

Στην επιφάνεια είναι: $\sigma'_{v,0} = \gamma \cdot z = 16.8 \text{ kN/m}^3 \cdot 0\text{m} = 0 \text{ kPa}$

Σε βάθος 2.0m είναι: $\sigma'_{v,2\text{m}} = 16.8 \text{ kN/m}^3 \cdot 2\text{m} = 33.6 \text{ kPa}$

Σε βάθος 10.0m είναι: $\sigma_{v,10\text{m}} = 16.8 \cdot 2 + 19 \cdot 8 = 185.6 \text{ kPa}$

$u_{10\text{m}} = 10 \cdot 8 = 80.0 \text{ kPa}$ $\sigma'_{v,10\text{m}} = 185.6 - 80 = 105.6 \text{ kPa}$



Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Πάσσαλοι έμπηξης $K = \begin{cases} 1.0 & \text{χαλαρά εδάφη} \\ 2.0 & \text{πυκνά εδάφη} \end{cases}$ Για μέτριας πυκνότητας έδαφος επιλέγεται $K=1.5$

Ακόμη $\tan \delta = 0.75 \cdot \tan \varphi \sim \tan \varphi$ για μέτρια πυκνότητα: $\tan \delta = 0.875 \cdot \tan \varphi = 0.613$

άρα $z=0\text{m}$: $f_{s,0\text{m}} = K \cdot \sigma'_{v,i} \cdot \tan \delta = 1.5 \cdot 0 \cdot 0.613 = 0 \leq 100 \text{ kPa}$

$z=2\text{m}$: $f_{s,2\text{m}} = K \cdot \sigma'_{v,i} \cdot \tan \delta = 1.5 \cdot 33.6\text{kPa} \cdot 0.613 = 30.90 \text{ kPa} \leq 100 \text{ kPa}$

$z=10\text{m}$: $f_{s,10\text{m}} = K \cdot \sigma'_{v,i} \cdot \tan \delta = 1.5 \cdot 105.6\text{kPa} \cdot 0.613 = 97.10 \text{ kPa} \leq 100 \text{ kPa}$

Εδαφική στρώση 0-2m ($H_i=2\text{m}$): $f_{s,0-2} = \frac{0 + 30.90}{2} = 15.45 \text{ kPa}$

Εδαφική στρώση 2-10m ($H_i=8\text{m}$): $f_{s,2-10} = \frac{30.90 + 97.10}{2} = 64.00 \text{ kPa}$

Τελικά η αντίσταση τριβής υπολογίζεται:

$$R_{s,k} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n (H_i \cdot f_{s,i}) = 3.14 \cdot 0.3\text{m} \cdot \left(2\text{m} \cdot 15.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 8\text{m} \cdot 64.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \Rightarrow$$

$R_{s,k} = 511.41 \text{ kN}$ για πάσσαλο έμπηξης

Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Φρεατοπάσσαλοι Για φρεατοπασσάλους λαμβάνεται $K=0.7$ και $\delta=\varphi=35^\circ \rightarrow \tan\delta=0.70$

$$\text{άρα } z=0\text{m} : f_{s,0\text{m}} = K \cdot \sigma'_{v,i} \cdot \tan\delta = 0.7 \cdot 0 \cdot 0.700 = 0 \leq 100 \text{ kPa}$$

$$z=2\text{m} : f_{s,2\text{m}} = K \cdot \sigma'_{v,i} \cdot \tan\delta = 0.7 \cdot 33.6\text{kPa} \cdot 0.700 = 16.46 \text{ kPa} \leq 100 \text{ kPa}$$

$$z=10\text{m} : f_{s,10\text{m}} = K \cdot \sigma'_{v,i} \cdot \tan\delta = 0.7 \cdot 105.6\text{kPa} \cdot 0.700 = 51.74 \text{ kPa} \leq 100 \text{ kPa}$$

$$\text{Εδαφική στρώση } 0\text{-}2\text{m} (H_i=2\text{m}) : f_{s,0-2} = \frac{0 + 16.46}{2} = 8.23 \text{ kPa}$$

$$\text{Εδαφική στρώση } 2\text{-}10\text{m} (H_i=8\text{m}) : f_{s,2-10} = \frac{16.46 + 51.74}{2} = 34.10 \text{ kPa}$$

Τελικά η αντίσταση τριβής υπολογίζεται:

$$R_{s,k} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n (H_i \cdot f_{s,i}) = 3.14 \cdot 0.3\text{m} \cdot \left(2\text{m} \cdot 8.23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 8\text{m} \cdot 34.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \Rightarrow$$

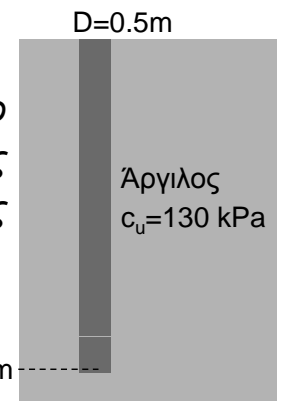
$$R_{s,k} = 272.48 \text{ kN} \text{ για φρεατοπάσσαλο}$$

Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Εφαρμογή :

Να υπολογιστεί χαρακτηριστική τιμή φέρουσας ικανότητας σε πάσσαλο σκυροδέματος διαμέτρου 0.50m και μήκους 18m σε αργιλικό έδαφος με $c_u=130 \text{ kPa}$ (α) με αναλυτικές σχέσεις και (β) από πίνακες Κανονισμού DIN4014



Επίλυση :

(α) χρήση αναλυτικών σχέσεων

Το φορτίο αιχμής του πασσάλου δίνεται από τη σχέση: $R_{b,k} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b$

Σε αργιλικό έδαφος η οριακή αντίσταση αιχμής δίνεται: $q_b = 9 \cdot c_{u,b}$

$$\text{Τελικά: } R_{b,k} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b = \frac{3.14 \cdot 0.5^2 \text{m}^2}{4} \cdot \left(9 \cdot 130 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 229.61 \text{ kN}$$

Η αντίσταση τριβής του πασσάλου δίνεται από τη σχέση: $R_{s,k} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n (H_i \cdot f_{s,i})$

Σε αργιλικό έδαφος η οριακή αντίσταση τριβής δίνεται: $f_s = a \cdot c_u$

Ο εμπειρικός συντελεστής πρόσφυσης $a = 0.21 + \frac{26}{c_u} \leq 1$ (c_u σε kPa)

Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

$$\text{Υπολογίζονται: } a = 0.21 + \frac{26}{c_u} = 0.21 + \frac{26}{130} = 0.41 \leq 1 \quad (c_u \text{ σε kPa})$$

$$f_s = a \cdot c_u = 0.41 \cdot 130 \text{ kPa} = 53.3 \text{ kPa}$$

$$R_{s,k} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n (H_i \cdot f_{s,i}) = 3.14 \cdot 0.5\text{m} \cdot \left(18\text{m} \cdot 53.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 1506.26 \text{ kN}$$

Παρατήρηση: Παρατηρείται πόσο σημαντικότερη είναι η αντίσταση τριβής από την αντίσταση αιχμής σε ένα καθαρά αργιλικό έδαφος.

Σημείωση: Αν ζητούμενο ήταν ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας πασσάλου, θα έπρεπε να ελεγχθεί η παρακάτω σχέση (V_G, V_Q τα κατακόρυφα φορτία στον πάσσαλο):

$$1.35 \cdot V_G + 1.50 \cdot V_Q \leq \left(\frac{1}{1.3} \right) \cdot \left(\frac{R_{b,k}}{1.1} + \frac{R_{s,k}}{1.1} \right) = \left(\frac{1}{1.3} \right) \cdot \left(\frac{229.61}{1.1} + \frac{1506.26}{1.1} \right) \Rightarrow$$

$$1.35 \cdot V_G + 1.50 \cdot V_Q \leq 1213.90 \text{ kN}$$

Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

(β) από πίνακες του Κανονισμού DIN4014

Από τους πίνακες για πάσσαλο σε αργιλικό έδαφος με $c_u=130\text{kPa}$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή:

Οριακή πλευρική τριβή φρεατοπασσάλων σε αργιλικό έδαφος (DIN4014)				
c_u (kPa)	0	25	100	200
f_s (kPa)	0	25	40	60

Οριακή αντίσταση αιχμής φρεατοπασσάλων σε αργιλικό έδαφος (DIN4014)			
c_u (kPa)	0	100	≥ 200
q_b (MPa)	0	0.8	1.5

$$q_b = 0.8 + (1.5 - 0.8) \cdot \frac{130 - 100}{200 - 100} = 1.01 \text{ MPa} = 1010 \text{ kPa}$$

$$f_s = 40 + (60 - 40) \cdot \frac{130 - 100}{200 - 100} = 46 \text{ kPa}$$

$$R_{b,k} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b = \frac{3.14 \cdot 0.5^2 \text{m}^2}{4} \cdot 1010 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 198.21 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n (H_i \cdot f_{s,i}) = 3.14 \cdot 0.5\text{m} \cdot \left(18\text{m} \cdot 46 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 1299.96 \text{ kN}$$

Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Εφαρμογή :

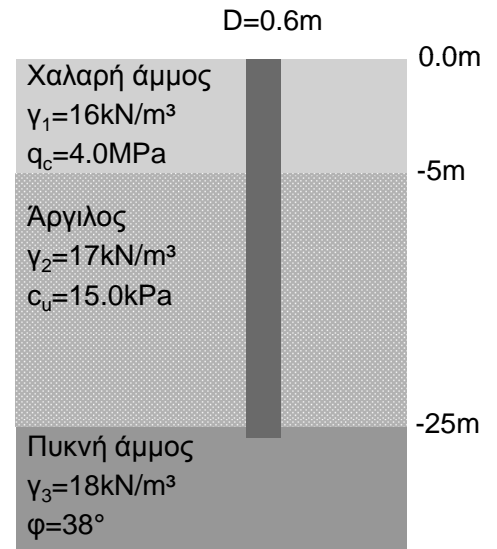
Δίνεται ο φρεατοπάσσαλος του σχήματος. Να γίνει έλεγχος εφόσον ο πάσσαλος μπορεί να φέρει κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο $V_G=600kN$ και $V_Q=200kN$.

Επίλυση :

(α) στρώση χαλαρής άμμου (πλευρική τριβή)

Από πίνακες
DIN4014

Οριακή πλευρική τριβή φρεατοπασσάλων σε αμμώδες έδαφος (DIN4014)				
q_c (MPa)	0	5	10	15
f_s (kPa)	0	40	80	120



Με γραμμική παρεμβολή: $f_s = 0 + (40 - 0) \cdot \frac{4 - 0}{5 - 0} = 32 \text{ kPa}$

$$R_{s1,k} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n (H_i \cdot f_{s,i}) \Rightarrow$$

$$R_{s1,k} = 3.14 \cdot 0.6m \cdot \left(5.0m \cdot 32 \frac{kN}{m^2} \right) = 301.44 \text{ kN}$$

Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

(β) στρώση αργίλου (πλευρική τριβή)

Σε αργιλικό έδαφος η οριακή αντίσταση τριβής δίνεται: $f_s = \alpha \cdot c_u$

$$\text{Υπολογίζονται: } \alpha = 0.21 + \frac{26}{c_u} = 0.21 + \frac{26}{15} = 1.94 \leq 1 \quad (c_u \text{ σε kPa})$$

$$f_s = \alpha \cdot c_u = 1.0 \cdot 15 \text{ kPa} = 15.0 \text{ kPa}$$

$$R_{s2,k} = \pi \cdot D \cdot \sum_1^n (H_i \cdot f_{s,i}) = 3.14 \cdot 0.6m \cdot \left(20m \cdot 15 \frac{kN}{m^2} \right) = 565.20 \text{ kN}$$

(γ) πυκνή άμμος (αντίσταση αιχμής)

Φρεατοπάσσαλοι $q_b = \sigma'_{v,b} \cdot N_q \leq 4 \text{ MPa}$

$$\sigma'_{v,b=25} = 16 \frac{kN}{m^3} \cdot 5m + 17 \frac{kN}{m^3} \cdot 20m = 420 \text{ kPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \varphi' = \varphi_b - 3^\circ = 38^\circ - 3^\circ = 35^\circ \\ \text{ενώ } \frac{L}{D} = \frac{25}{0.6} = 41.67 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} N'_q &= 80.54 \\ a_t &= 0.61 \end{aligned}$$

$$N_q = N'_q \cdot a_t = 80.54 \cdot 0.61 = 49.13$$



Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

(γ) πυκνή άμμος (αντίσταση αιχμής)

Είναι: $q_b = 420 \cdot 49.13 = 20634 \text{ kPa} \leq 4 \text{ MPa} = 4000 \text{ kPa}$

Τελικά $R_{b,k} = \frac{3.14 \cdot 0.6^2 \text{ m}^2}{4} \cdot 4000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1130.40 \text{ kN}$

(δ) επιτρεπόμενο φορτίο πασσάλου

Ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου για τη δεδομένη θλιπτική φόρτιση γίνεται με την παρακάτω σχέση:

$$1.35 \cdot V_G + 1.50 \cdot V_Q \leq \left(\frac{1}{1.3} \right) \cdot \left(\frac{R_{b,k}}{1.1} + \frac{R_{s,k}}{1.1} \right) \Rightarrow$$

$$1.35 \cdot 600 + 1.50 \cdot 200 \leq \left(\frac{1}{1.3} \right) \cdot \left(\frac{R_{b,k}}{1.1} + \frac{R_{s,k}}{1.1} \right) = \left(\frac{1}{1.3} \right) \cdot \left(\frac{1130.40}{1.1} + \frac{301.44 + 565.20}{1.1} \right) \Rightarrow$$

$1110.00 \text{ kN} \leq 1396.53 \text{ kN}$ συνεπώς ο έλεγχος ικανοποιείται



Πασσαλοθεμελιώσεις

• Καθίζηση μεμονωμένου πασσάλου:

Υπάρχουν διάφορες μέθοδοι υπολογισμού της καθίζησης των πασσαλοθεμελιώσεων. Ενδεικτικά στο παρόν παρουσιάζεται μια μέθοδος που βασίζεται στη θεωρία της ελαστικότητας (Poulos and Davis, 1980) όπως περιγράφεται από τον Καββαδά (2005) και τον Αναγνωστόπουλο κ.α. (1994).

$$\text{Καθίζηση κεφαλής πασσάλου: } \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{P}{E_s \cdot D} \cdot I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \quad \text{πάσσαλοι τριβής} \\ \rho = \frac{P}{E_s \cdot D} \cdot I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_v \quad \text{πάσσαλοι αιχμής} \end{array} \right.$$

P το αξονικό φορτίο του πασσάλου

D η διάμετρος του πασσάλου

E_s το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους

I_o συντελεστής καθίζησης

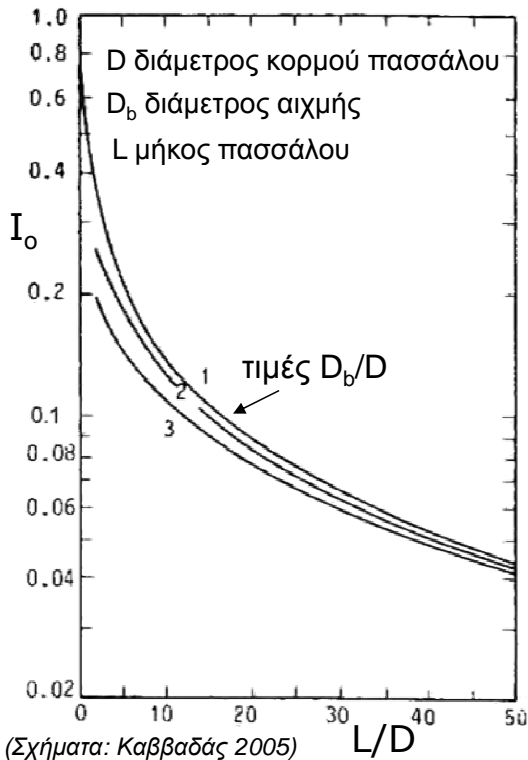
R_i διορθωτικοί συντελεστές από νομογραφήματα στις επόμενες διαφάνειες



Πασσαλοθεμελιώσεις

- Καθίζηση μεμονωμένου πασσάλου:

Συντελεστής καθιζήσεως I_0

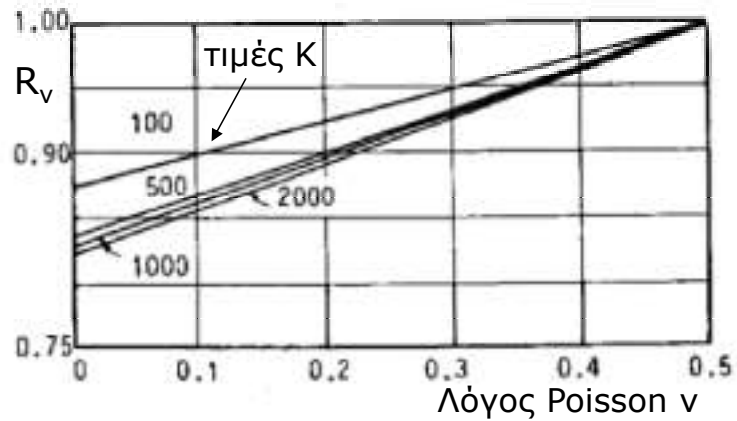
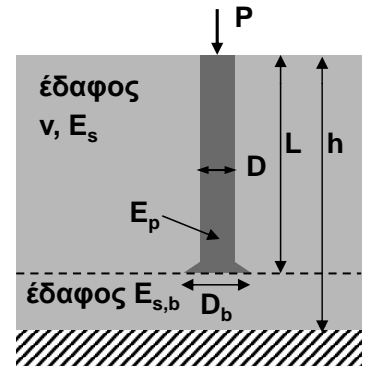


K : συντελεστής δυσκαμψίας πασσάλου

$$K = \frac{E_p}{E_s} \cdot \frac{A_{\text{κοιλη}}}{A_{\text{πληρης}}}$$

A : εμβαδόν διατομής πασσάλου

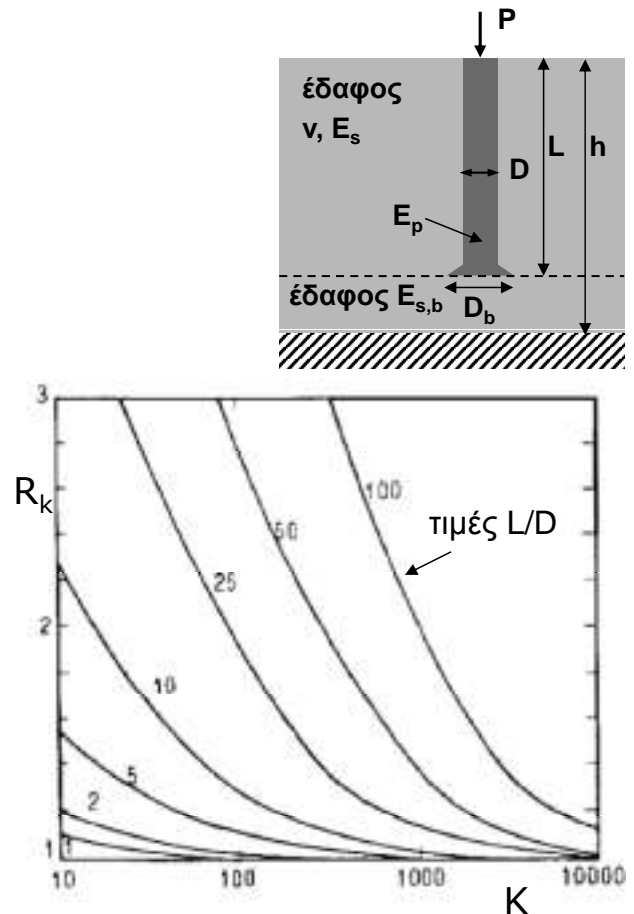
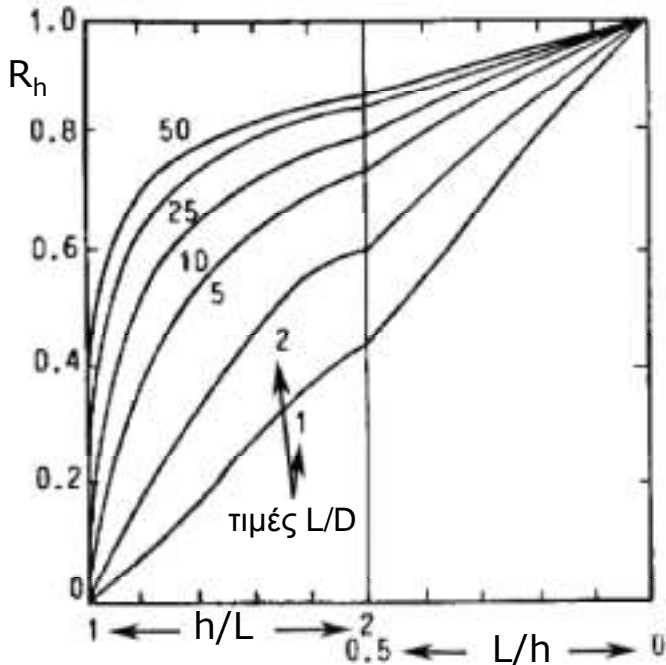
για συμπαγή πάσσαλο $\frac{A_{\text{κοιλη}}}{A_{\text{πληρης}}} = 1$



Πασσαλοθεμελιώσεις

- Καθίζηση μεμονωμένου πασσάλου:

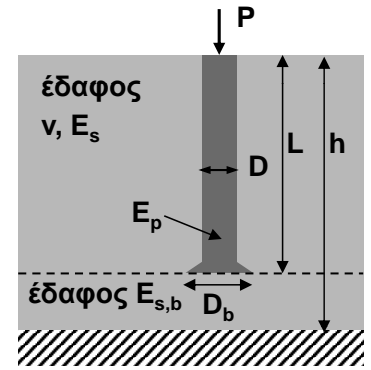
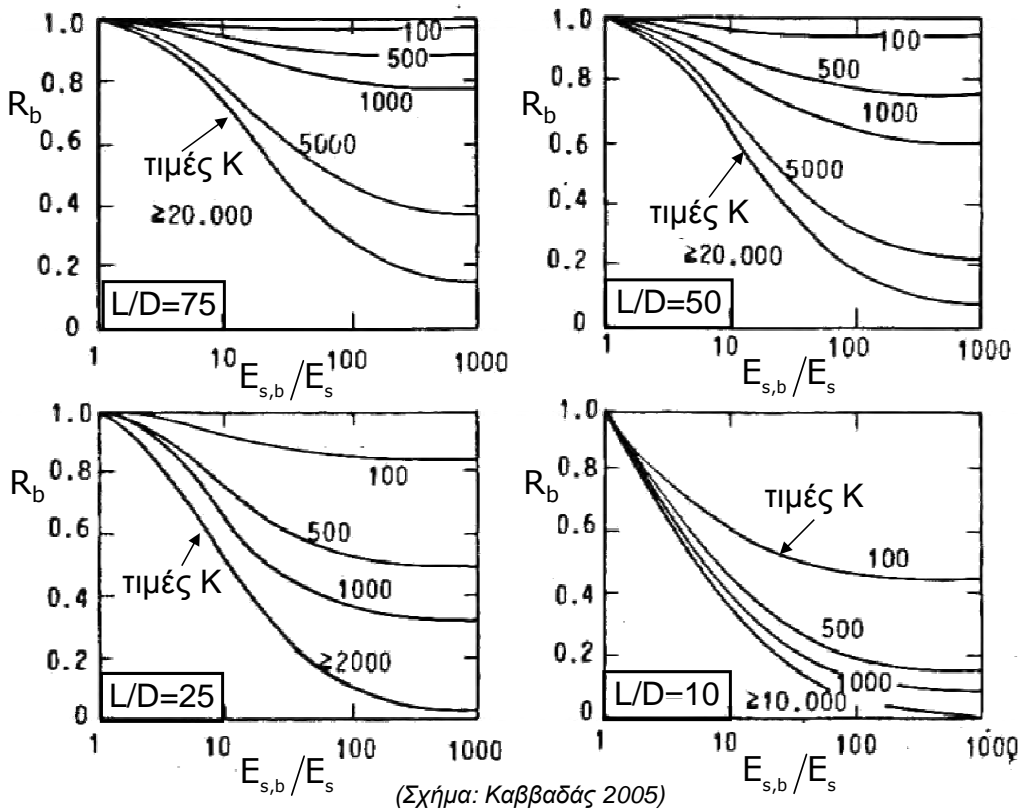
Στις παρακάτω σχέσεις h είναι το πάχος του συμπιεστού στρώματος





Πασσαλοθεμελιώσεις

- Καθίζηση μεμονωμένου πασσάλου:



Προσοχή: πρέπει να αποφεύγεται η σύγχυση μεταξύ του δείκτη R_b που χρησιμοποιείται κατά τον υπολογισμό καθίζησης πασσάλου με το σύμβολο της αντίστασης αιχμής R_b σε φέρουσα ικανότητα του πασσάλου.



Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Εφαρμογή :

Να υπολογιστεί η καθίζηση σε πάσσαλο αιχμής οπλισμένου σκυροδέματος διαμέτρου $D=0.5m$, που βυθίζεται $20m$ σε χαλαρή άμμο με χαρακτηριστικά $E_s=15000kPa$, $\nu=0.3$ και $\gamma=18kN/m^3$ με αιχμή σε πυκνή άμμο με $E_s=50000kPa$. Το κατακόρυφο φορτίο που ασκείται στον πάσσαλο είναι ίσο με $400kN$ ενώ δίνεται μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος $E_p=2.9 \cdot 10^7 kPa$ και βράχος στα $-30m$.

Επίλυση :

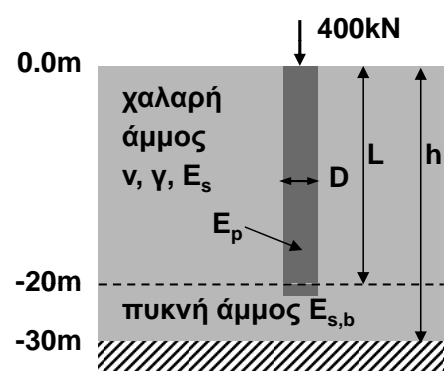
Η καθίζηση του πασσάλου αιχμής δίνεται από τη σχέση: $\rho = \frac{P}{E_s \cdot D} \cdot I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_v$

Από τα δεδομένα του προβλήματος υπολογίζεται ο συντελεστής δυσκαμψίας:

$$K = \frac{E_p}{E_s} \cdot \frac{A_{\text{κοιλη}}}{A_{\text{πληρης}}} = \frac{2.9 \cdot 10^7 kPa}{15000 kPa} \cdot 1 = 1933$$

Υπολογισμός συντελεστή καθιζήσεως I_o :

$$\left. \begin{aligned} \frac{L}{D} &= \frac{20m}{0.5m} = 40 \\ \frac{D_b}{D} &= 1 \end{aligned} \right\} I_o = 0.052$$





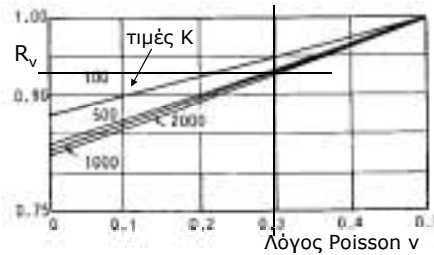
Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

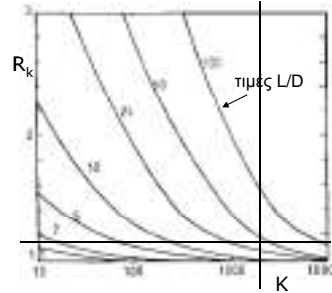
Υπολογισμός συντελεστή R_v :

$$\left. \begin{aligned} \nu &= 0.3 \\ K &= 1933 \end{aligned} \right\} R_v = 0.925$$



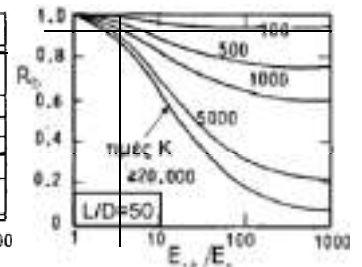
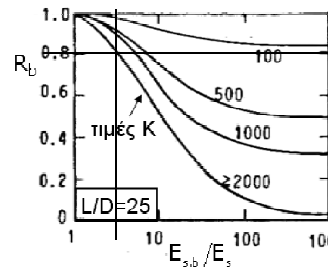
Υπολογισμός συντελεστή R_k :

$$\left. \begin{aligned} \frac{L}{D} &= \frac{20\text{m}}{0.5\text{m}} = 40 \\ K &= 1933 \end{aligned} \right\} R_k = 1.10$$



Υπολογισμός συντελεστή R_b :

$$\left. \begin{aligned} \frac{L}{D} &= \frac{20\text{m}}{0.5\text{m}} = 40 \\ K &= 1933 \\ \frac{E_{s,b}}{E_s} &= \frac{50000}{15000} = 3.33 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \frac{L}{D} = 25 &\rightarrow R_b = 0.80 \\ \frac{L}{D} = 50 &\rightarrow R_b = 0.92 \\ \frac{L}{D} = 40 &\rightarrow R_b = 0.872 \end{aligned}$$



Πασσαλοθεμελιώσεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Τελικά η καθίζηση του πασσάλου αιχμής υπολογίζεται:

$$\rho = \frac{P}{E_s \cdot D} \cdot I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_v = \frac{400 \text{ kN}}{15000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.5\text{m}} \cdot 0.052 \cdot 1.1 \cdot 0.872 \cdot 0.925 \Rightarrow$$

$$\rho = 0.00246 \text{ m}$$

Παρατήρηση: Αν ο πάσσαλος θεωρούνταν πάσσαλος τριβής, τότε αντί του συντελεστή $R_b=0.872$ θα χρησιμοποιούνταν ο συντελεστής $R_h=0.78$. Συνεπώς η υπολογιζόμενη καθίζηση θα προέκυπτε ίση με 0.0022m, με σχετικά μικρή διαφορά από την καθίζηση των 0.00246m του πασσάλου αιχμής.



ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ & ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Αντιστηρίξεις

(μελέτη βάσει EC2 και EC7)

Επιμέλεια σημειώσεων: Κίρτας Εμμανουήλ
Παναγόπουλος Γεώργιος

Σέρρες, Σεπτέμβριος 2017

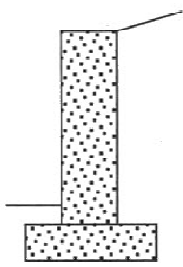
Αντιστηρίξεις

- Στο έδαφος αναπτύσσονται κατακόρυφες και οριζόντιες τάσεις οι οποίες αυξάνονται με το βάθος
- Η συνισταμένη των οριζόντιων εδαφικών τάσεων ονομάζεται εδαφική ώθηση
- Στην περίπτωση απότομης μεταβολής της κλίσης του εδάφους (πρανές), το έδαφος τείνει να αστοχήσει απαιτώντας την ύπαρξη κάποιας μορφής αντιστήριξης που θα παραλάβει τις εδαφικές ωθήσεις
- Υπάρχουν πολλοί τύποι αντιστήριξης από διάφορα υλικά και τεχνικές κατασκευής.

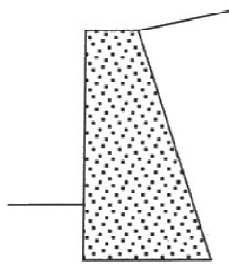
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

• Τυπικές κατασκευές αντιστήριξης

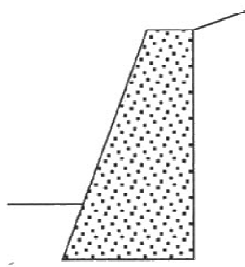
Τοίχοι βαρύτητας



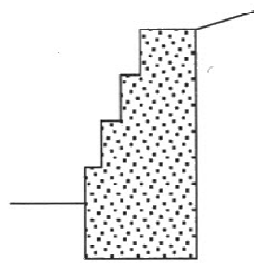
Απλή μορφή



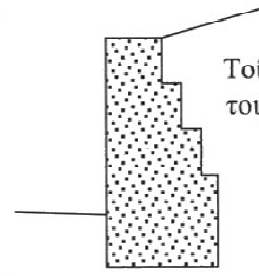
Κεκλιμένη πίσω πλευρά



Κεκλιμένη όψη



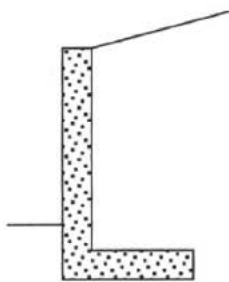
Βαθμιδωτή όψη



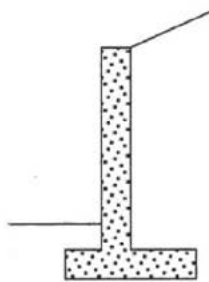
Τοίχοι από τοιχοποιία

Βαθμιδωτή πίσω πλευρά

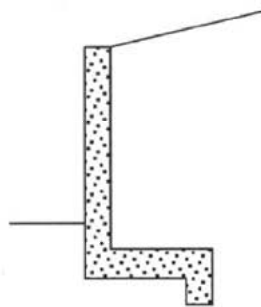
Τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος



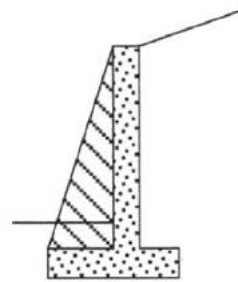
Σχήματος L



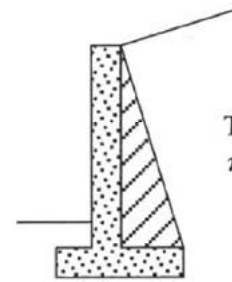
Σχήματος T



Με διαμητική κλειδα



Με αντέρισμα

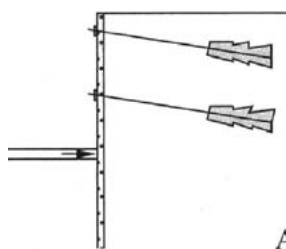


Τοίχοι σε πρόβολο

Αντηριδωτός

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

• Τυπικές κατασκευές αντιστήριξης

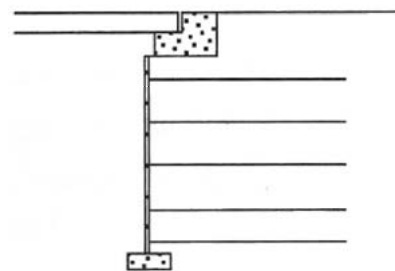


Διαφραγματικός τοίχος

Συνεχής πασσαλότοιχος

Αλληλοτεμνόμενος πασσαλότοιχος

Τοίχοι υπογείων

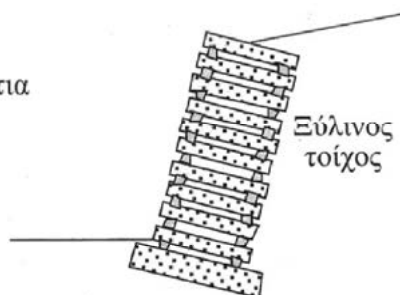


Βάθρα γεφυρών

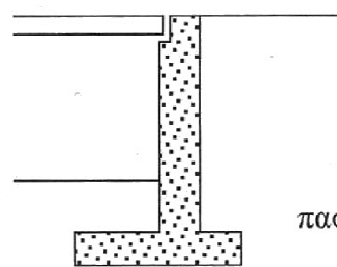
Οπλισμένο έδαφος



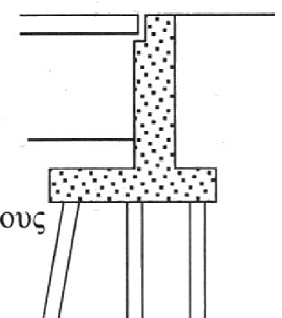
Τοίχος από συρματοκυβώτια



Ξύλινος τοίχος



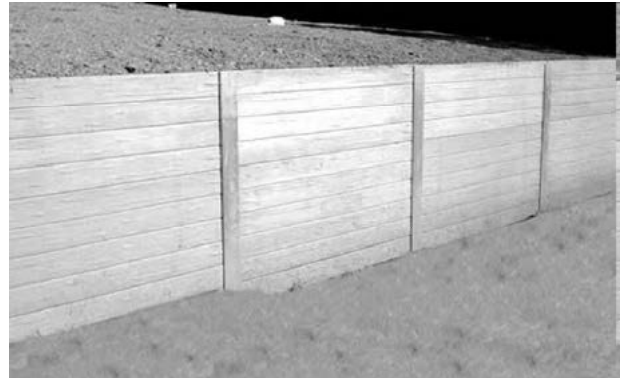
Σχήματος T



Με πασσάλους

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

- Τυπικές κατασκευές αντιστήριξης



Πηγή: <http://www.spec-net.com.au>

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

- Τυπικές κατασκευές αντιστήριξης

Κατασκευή τοίχου οπλισμένου σκυροδέματος



Πηγή: http://www.billkerns.com/first_curve.htm

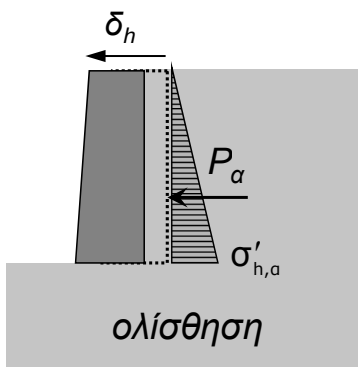
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

- Ανάπτυξη εδαφικών ωθήσεων
- Το ίδιο βάρος του εδάφους έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη κατακόρυφων γεωστατικών τάσεων σ_v οι οποίες αυξάνονται με το βάθος.
- Αν αφαιρεθεί η επιρροή της πίεσης του νερού των πόρων u_w , η ενεργός κατακόρυφη τάση συμβολίζεται κατά τα γνωστά ως σ'_v
- Η οριζόντια γεωστατική ενεργός τάση μπορεί να υπολογιστεί από την σ'_v και έναν συντελεστή K και συμβολίζεται ως σ'_h
- Η συνισταμένη των οριζόντιων εδαφικών τάσεων ονομάζεται εδαφική ώθηση και έχει μεγάλο ενδιαφέρον στην μελέτη έργων αντιστήριξης (συγκράτησης εδαφικών πρηνών ή μαζών).
- Η τιμή των πλευρικών ωθήσεων δεν είναι σταθερή αλλά μεταβάλλεται μεταξύ μιας μέγιστης και μιας ελάχιστης τιμής, ανάλογα με την σχετική μετακίνηση του έργου αντιστήριξης

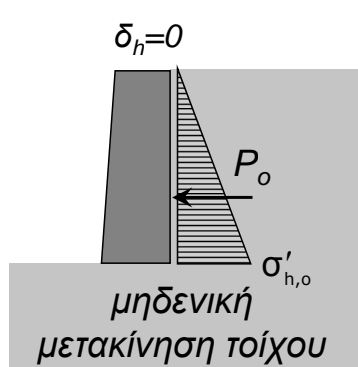
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

- Διακρίνονται τρεις περιπτώσεις ανάπτυξης ωθήσεων

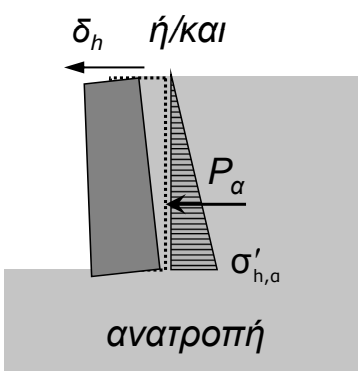
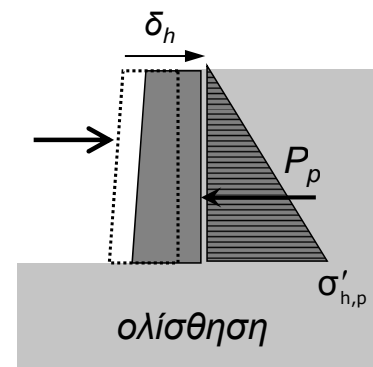
Ενεργητική κατάσταση



Κατάσταση ηρεμίας



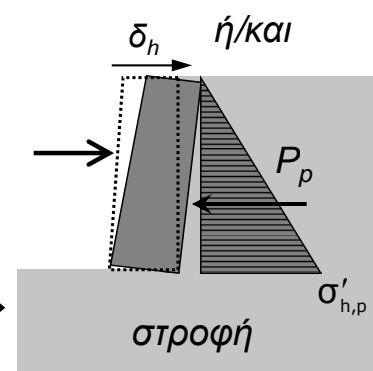
Παθητική κατάσταση



Ωθήσεις ηρεμίας P_o
(μηδενική μετακίνηση τοίχου)

Ενεργητικές ωθήσεις P_α
(ελάχιστη τιμή πλευρικών τάσεων εδάφους - τοίχοι με δυνατότητα μετακίνησης)

Παθητικές ωθήσεις P_p
(μέγιστη τιμή πλευρικών τάσεων εδάφους - τοίχοι με δυνατότητα μετακίνησης)



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

Υπολογισμός ωθήσεων σε κατάσταση ηρεμίας

Ο προσδιορισμός των εδαφικών ωθήσεων σε κατάσταση ηρεμίας (σχεδόν μηδενική μετακίνηση εδάφους-τοίχου, EC7 §9.5.2) γίνεται ως εξής:

- Υπολογίζονται οι κατακόρυφες ενεργές τάσεις στο έδαφος σ'_v
- Προσδιορίζεται ο συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία K_o
- Υπολογίζονται οι οριζόντιες εδαφικές τάσεις στο έδαφος σ'_h από τη σχέση:

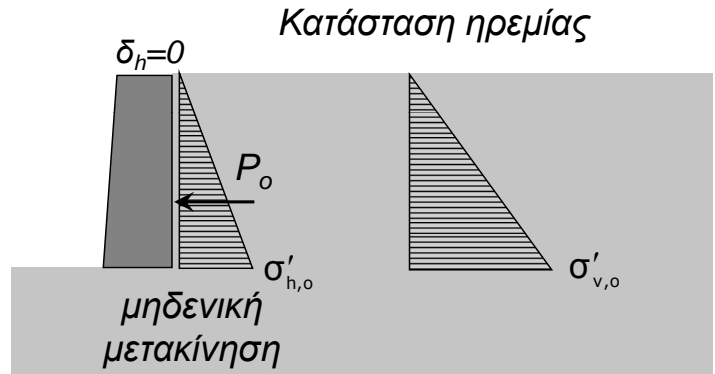
$$\sigma'_h = K_o \cdot \sigma'_v$$

$K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$ για ισότροπο γραμμικά ελαστικό έδαφος (συνήθως δεν ισχύει)

$K_o = 1 - \sin \varphi$ για κανονικά στερεοποιημένες άμμους-αργίλους (Jaky 1944, EC7 §9.5.2)

$K_o = (1 - \sin \varphi) \cdot OCR^{0.5}$ για υπερστερεοποιημένα εδάφη (EC7, έδαφος δίχως κλίση)

4) Η συνισταμένη των οριζόντιων εδαφικών τάσεων δίνει την ώθηση ηρεμίας P_o

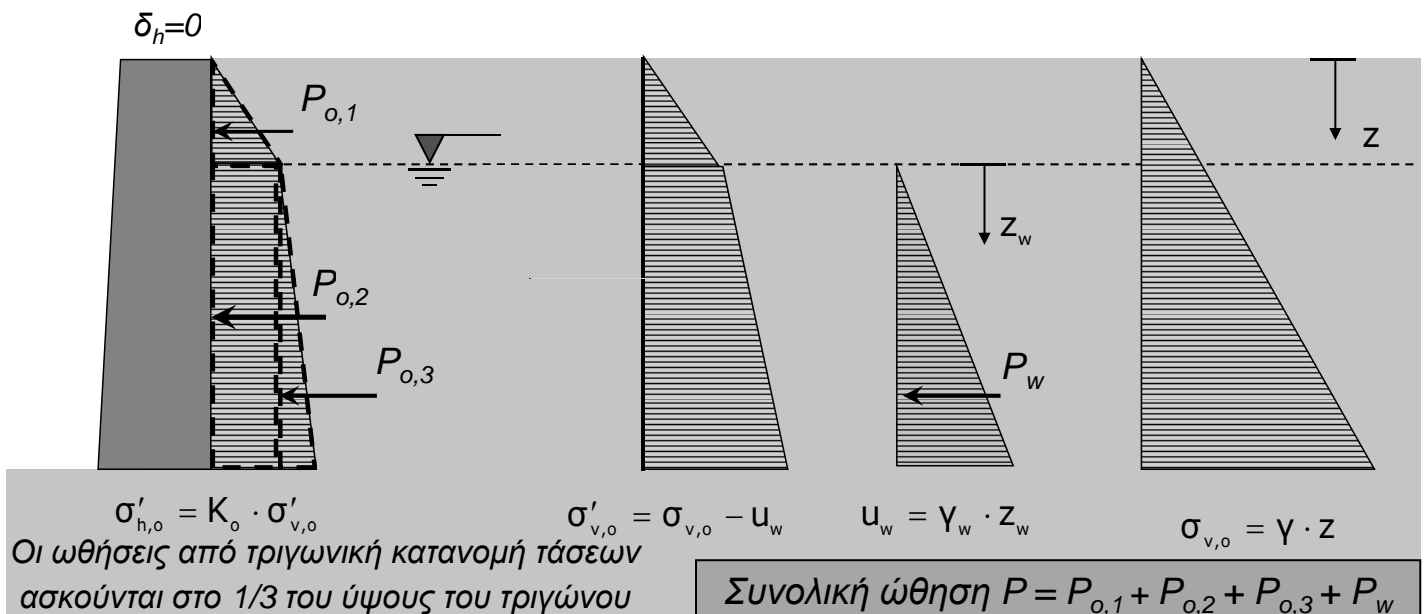


ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

Υπολογισμός ωθήσεων σε κατάσταση ηρεμίας

Σε περίπτωση που υπάρχει **υπόγειος υδάτινος ορίζοντας**, πέραν της ώθησης του εδάφους στον τοίχο ασκείται και η υδροστατική πίεση, σύμφωνα με το σχήμα:

Κατάσταση ηρεμίας (μηδενική μετακίνηση τοίχου-εδάφους)

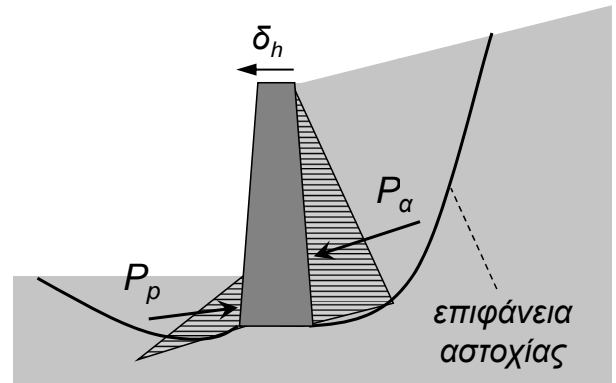


ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

Υπολογισμός ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Ο προσδιορισμός των εδαφικών ωθήσεων σε κατάσταση αστοχίας (ενεργητικών ή παθητικών) δεν είναι εύκολη διαδικασία καθώς εμπλέκεται σημαντικός αριθμός παραμέτρων όπως:

- Η ύπαρξη τριβής μεταξύ τοίχου-εδάφους
- Η ύπαρξη κλίσης στην επιφάνειας του εδαφικού πρανούς
- Η πολυπλοκότητα της κατανομής των τάσεων στο έδαφος πίσω από τον τοίχο
- Η πραγματική επιφάνεια αστοχίας στο έδαφος δεν είναι ευθεία αλλά καμπύλη, και δεν είναι πάντα απλός ο προσδιορισμός της



Στη συνέχεια του Κεφαλαίου θα παρουσιαστεί ο προσδιορισμός των εδαφικών ωθήσεων με τη **μέθοδο του Rankine (1857)** που θεωρεί λεία επιφάνεια τοίχου και μηδενική κλίση του εδαφικού πρανούς που αντιστηρίζεται.

Πληρέστερα, οι ωθήσεις μπορούν να υπολογιστούν **βάσει EC7 (Παραρτ. C)**, λαμβάνοντας υπόψη την κλίση του εδάφους και την πλευρική τριβή τοίχου-εδάφους.

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

Υπολογισμός ενεργητικών ωθήσεων

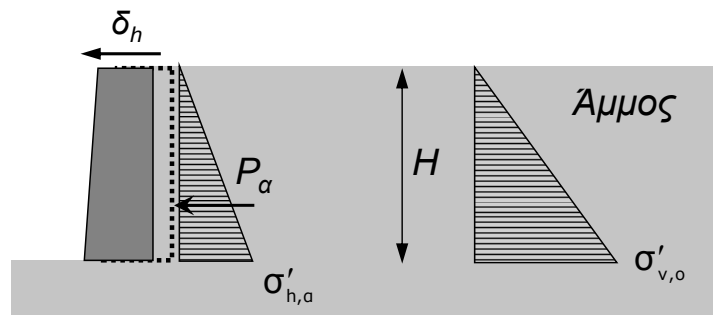
Ο προσδιορισμός των ενεργητικών εδαφικών ωθήσεων κατά Rankine συμβαίνει τη στιγμή που ο τοίχος κινείται προς την εκσκαφή και το έδαφος πίσω από τον τοίχο αστοχεί, άρα αναπτύσσεται η ελάχιστη οριζόντια τάση.

Αμμώδη εδάφη (c=0):

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,o}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_{h,a} \cdot H \quad \text{Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$

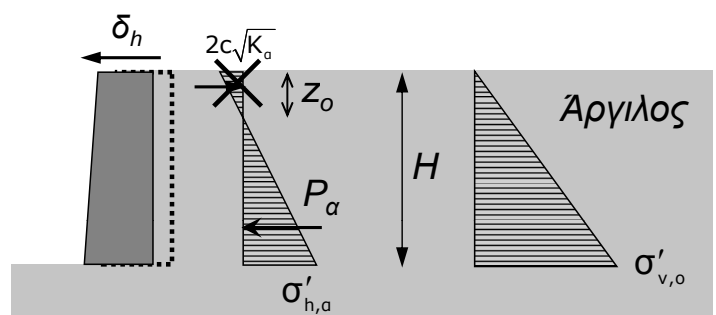


Αργιλικά εδάφη (c≠0):

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,o} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_{h,a} \cdot (H - z_o) \quad \text{Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

Υπολογισμός παθητικών ωθήσεων

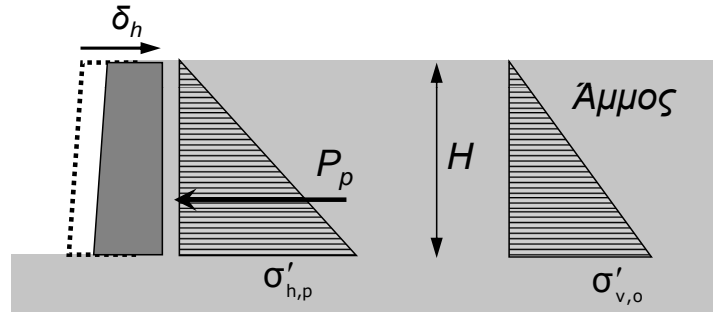
Ο προσδιορισμός των παθητικών εδαφικών ωθήσεων κατά Rankine συμβαίνει τη στιγμή που ο τοίχος κινείται προς το έδαφος, το οποίο εξαντλεί την αντοχή του και αστοχεί, άρα αναπτύσσεται η μέγιστη οριζόντια τάση.

Αμμώδη εδάφη (c=0):

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) \quad \text{Συντελεστής παθητικών ωθήσεων}$$

$$\sigma'_{h,p} = K_p \cdot \sigma'_{v,o}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_{h,p} \cdot H \quad \text{Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$

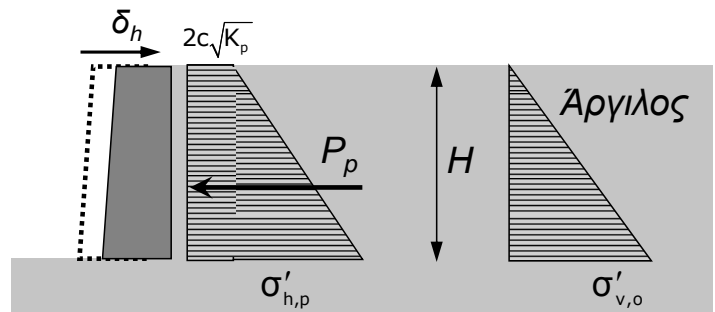


Αργιλικά εδάφη (c≠0):

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) \quad \text{Συντελεστής παθητικών ωθήσεων}$$

$$\sigma'_{h,p} = K_p \cdot \sigma'_{v,o} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

$$P_p = \frac{\sigma'_{h,p} + 2c\sqrt{K_p}}{2} \cdot H \quad \text{Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$

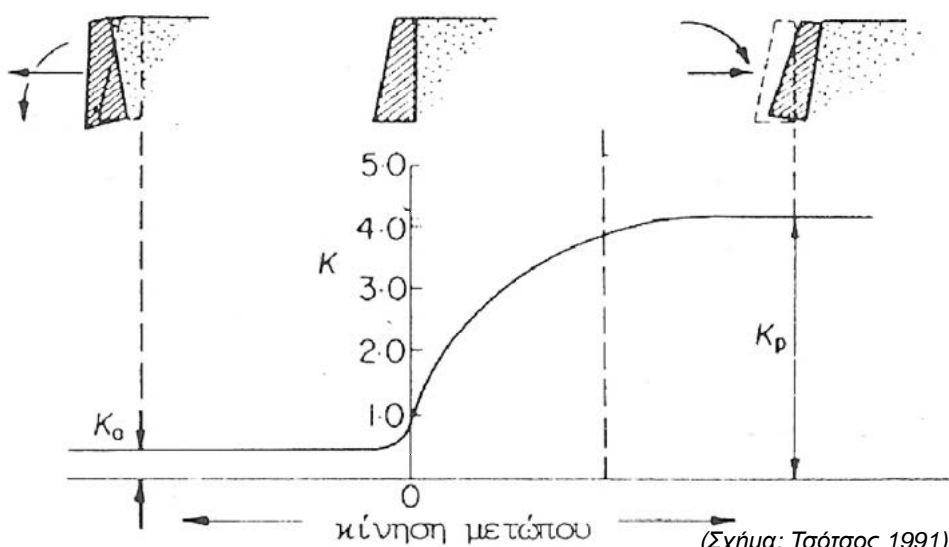


ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

Υπολογισμός ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Για την πλήρη ανάπτυξη της ενεργητικής ή της παθητικής ώθησης απαιτείται μετακίνηση του τοίχου, σαφώς σημαντικότερη στην περίπτωση της παθητικής κατάστασης. Προκύπτουν μεγάλη τιμή του K_p και μεγάλες τιμές παθητικών ωθήσεων.

Ενεργός κατάσταση κατάσταση σε ηρεμία παθητική κατάσταση



(Σχήμα: Τσότσος 1991)

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

Υπολογισμός ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Η τάξη μεγέθους της μετακίνησης που απαιτείται για την πλήρη ανάπτυξη ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων δίνονται στο Παράρτημα C του EC7.

Είδος μετακίνησης του τοίχου		v_a/h χαλαρό έδαφος %	v_p/h πυκνό έδαφος %
α)		0,4 έως 0,5	0,1 έως 0,2
β)		0,2	0,05 έως 0,1
γ)		0,8 έως 1,0	0,2 έως 0,5
δ)		0,4 έως 0,5	0,1 έως 0,2

όπου:
 v_a είναι η κίνηση του τοίχου για την ενεργοποίηση της ενεργητικής ώθησης γαιών
 h είναι το ύψος του τοίχου

Ενεργητικές ωθήσεις

(ενδεικτικά για τοίχο ύψους 5m ο οποίος στρέφεται στη βάση, απαιτείται $v_a/h \approx 0.5\%$ δηλαδή μετακίνηση κορυφής ίση με 2.5cm)

Παθητικές ωθήσεις

(ενδεικτικά για τοίχο ύψους 5m ο οποίος στρέφεται στη βάση, απαιτείται $v_a/h = 7 \sim 25\%$ δηλαδή $v_a = 35 \sim 125\text{cm!}$) (σε παρένθεση τιμές για τη μισή ώθηση)

Είδος μετακίνησης του τοίχου		v_p/h χαλαρό έδαφος %	v_p/h πυκνό έδαφος %
α)		7 (1,5) έως 25 (4,0)	5 (1,1) έως 10 (2,0)
β)		5 (0,9) έως 10 (1,5)	3 (0,5) έως 6 (1,0)
γ)		6 (1,0) έως 15 (1,5)	5 (0,5) έως 6 (1,3)

όπου:
 v_p είναι η κίνηση του τοίχου για την ενεργοποίηση της παθητικής ώθησης γαιών
 h είναι το ύψος του τοίχου

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

Υπολογισμός ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Στον πίνακα δίνονται υπολογισμένες οι τιμές του συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων K_a και του συντελεστή παθητικών ωθήσεων K_p κατά Rankine, για διάφορες γωνίες τριβής εδάφους.

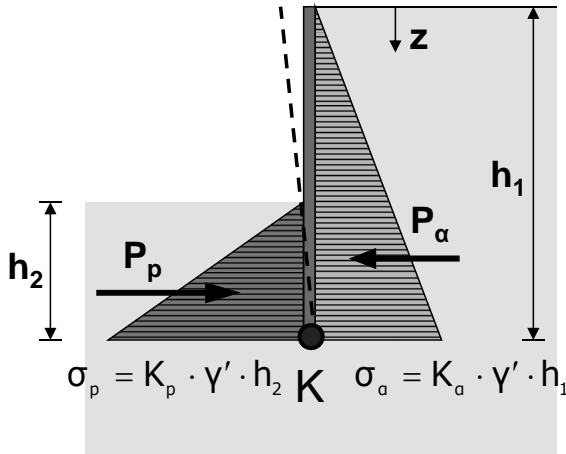
ϕ (°)	K_a	K_p	ϕ (°)	K_a	K_p
10	0.7041	1.4203	36	0.2596	3.8518
11	0.6795	1.4716	37	0.2486	4.0228
12	0.6558	1.5250	38	0.2379	4.2037
13	0.6327	1.5805	39	0.2275	4.3955
14	0.6104	1.6383	40	0.2174	4.5989
15	0.5888	1.6984	41	0.2077	4.8150
16	0.5678	1.7610	42	0.1982	5.0447
17	0.5475	1.8263	43	0.1891	5.2893
18	0.5279	1.8944	44	0.1802	5.5500
19	0.5088	1.9655	45	0.1716	5.8284
20	0.4903	2.0396	46	0.1632	6.1261
21	0.4724	2.1171	47	0.1552	6.4447
22	0.4550	2.1980	48	0.1474	6.7865
23	0.4381	2.2826	49	0.1398	7.1536
24	0.4217	2.3712	50	0.1325	7.5486
25	0.4059	2.4639	51	0.1254	7.9745
26	0.3905	2.5611	52	0.1186	8.4344
27	0.3755	2.6629	53	0.1120	8.9322
28	0.3610	2.7698	54	0.1056	9.4721
29	0.3470	2.8821	55	0.0994	10.0590
30	0.3333	3.0000	56	0.0935	10.6985
31	0.3201	3.1240	57	0.0877	11.3970
32	0.3073	3.2546	58	0.0822	12.1621
33	0.2948	3.3921	59	0.0769	13.0024
34	0.2827	3.5371	60	0.0718	13.9282
35	0.2710	3.6902			

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

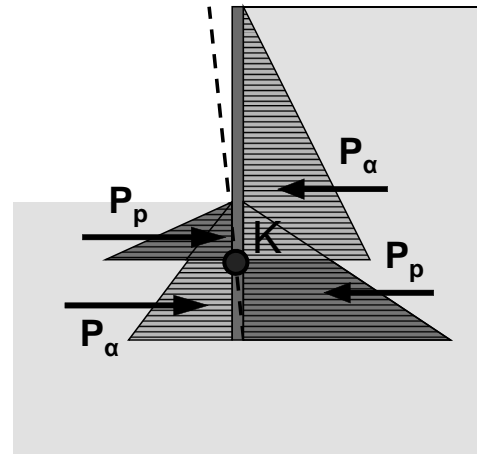
Υπολογισμός ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Ενδεικτικά η ανάπτυξη ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων σε διάφραγμα για διαφορετική θέση του σημείου στροφής κατά την οριακή κατάσταση δίνεται στα παρακάτω σχήματα (Κίρτας και Μαραγκός, 2013)

Το σημείο στροφής K βρίσκεται στη βάση του διαφράγματος



Το σημείο στροφής K βρίσκεται ψηλότερα από τη βάση του διαφράγματος

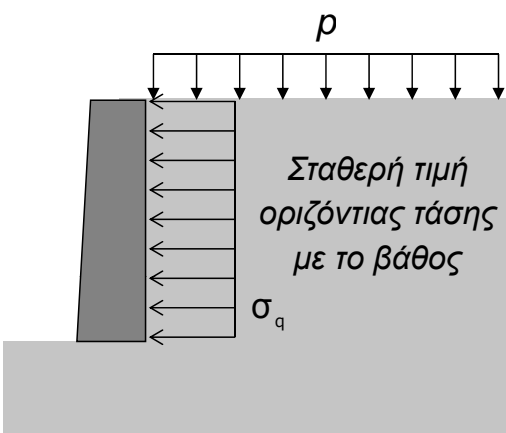


ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

Ωθήσεις λόγω επιφόρτισης

Οι πρόσθετες εδαφικές ωθήσεις λόγω επιφόρτισης είτε κατανεμημένης (q ή g) με άπειρο μήκος και πλάτος είτε λόγω σημειακού φορτίου (Q ή G) φαίνονται στο σχήμα. Περισσότερες περιπτώσεις δίνονται στους Γραμματικόπουλο κ.α. (1994).

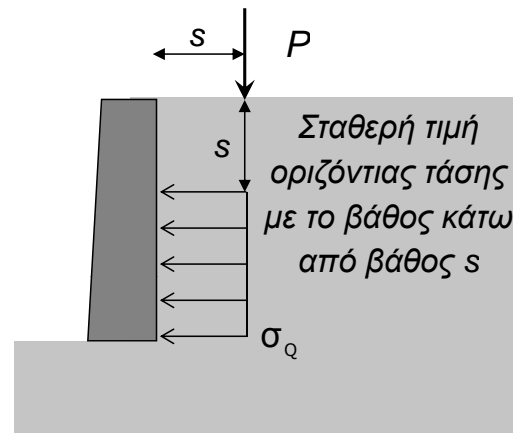
Κατανεμημένο φορτίο p (q ή g)



Ενεργητική τάση Παθητική τάση

$$\sigma_{a,q} = K_a \cdot p \quad \sigma_{p,q} = K_p \cdot p$$

Σημειακό φορτίο P (Q ή G)



Ενεργητική τάση Παθητική τάση

$$\sigma_{a,Q} = K_a \cdot \frac{P}{4 \cdot s^2} \quad \sigma_{p,Q} = K_p \cdot \frac{P}{4 \cdot s^2}$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

• Υπολογισμός ωθήσεων σε τοίχο αντιστήριξης

Ο υπολογισμός της ενεργητικής και της παθητικής ώθησης κατά Rankine είναι περισσότερο πολύπλοκος από τις απλές περιπτώσεις των προηγούμενων διαφανειών λόγω της ενδεχόμενης ταυτόχρονης:

- (α) ύπαρξης υπόγειου υδάτινου ορίζοντα
- (β) ύπαρξης διαφορετικών εδαφικών στρώσεων στο ύψος του τοίχου αντιστήριξης
- (γ) ύπαρξης επιφόρτισης στην επιφάνεια του εδάφους

Η διαδικασία προσδιορισμού των ωθήσεων κατά Rankine μπορεί να περιγραφεί ως:

- 1) Υπολογισμός των κατακόρυφων ενεργών τάσεων λόγω ιδίου βάρους του εδάφους με το βάθος
- 2) Υπολογισμός των οριζόντιων τάσεων λόγω ιδίου βάρους του εδάφους με το βάθος
- 3) Υπολογισμός των οριζόντιων υδροστατικών τάσεων με το βάθος
- 4) Υπολογισμός των οριζόντιων τάσεων λόγω επιφόρτισης με το βάθος
- 5) Προσδιορισμός της τιμής και θέσης εφαρμογής της οριζόντιας ώθησης για κάθε ένα από τα (2) – (3) – (4) ως συνισταμένη των αντίστοιχων οριζόντιων τάσεων

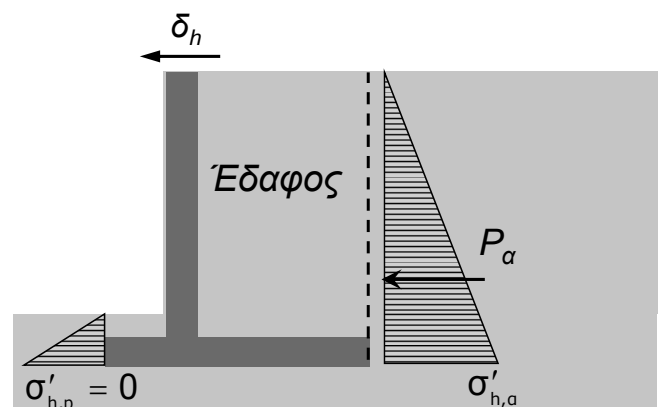
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

• Τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος

Πρόκειται για πολύ συνηθισμένη μορφή τοίχου αντιστήριξης όπου ρόλο σταθεροποιητικής δύναμης λαμβάνει κατά ένα μέρος και το βάρος του εδάφους πάνω στο πέλμα του τοίχου.

Στη μελέτη τοίχων αυτού του τύπου θεωρείται πως ο τοίχος και το έδαφος πάνω από τη βάση του αποτελούν μια ενιαία αντιστήριξη όπου ασκούνται οριζόντιες ενεργητικές τάσεις από το επίχωμα (Γεωργιάδης Κ & Μ, 2009).

Τα σκέλη του τοίχου μελετώνται και διαστασιολογούνται ως πρόβολοι Ο/Σ.

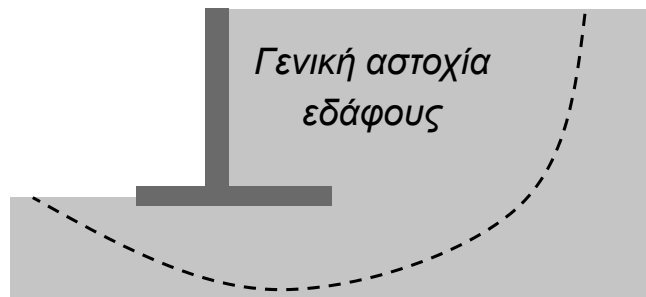
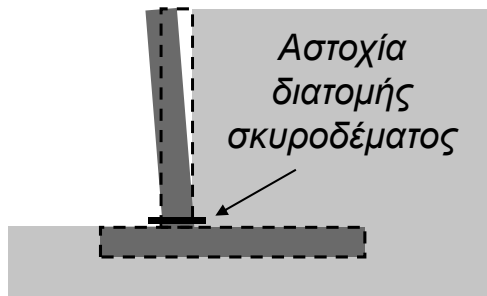
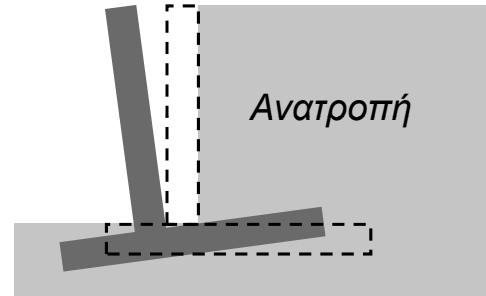
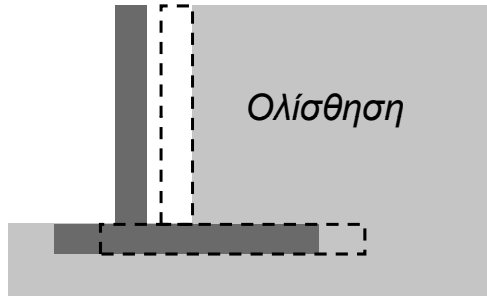


Οι παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται μπροστά από τη βάση του τοίχου συνήθως αγνοούνται λόγω μικρού βάθους σε έδαφος πιθανώς μη υγιές επιφανειακά. Αν δεν αγνοηθούν θα πρέπει βάσει EC7 (DA-2*) να ληφθούν ως αντιστάσεις και όχι ως δράσεις (διαφορετικοί συντελεστές ασφαλείας) (Αναγνωστόπουλος κα, 2009).

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

• Τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος

Η αστοχία των τοίχων οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να οφείλεται σε:



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ

• Τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος

Η διαδικασία μελέτης των τοίχων οπλισμένου σκυροδέματος περιλαμβάνει:

- 1) Εκτίμηση των απαιτούμενων διαστάσεων του τοίχου (κυρίως του πλάτους B) βάσει του ελέγχου του τοίχου σε ανατροπή (τύπος αστοχίας **EQU**)
- 2) Έλεγχος του τοίχου αντιστήριξης σε ολίσθηση (τύπος αστοχίας **GEO**)
- 3) Έλεγχος φέρουσας ικανότητα του εδάφους κάτω από τον τοίχο (μετά από υπολογισμό των τάσεων στο έδαφος) (τύπος αστοχίας **GEO**)
- 4) Διαστασιολόγηση του τοίχου (υπολογισμός οπλισμού) σε διάφορες κρίσιμες διατομές με έλεγχο σε κάμψη και εφόσον απαιτηθεί αύξηση της διατομής (πάχους του κορμού ή του πέλματος) (τύπος αστοχίας **STR**)
- 5) Έλεγχος σε διάτμηση και εφόσον απαιτηθεί αύξηση της διατομής (πάχους του κορμού ή του πέλματος) (τύπος αστοχίας **STR**)

Σε τοίχους που επιτρέπονται μετακινήσεις οι έλεγχοι γίνονται λαμβάνοντας υπόψη τις ενεργητικές ωθήσεις. Σε τοίχους που δεν επιτρέπεται μετακίνηση του τοίχου οι έλεγχοι γίνονται με τις τιμές ωθήσεων σε ηρεμία (EC7§9.5.2), ενώ σε τοίχους όπου επιτρέπονται πολύ μικρές μετακινήσεις μπορούν να ληφθούν μέσες τιμές ωθήσεων μεταξύ ηρεμίας και ενεργητικής κατάστασης (§9.5.4).

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Εφαρμογή :

Να υπολογιστεί απαιτούμενο πλάτος B του λείου (πλευρικά) τοίχου οπλισμένου σκυροδέματος του σχήματος, ώστε να εξασφαλίζεται ο έλεγχος σε ανατροπή. Στη συνέχεια να γίνει διαστασιολόγηση του τοίχου. Δίνονται C30-B500C, $\gamma_{σκυρ}=25\text{kN/m}^3$, έδαφος πυκνή-ασυμπίεστη άμμος, συνολική επικάλυψη κορμού 4cm και πέλματος 8cm, ενώ η σκυροδέτηση του τοίχου γίνεται επί τόπου. Να θεωρηθεί πως η επιφόρτιση **οφείλεται σε μεταβλητό (q)** και όχι σε μόνιμο φορτίο (g).

Επίλυση :

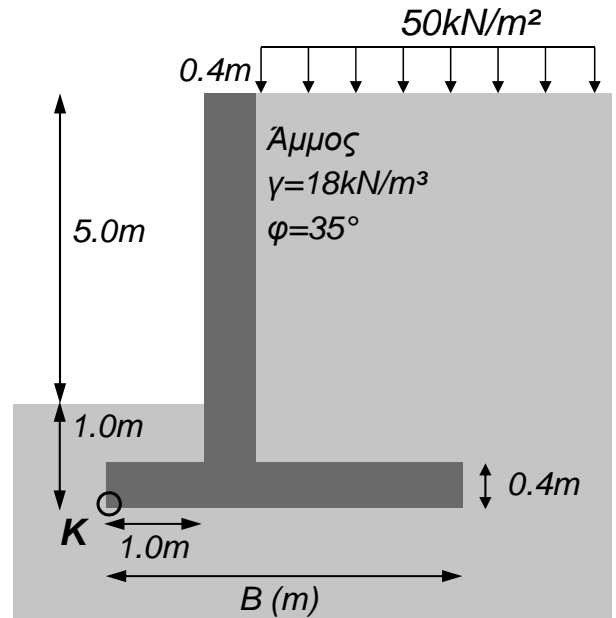
Ο έλεγχος σε ανατροπή (EQU) θα γίνει για στροφή γύρω από το σημείο K (EC7 §9.4.1-§2.4.7.2):

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d}$$

(ροπή ανατροπής \leq ροπή ευστάθειας)

Δυνάμεις ανατροπής (δυσμενείς E_{dst}) στον τοίχο είναι οι εδαφικές ωθήσεις και οι ωθήσεις λόγω της επιφόρτισης.

Ως δυνάμεις ευστάθειας (ευμενείς E_{stb}) λειτουργούν το βάρος του σκυροδέματος, το βάρος του εδάφους και η επιφόρτιση.



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Προεκλογή πλάτους τοίχου (έλεγχος σε ανατροπή EQU):

Η προεκλογή γίνεται θεωρώντας προς την πλευρά της ασφαλείας πως το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι ίσο με αυτό του εδάφους. Επίσης οι παθητικές ωθήσεις στην αριστερά πλευρά αγνοούνται (γιατί;).

Βάσει (EC7 §2.4.7.2) πρέπει να ισχύει:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d}$$

(ροπή ανατροπής \leq ροπή ευστάθειας)

$$E_{dst} (\gamma_F F_k, X_k) \leq E_{stb} (\gamma_F F_k, X_k)$$

- ενεργητικές ωθήσεις λόγω εδάφους
- ενεργητικές ωθήσεις λόγω επιφόρτισης
- βάρος τοίχου O/Σ
- βάρος εδάφους
- επιφόρτιση

Οι διάφοροι έλεγχοι γίνονται ανά m μήκους του τοίχου (βλ. μονάδες στους υπολογισμούς).

Πίνακας A.1 (EC7 – Παράρτημα A)

Παράμετρος		Σύμβολο*	Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής *	γ_F	$\gamma_{G,dst}$ 1.10
	Ευνοϊκή		$\gamma_{G,stb}$ 0.90
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		$\gamma_{Q,dst}$ 1.50
	Ευνοϊκή		$\gamma_{Q,stb}$ 0.00

*Δυσμενής Αποσταθεροποιητική δράση (dst) και Ευνοϊκή Σταθεροποιητική δράση (stb)

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Προεκλογή πλάτους τοίχου (έλεγχος σε ανατροπή EQU):

Η προεκλογή γίνεται θεωρώντας προς την πλευρά της ασφαλείας πως το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι ίσο με αυτό του εδάφους. Επίσης οι παθητικές ωθήσεις στην αριστερά πλευρά αγνοούνται (γιατί;).

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων

Ενεργητική ώθηση εδάφους:

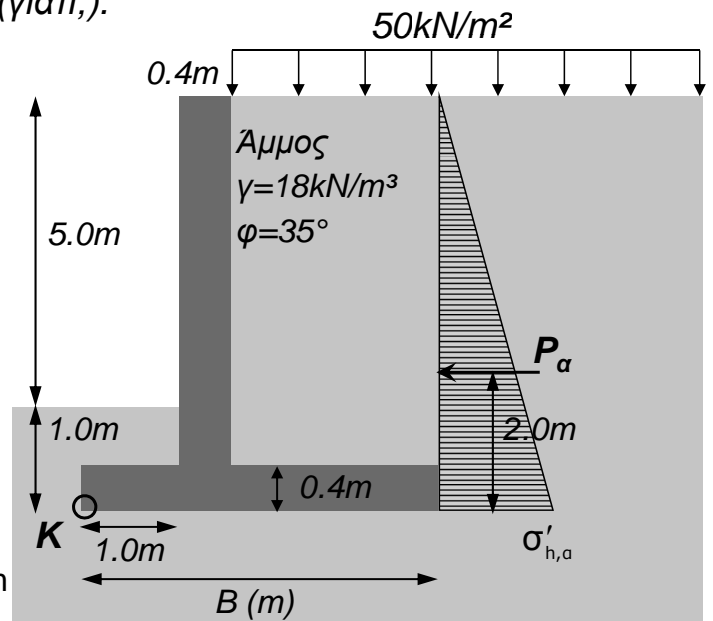
$$\text{Άμμος } \varphi=35^\circ \rightarrow K_a=0.2710$$

$$z = 6.0\text{m} \rightarrow \sigma'_{v,6\text{m}} = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 6.0\text{m} = 108.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,6\text{m}} = 0.2710 \cdot 108 = 29.27 \text{ kPa}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 29.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 6.0 \text{ m} = 87.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_a \text{ από το } K: \frac{1}{3} \cdot 6 = 2.0 \text{ m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Προεκλογή πλάτους τοίχου (έλεγχος σε ανατροπή EQU):

Η προεκλογή γίνεται θεωρώντας προς την πλευρά της ασφαλείας πως το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι ίσο με αυτό του εδάφους. Επίσης οι παθητικές ωθήσεις στην αριστερά πλευρά αγνοούνται (γιατί;).

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων

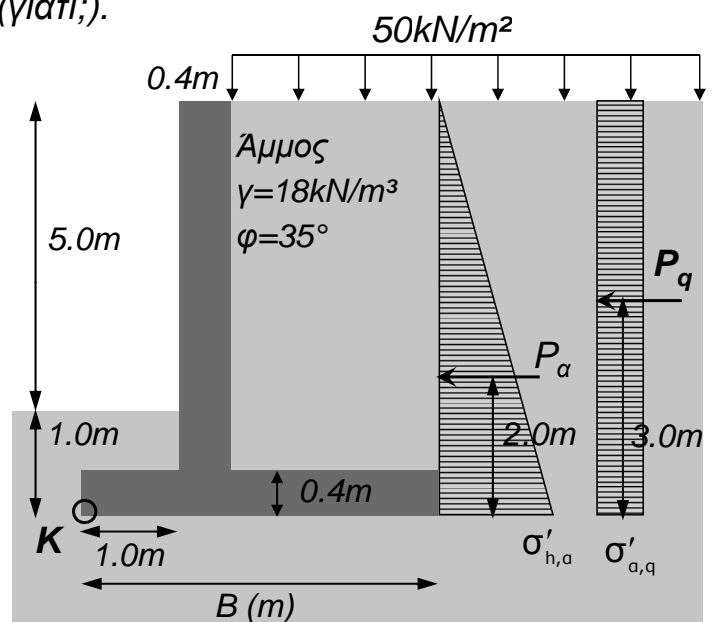
Ενεργητική ώθηση λόγω επιφόρτισης:

Για επιφόρτιση ομοιόμορφο καταναμεημένο φορτίο $q=50\text{kN/m}^2$ προκύπτουν οριζόντιες ενεργητικές τάσεις:

$$\sigma'_{a,q} = K_a \cdot q = 0.2710 \cdot 50 \text{ kPa} = 13.55 \text{ kPa}$$

$$P_q = 13.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 6.0 \text{ m} = 81.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_q \text{ από το } K: \frac{1}{2} \cdot 6 = 3.0 \text{ m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Προεκλογή πλάτους τοίχου (έλεγχος σε ανατροπή EQU):

Η προεκλογή γίνεται θεωρώντας προς την πλευρά της ασφαλείας πως το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι ίσο με αυτό του εδάφους. Επίσης οι παθητικές ωθήσεις στην αριστερά πλευρά αγνοούνται (γιατί;).

Υπολογισμός των δυνάμεων ευστάθειας

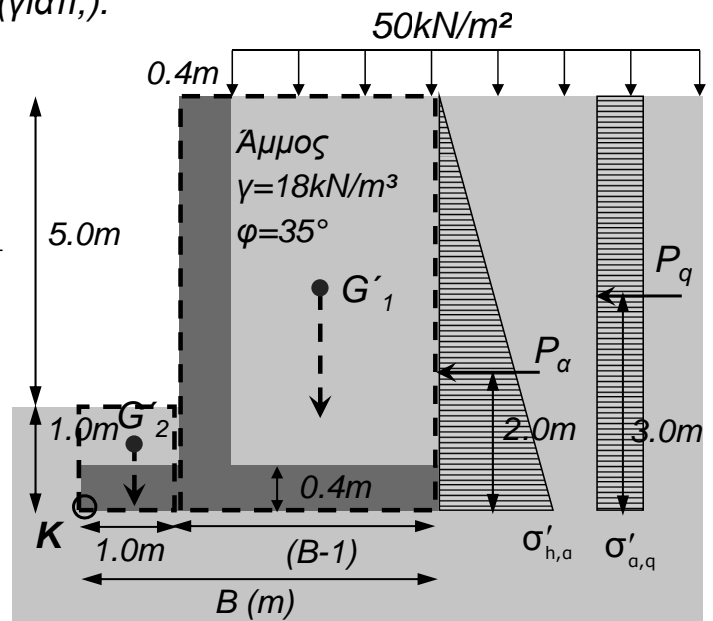
Βάρος εδάφους-τοίχου (προσεγγιστικά):

$$G'_1 = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 6.0\text{m} \cdot (B-1)\text{m} = (108 \cdot B - 108) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G'_2 = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.0\text{m} \cdot 1.0\text{m} = 18.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Θέση εφαρμογής G'_1 από το Κ: $\left(1 + \frac{B-1}{2}\right) \text{m}$

Θέση εφαρμογής G'_2 από το Κ: $\frac{1}{2} = 0.5 \text{m}$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Προεκλογή πλάτους τοίχου (έλεγχος σε ανατροπή EQU):

Ευμενής επιρροή επιφόρτισης ($q=50\text{kPa}$):

Η επιφόρτιση $q=50\text{kPa}$ έχει ευνοϊκή επιρροή στο μήκος που ασκείται πάνω στο πέλμα του τοίχου.

Συνισταμένη επιφόρτισης: $Q = 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (B-1.4)\text{m}$

Θέση εφαρμογής Q από το Κ: $\left(1.4 + \frac{B-1.4}{2}\right) \text{m}$

Ροπή ανατροπής E_{dst} (αποσταθεροποιητική)

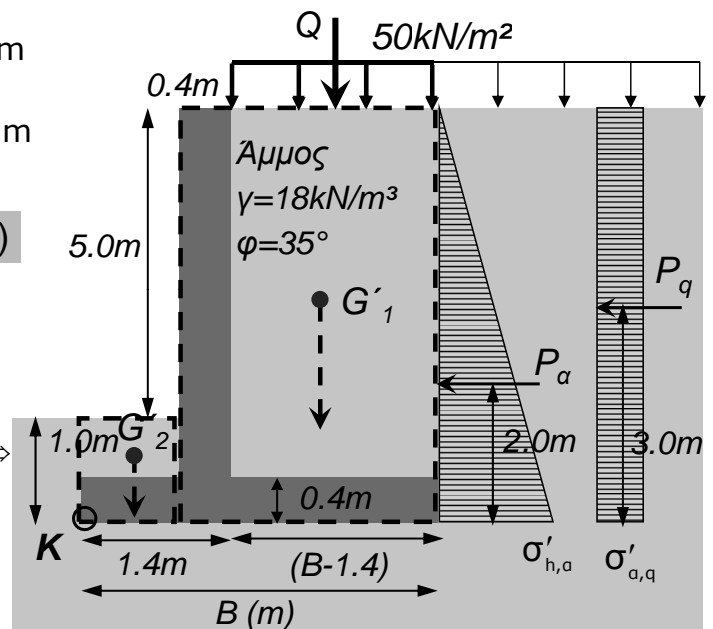
$$E_{dst} (\gamma_F F_k, X_k) \leq E_{stb} (\gamma_F F_k, X_k)$$

$$M_{αναρπ} = 1.1 \cdot P_a \cdot 2.0 + 1.5 \cdot P_q \cdot 3 \Rightarrow$$

$$M_{αναρπ} = 1.1 \cdot 87.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2.0\text{m} + 1.5 \cdot 81.30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 3\text{m} \Rightarrow$$

$$M_{αναρπ} = 559.03 \text{ kNm / m}$$

Προσοχή: Αν η επιφόρτιση ήταν μόνιμο φορτίο (g) θα λάμβανε συντελεστή 1.1 (EC7 Πιν. Α.1)



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Προεκλογή πλάτους τοίχου (έλεγχος σε ανατροπή EQU):

Ροπή ευστάθειας E_{stb} (σταθεροποιητική)

$$E_{dst} (\gamma_F F_k, X_k) \leq E_{stb} (\gamma_F F_k, X_k)$$

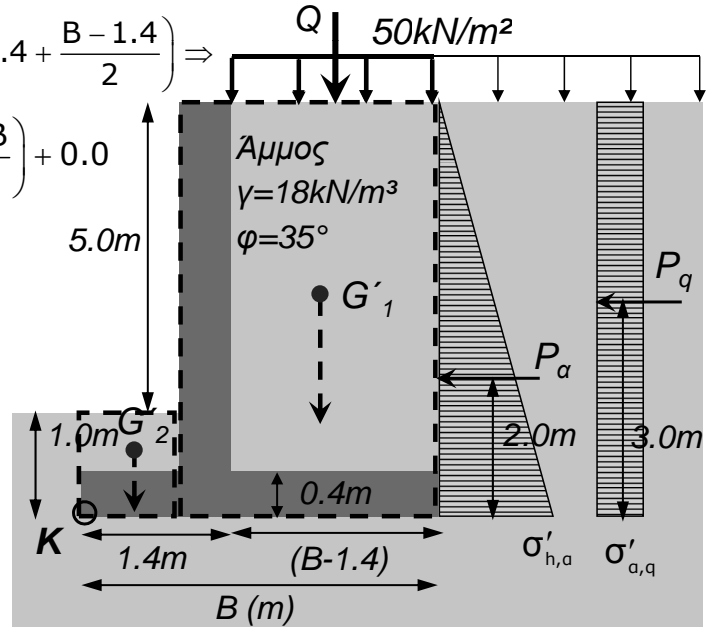
$$M_{ευστ} = 0.9G'_2 \cdot 0.5 + 0.9G'_1 \cdot \left(1 + \frac{B-1}{2}\right) + 0.0 \cdot Q \cdot \left(1.4 + \frac{B-1.4}{2}\right) \Rightarrow$$

$$M_{ευστ} = 0.9 \cdot 18 \cdot 0.5 + 0.9 \cdot (108 \cdot B - 108) \cdot \left(\frac{1+B}{2}\right) + 0.0$$

$$M_{ευστ} = 8.1 + (48.6 \cdot B^2 - 48.6) + 0.0$$

$$M_{ευστ} = 48.6 \cdot B^2 - 40.5$$

Προσοχή: Στον υπολογισμό της ροπής ευστάθειας, η επιφόρτιση ως ευνοϊκή μεταβλητή δράση λαμβάνει μηδενικό συντελεστή (EC7 Πιν. Α.1). Αν ήταν μόνιμο φορτίο (g) θα λάμβανε συντελεστή 0.9 και θα υπολογιζόταν κανονικά.



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Προεκλογή πλάτους τοίχου (έλεγχος σε ανατροπή EQU):

Πρέπει: Ροπή ανατροπής \leq Ροπή ευστάθειας

$$E_{dst} (\gamma_F F_k, X_k) \leq E_{stb} (\gamma_F F_k, X_k)$$

$$M_{ανατρ} \leq M_{ευστ} \Rightarrow 559.03 \leq 48.6 \cdot B^2 - 40.5 \Rightarrow$$

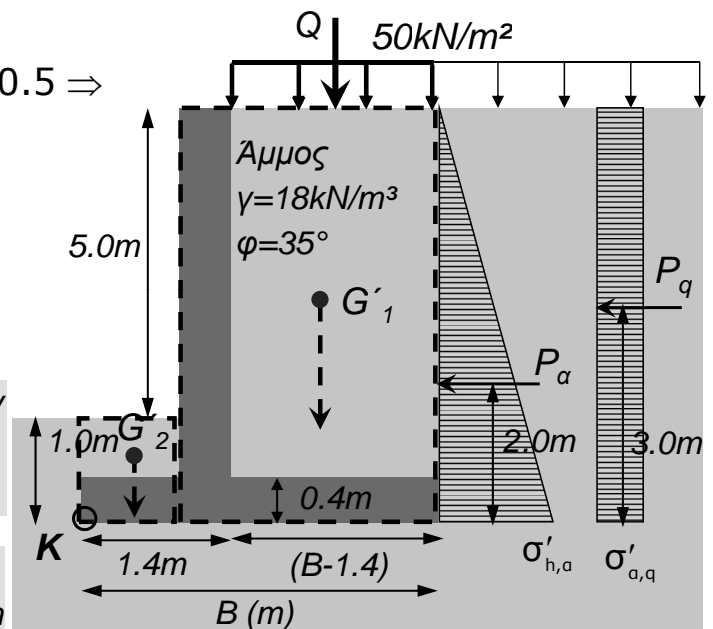
$$599.53 \leq 48.6 \cdot B^2 \Rightarrow B^2 \geq 12.336$$

$$B \geq 3.51$$

Επιλέγεται $B=3.55m$

Σημείωση 1: Καθώς στους υπολογισμούς λήφθηκαν παραδοχές προς την πλευρά της ασφαλείας, θα μπορούσε να δοκιμαστεί και η τιμή $B=3.50m$.

Σημείωση 2: Αν η επιφόρτιση ήταν μόνιμο φορτίο (g) θα προέκυπτε από τους υπολογισμούς $B=2.80m$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Τελικός έλεγχος τοίχου σε ανατροπή (EQU):

Θα ληφθεί πλέον υπόψη αναλυτικά το βάρος εδάφους και σκυροδέματος

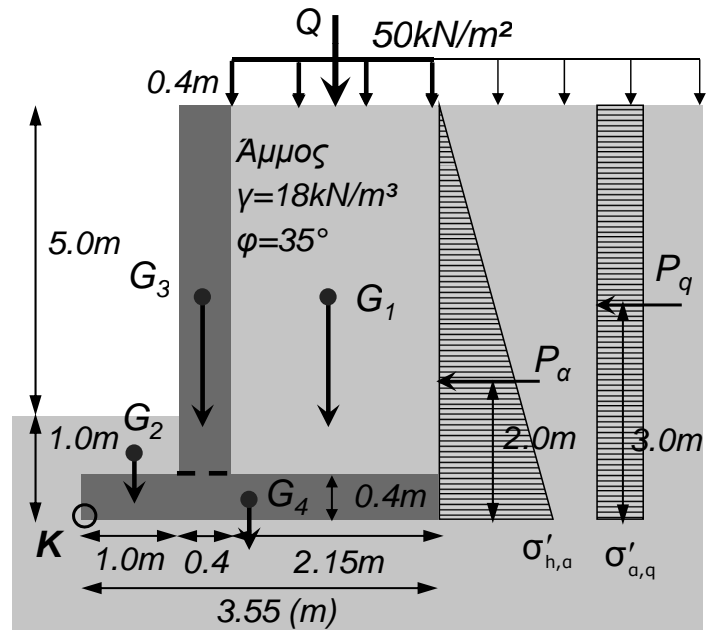
Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων

Οι τιμές των ενεργητικών ωθήσεων εδάφους και επιφόρτισης παραμένουν οι ίδιες που υπολογίστηκαν, καθώς δεν εξαρτώνται από το πλάτος της βάσης του τοίχου αντιστήριξης.

Υπολογισμός των δυνάμεων ευστάθειας

$$G_1 = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.6\text{m} \cdot 2.15\text{m} = 216.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Σε απόσταση από το Κ: $\left(1.4 + \frac{2.15}{2}\right) = 2.475 \text{ m}$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Τελικός έλεγχος τοίχου σε ανατροπή (EQU):

Θα ληφθεί πλέον υπόψη αναλυτικά το βάρος εδάφους και σκυροδέματος

Υπολογισμός των δυνάμεων ευστάθειας

$$G_2 = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.6\text{m} \cdot 1.0\text{m} = 10.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Σε απόσταση από το Κ: 0.50 m

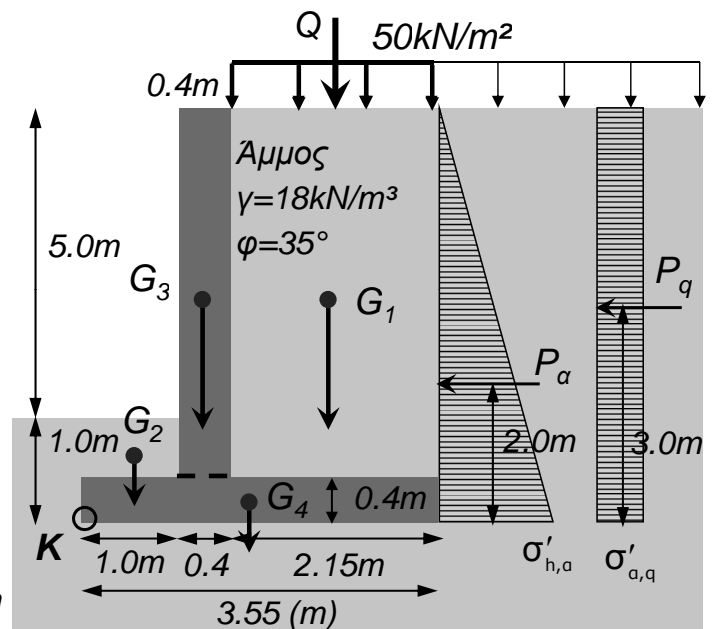
$$G_3 = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.6\text{m} \cdot 0.4\text{m} = 56.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Σε απόσταση από το Κ: $\left(1.0 + \frac{0.4}{2}\right) = 1.20 \text{ m}$

$$G_4 = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3.55\text{m} \cdot 0.4\text{m} = 35.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Σε απόσταση από το Κ: $\frac{3.55}{2} = 1.775 \text{ m}$

$$Q = 50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.15\text{m} = 107.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ σε απόσταση } 2.475\text{m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Τελικός έλεγχος τοίχου σε ανατροπή (EQU):

Πρέπει: Ροπή ανατροπής ≤ Ροπή ευστάθειας

$$E_{dst} (\gamma_F F_k, X_k) \leq E_{stb} (\gamma_F F_k, X_k) \Rightarrow M_{ανατρ} \leq M_{ευστ}$$

$$M_{ευστ} = 0.9 \cdot 216.72 \cdot 2.475 + 0.9 \cdot 10.8 \cdot 0.50 + 0.9 \cdot 56 \cdot 1.2 + 0.9 \cdot 35.5 \cdot 1.775 + 0 \cdot Q \cdot s_Q \Rightarrow$$

$$M_{ευστ} = 604.80 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

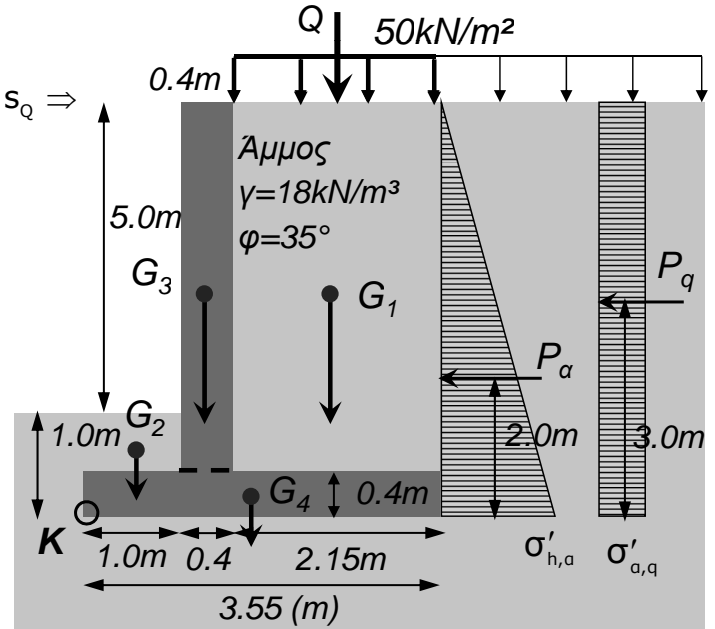
$$M_{ανατρ} = 1.1 \cdot P_a \cdot 2.0 + 1.5 \cdot P_q \cdot 3 \Rightarrow$$

$$M_{ανατρ} = 1.1 \cdot 87.81 \cdot 2.0 + 1.5 \cdot 81.30 \cdot 3 \Rightarrow$$

$$M_{ανατρ} = 559.03 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Προκύπτει: $M_{ανατρ} = 559.03 \leq M_{ευστ} = 604.80$

Συνεπώς η προεπιλογή των $B = 3.55\text{m}$ αρκεί στον έλεγχο σε ανατροπή



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος τοίχου σε ολίσθηση (GEO):

Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση (EC7 §9.4.1, §9.5.1 και §6.5.3):

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \longrightarrow E(\gamma_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{\gamma_R} \right) \cdot R(F_k, X_k)$$

(δύναμη ολίσθησης ≤ αντίσταση σε ολίσθηση)

Η αντίσταση σε ολίσθηση σε αμμώδη εδάφη οφείλεται:

R_d : στην τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ τοίχου – εδάφους

$R_{p,d}$: στις παθητικές ωθήσεις του εδάφους (συνήθως αγνοούνται)

Πίνακες A.3 και A.13 (EC7 – Παράρτημα A)

Παράμετρος		Σύμβολο		Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής	γ_F, γ_E	γ_G	1.35
	Ευνοϊκή		γ_G	1.00
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		γ_Q	1.50
	Ευνοϊκή		γ_Q	0.00
Αντοχή σε φέρουσα ικανότητα		γ_R	$\gamma_{R,v}$	1.40
Αντίσταση ολίσθησης			$\gamma_{R,h}$	1.10
Αντίσταση γαιών*			$\gamma_{R,e}$	1.40*

*Σε περίπτωση που οι παθητικές ωθήσεις του εδάφους δεν αγνοούνται, θα πρέπει να ληφθούν με συντελεστή $\gamma_R = 1.40$.

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος τοίχου σε ολίσθηση (GEO):

Τελικά πρέπει να ικανοποιείται η σχέση (στραγγισμένες συνθήκες):

$$1.35 \cdot P_a + 1.50 \cdot P_q \leq \frac{1}{1.10} \cdot [\Sigma(G + Q) \cdot \tan \delta]$$

$$\Sigma(G + Q) = 216.72 + 10.80 + 56.00 + 35.50 + 107.50 \Rightarrow$$

$$\Sigma(G + Q) = 426.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

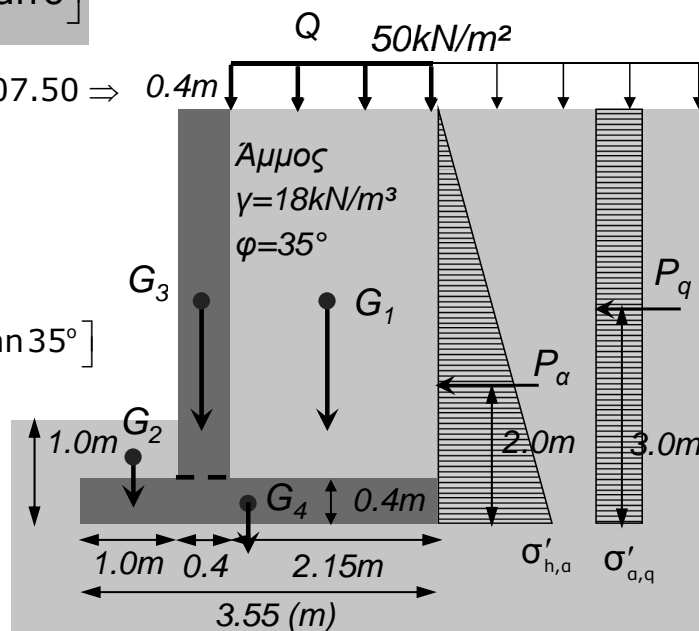
Προκύπτει:

$$1.35 \cdot 87.81 + 1.50 \cdot 81.30 \leq \frac{1}{1.10} \cdot [426.52 \cdot \tan 35^\circ]$$

$$240.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 271.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Συνεπώς ο έλεγχος σε ολίσθηση ικανοποιείται

δ η γωνία τριβής θεμελίου-εδάφους:
δ=φ σκυρόδεμα χυτό επί τόπου (EC7 §9.5.1(7))
δ=2/3φ προκατασκευή (EC7 §9.5.1(6))



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης (GEO – EC7 §6.5.2):

- Τρόπος Ανάλυσης DA-2*:

$$E(\gamma_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{\gamma_R} \right) \cdot R(F_k, X_k)$$

- Προκύπτει $V_d \leq R_d \Rightarrow$

$$1.35 \cdot \Sigma V_G + 1.50 \cdot \Sigma V_Q \leq \frac{q_{u, \text{net}} \cdot (B - 2 \cdot e_B) \cdot L}{1.4}$$

Ο έλεγχος γίνεται ανά m μήκους τοίχου, άρα λαμβάνεται L=1m.

Πίνακες A.3 και A.13 (EC7 – Παράρτημα A)

Παράμετρος		Σύμβολο		Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής	Y _F , Y _E	Y _G	1.35
	Ευνοϊκή		Y _G	1.00
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		Y _Q	1.50
	Ευνοϊκή		Y _Q	0.00
Αντοχή σε φέρουσα ικανότητα		Y _R	Y _{R,v}	1.40
Αντίσταση ολίσθησης			Y _{R,h}	1.10
Αντίσταση γαιών			Y _{R,e}	1.40

Η αντοχή (φέρουσα ικανότητα εδάφους) υπολογίζεται με χαρακτηριστικές τιμές δίχως επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης (GEO – EC7 §6.5.2):

Υπολογισμός αντοχής (φέρουσας ικανότητας):

Αρχικά υπολογίζεται η εκκεντρότητα e των φορτίων λόγω ροπής, χρησιμοποιώντας τις τιμές εδαφικών ωθήσεων και κατακόρυφων φορτίων που ήδη υπολογίστηκαν.

$$\text{Εκκεντρότητα: } e = \frac{B}{2} - x$$

$$x = \frac{M_{K,k}}{\Sigma(G+Q)} = \frac{M_{K,\text{ευστ},k} - M_{K,\text{ανατρ},k}}{\Sigma(G+Q)}$$

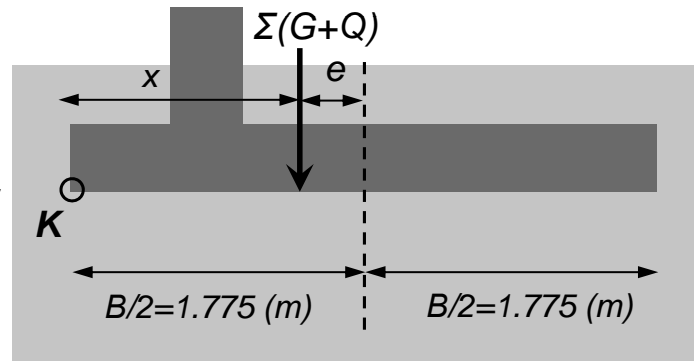
Οι παραπάνω ροπές υπολογίζονται με τις χαρακτηριστικές τιμές φορτίων (δείκτης k). Χρησιμοποιούνται οι ίδιες σχέσεις από τον έλεγχο σε ανατροπή με συντελεστές ασφαλείας 1.0:

$$M_{K,\text{ευστ},k} = G_1 \cdot s_{G1} + G_2 \cdot s_{G2} + G_3 \cdot s_{G3} + G_4 \cdot s_{G4} + Q \cdot s_Q$$

$$M_{K,\text{ευστ},k} = 216.72 \cdot 2.475 + 10.8 \cdot 0.50 + 56 \cdot 1.2 + 35.5 \cdot 1.775 + 107.5 \cdot 2.475 = 938.06$$

$$M_{\text{ανατρ}} = P_a \cdot 2.0 + P_q \cdot 3 = 87.81 \cdot 2.0 + 81.30 \cdot 3 = 419.52 \text{ kNm / m}$$

$$\text{Από τον έλεγχο σε ολίσθηση: } \Sigma(G+Q) = 426.52 \text{ kN / m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης (GEO – EC7 §6.5.2):

Υπολογισμός αντοχής (φέρουσας ικανότητας):

Αρχικά υπολογίζεται η εκκεντρότητα e των φορτίων λόγω ροπής, χρησιμοποιώντας τις τιμές εδαφικών ωθήσεων και κατακόρυφων φορτίων που ήδη υπολογίστηκαν.

$$\text{Εκκεντρότητα: } e = \frac{B}{2} - x$$

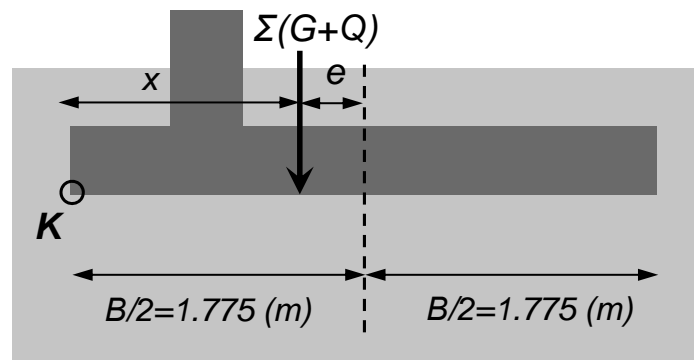
$$x = \frac{M_{K,k}}{\Sigma(G+Q)} = \frac{M_{K,\text{ευστ},k} - M_{K,\text{ανατρ},k}}{\Sigma(G+Q)}$$

Τελικά προκύπτει:

$$x = \frac{938.06 - 419.52}{426.52} = 1.216\text{m}$$

$$e = \frac{3.55}{2} - 1.216 = 0.559\text{m}$$

$$B' = B - 2e = 3.55 - 2 \cdot 0.559 = 2.43\text{m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης (GEO – EC7 §6.5.2):**Υπολογισμός αντοχής (φέρουσας ικανότητας):**

Στη συνέχεια υπολογίζεται η οριακή τιμή της φέρουσας ικανότητας εδάφους βάσει κατάλληλης μεθοδολογίας (π.χ. Meyerhof, EC7 Παράρτ. D κτλ).

Κατά Meyerhof :

$$q_u = s_c i_c d_c (c \cdot N_c) + s_q i_q d_q (p_o \cdot N_q) + s_v i_v d_v \left(\frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B' \cdot N_v \right)$$

Για $\phi=35^\circ$ και γενική μορφή αστοχίας (πυκνή άμμος) προκύπτει από τους πίνακες του Meyerhof:

ϕ (°)	N_c	N_q	N_v
35	46.124	33.296	37.152

$$p_o = \gamma_1 \cdot D_f = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.0\text{m} = 18 \text{ kPa} \quad (\text{βάθος θεμελίωσης από αριστερά προς την πλευρά της ασφαλείας, σύμφωνα με Αναγνωστόπουλο κ.α. 2012})$$

Αμμώδες έδαφος ($c=0\text{kPa}$), ενιαίο πάνω και κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης ($\gamma_1=\gamma_2=18\text{kPa}$)

Καθώς το σχήμα του θεμελίου είναι θεμελιολωρίδα ($L \gg B$), προκύπτει: $s_c = s_q = s_v = 1.0$

Προς την πλευρά της ασφαλείας δεν λαμβάνεται υπόψη επιπλέον διατμητική αντοχή εδάφους άνω της θεμελίωσης (άλλωστε δεν υπάρχει από την αριστερή πλευρά) άρα: $d_c = d_q = d_v = 1.0$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης (GEO – EC7 §6.5.2):**Υπολογισμός αντοχής (φέρουσας ικανότητας):**

Οι συντελεστές κλίσης φορτίου προκύπτουν από τη γωνία της συνισταμένης με την κατακόρυφο (λοξότητα φορτίου) που υπολογίζεται ως εξής:

$$\Sigma(G+Q) = 426.52 \text{ kN / m}$$

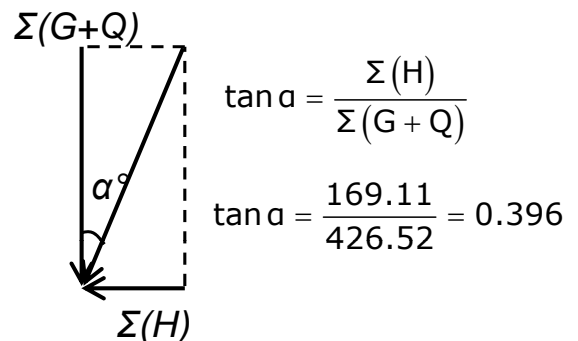
$$\Sigma(H) = P_{a,h} + P_{a,q} = 87.81 + 81.30 = 169.11 \text{ kN / m}$$

$$\text{Προκύπτει: } \tan \alpha = 0.396 \Rightarrow \alpha = 21.63^\circ$$

Οι συντελεστές κλίσης φορτίου υπολογίζονται:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\alpha}{\pi} \right)^2 = \left(1 - \frac{2 \cdot 21.63^\circ}{180^\circ} \right)^2 = 0.760^2 = 0.578$$

$$i_v = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi} \right)^2 = \left(1 - \frac{21.63^\circ}{35^\circ} \right)^2 = 0.382^2 = 0.146$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης (GEO – EC7 §6.5.2):

Υπολογισμός αντοχής (φέρουσας ικανότητας):

Τελικά η οριακή τιμή της φέρουσας ικανότητας του εδάφους κατά Meyerhof υπολογίζεται:

$$q_u = s_c i_c d_c (c \cdot N_c) + s_q i_q d_q (p_o \cdot N_q) + s_y i_y d_y \left(\frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B' \cdot N_y \right)$$

$$q_u = s_c i_c d_c (0 \cdot N_c) + 1 \cdot 0.578 \cdot 1 (18 \cdot 33.296) + 1 \cdot 0.146 \cdot 1 \left(\frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 2.43 \cdot 37.152 \right)$$

$$q_u = 346.41 + 118.63 = 465.04 \text{ kPa}$$

Τελικός έλεγχος σε φέρουσα ικανότητα εδάφους:

$$1.35 \cdot \Sigma V_G + 1.50 \cdot \Sigma V_Q \leq \frac{q_u \cdot (B - 2 \cdot e_B) \cdot L}{1.4}$$

$$1.35 \cdot (216.72 + 10.80 + 56.00 + 35.50) \text{ kN} + 1.50 \cdot 107.50 \text{ kN} \leq \frac{465.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.43 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}}{1.4}$$

$$591.93 \text{ kN} \leq 807.18 \text{ kN} \quad \text{Συνεπώς ο έλεγχος σε φέρουσα ικανότητα εδάφους ικανοποιείται}$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

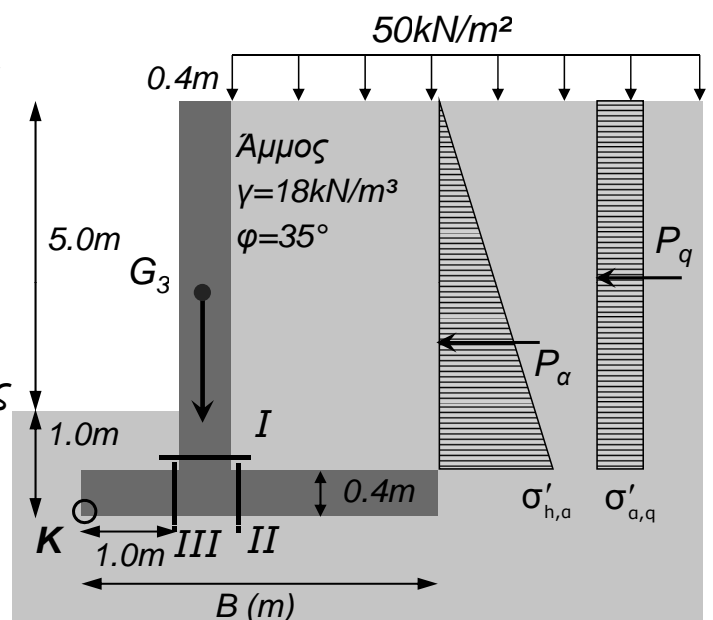
Διαστασιολόγηση τοίχου (STR):

Η διαστασιολόγηση αφορά τον υπολογισμό των ροπών κάμψης και του απαιτούμενου οπλισμού στις διατομές I, II και III θεωρώντας τον τοίχο ως πλάκα Ο/Σ.

Συχνά γίνεται υπολογισμός και σε ενδιάμεσο ύψος του τοίχου όπου συνήθως απαιτείται αρκετά λιγότερος οπλισμός σε σχέση με τη βάση του. Εναλλακτικά επιλέγεται μειούμενη καθ' ύψος διατομή.

Διατομή I:

- Ροπή κάμψης προκαλείται από τις ωθήσεις του εδάφους P_a και της επιφόρτισης P_q
- Αξονικό φορτίο ίσο με το I.B. του κορμού
- Τέμνουσα λόγω των παραπάνω ωθήσεων



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I):

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων

Ενεργητική ώθηση εδάφους:

Άμμος $\varphi=35^\circ \rightarrow K_a=0.2710$

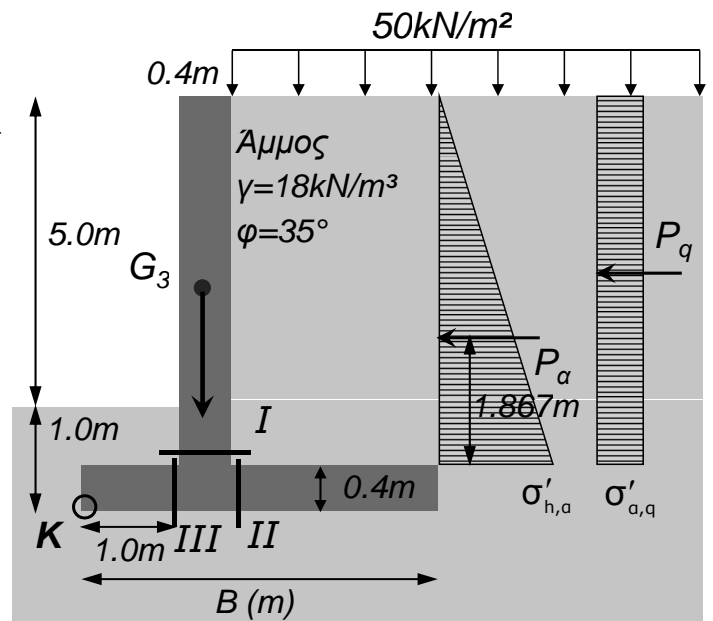
$$z = 5.6\text{m} \rightarrow \sigma'_{v,5.6\text{m}} = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.6\text{m} = 100.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,5.6\text{m}} = 0.2710 \cdot 100.8 = 27.32 \text{ kPa}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 27.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5.6 \text{ m} = 76.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Θέση εφαρμογής της P_a από το I:

$$\frac{1}{3} \cdot 5.6 = 1.867 \text{ m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I):

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων

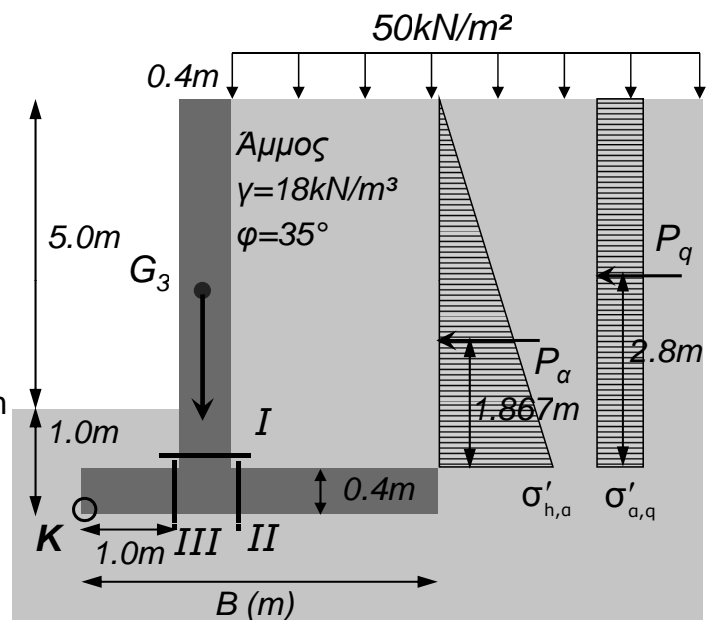
Ενεργητική ώθηση λόγω επιφόρτισης:

Για επιφόρτιση ομοιόμορφο καταναμεμημένο φορτίο $q=50\text{kN/m}^2$ (κινητό) προκύπτουν οριζόντιες ενεργητικές τάσεις:

$$\sigma'_{a,q} = K_a \cdot q = 0.2710 \cdot 50 \text{ kPa} = 13.55 \text{ kPa}$$

$$P_q = 13.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 5.6 \text{ m} = 75.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Θέση εφαρμογής της P_q από το I: $\frac{1}{2} \cdot 5.6 = 2.8 \text{ m}$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I):

Υπολογισμός εντατικών μεγεθών (διατομή I)

- Τα εντατικά φορτία στις διάφορες διατομές του τοίχου υπολογίζονται από τα φορτία (ένταση E) με τους κατάλληλους επιμέρους συντελεστές για τύπο αστοχίας STR (EC7 Παράρτημα Α, Πίνακας Α.3).

$$E(Y_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{Y_R} \right) \cdot R(F_k, X_k)$$

Πίνακας Α.3 (EC7 – Παράρτημα Α)

Παράμετρος		Σύμβολο		Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής	Y _F , Y _E	Y _G	1.35
	Ευνοϊκή		Y _G	1.00
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		Y _Q	1.50
	Ευνοϊκή		Y _Q	0.00

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I):

Υπολογισμός εντατικών μεγεθών (διατομή I)

Ροπή κάμψης στη θέση I:

$$M_I = 1.35 \cdot 76.5 \cdot 1.867 + 1.5 \cdot 75.88 \cdot 2.8 = 511.51 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Αξονικό φορτίο στη θέση I:

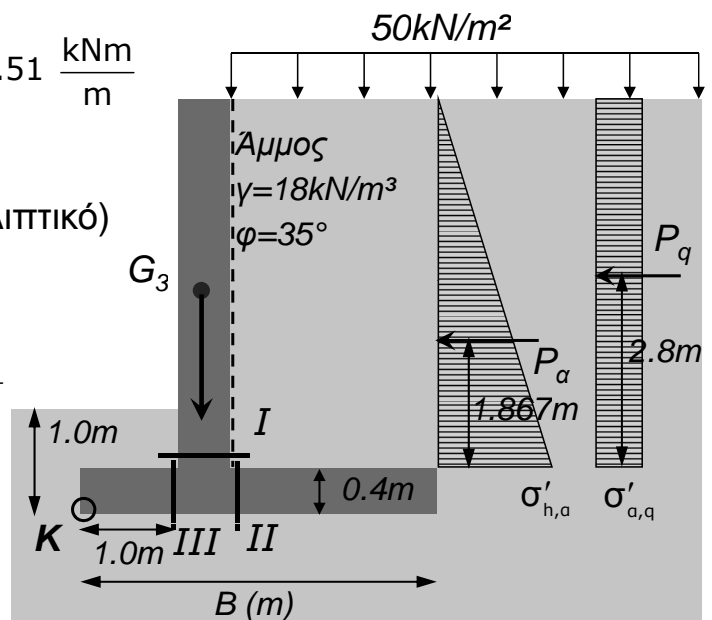
$$N_I = -1.35 \cdot G_3 = -1.35 \cdot 56.00 = -75.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (ΘΛΙΠΤΙΚΌ)}$$

Τέμνουσα δύναμη στη θέση I:

$$V_I = -1.35 \cdot 76.50 - 1.50 \cdot 75.88 = -217.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Στον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών και τον καθορισμό της κρίσιμης διατομής αγνοήθηκε η συμβολή των παθητικών ωθήσεων αριστερά του τοίχου (γιατί;)

Σημείωση: Το πρόσημο της ροπής και της τέμνουσας καθορίζεται με βάση την ίνα αναφοράς



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Για έλεγχο σε κάμψη (Εθν. Προσάρτημα EC2) $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5}$

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

$$M_{sd,I} = M_I - N_I \cdot \frac{(t_{\text{κορμ}} - 2c_{\text{ολ,κορμ}})}{2} = 511.51 - (-75.6) \cdot \frac{0.4 - 2 \cdot 0.04}{2} = 523.61 \text{ kNm}$$

$$\mu_{sd,I} = \frac{M_{sd,I}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{523.61 \text{ kNm}}{1.0m \cdot 0.36^2 m^2 \cdot \frac{0.85 \cdot 30000 \text{ kN}}{1.5 m^2}} = 0.238 < \mu_{lim} = 0.296$$

Στατικό ύψος κορμού
 $d=h-c_{\text{ολ,κορμ}}$
 $d=0.4-0.04=0.36m$

Προκύπτει: $\omega_I = 0.277 \rightarrow$

$$A_{s,I} = \omega_I \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_I}{f_{yd}} = 0.277 \cdot 100cm \cdot 36cm \cdot \frac{\frac{0.85 \cdot 30000}{1.5} \text{ kPa}}{\frac{500000}{1.15} \text{ kPa}} + \frac{-75.6 \text{ kN}}{\frac{50 \text{ kN}}{1.15 cm^2}} = 37.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d_{\text{κορμ}} = 1.51\% \cdot 100cm \cdot 36cm = 5.44 \text{ cm}^2 \text{ (Το } \rho_{min} \text{ για σκυρόδεμα C30)}$$

$$s \leq \min \begin{cases} 2 \cdot t_{\text{κορμ}} = 80cm \\ 25cm \end{cases} = 25 \text{ cm}$$

Μέγιστη απόσταση και ελάχιστος οπλισμός από EC2 §9.3.1.1

$$A_{max} = 4\% \cdot A_c = 4\% \cdot b \cdot t_{\text{κορμού}} = 0.04 \cdot 100cm \cdot 40cm = 160 \text{ cm}^2$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Σημείωση: Καθώς προκύπτει $\varnothing 25/12.5cm = \varnothing 20/8cm = 39.27cm^2$ (από σύμπτωση), οι διάφοροι έλεγχοι δεν επηρεάζονται και η τελική επιλογή οπλισμού μπορεί να γίνει αργότερα !!

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

Απαιτούμενος οπλισμός (αναπτυσσόμενη ροπή): $A_{s,I} = 37.25 \text{ cm}^2$

Ελάχιστος οπλισμός κάμψης: $A_{s,Imin} = 5.44 \text{ cm}^2$

Μέγιστη απόσταση ράβδων οπλισμού : $s \leq 25cm$

Διαδικασία επιλογής ράβδων οπλισμού κάμψης (θέση I):

• Η ελάχιστη απόσταση ράβδων στον κορμό είναι 25cm. Καθώς συνήθως εξετάζεται σε κάμψη και άλλο σημείο καθ' ύψος του κορμού, όπου απαιτείται λιγότερος οπλισμός, γίνεται προσπάθεια τοποθέτησης οπλισμού στη θέση I ως εξής:

(α) ανά 12.5cm ή πυκνότερα, ώστε να διακοπεί ο μισός οπλισμός και να μείνουν τουλάχιστο ράβδοι ανά 25cm στη πάνω θέση ελέγχου (βλ. Σχήμα στην επόμενη διαφάνεια). Ο οπλισμός μπορεί να είναι είτε ενιαίος ανά 12.5cm (ή πυκνότερα) είτε διαφορετικοί οπλισμοί ανά 25cm ο καθένας (ή πυκνότερα)

(β) ανά 8cm ή πυκνότερα, ώστε να διακοπούν τα 2/3 του οπλισμού (σύμφωνα με τα παραπάνω).

Τελικά τοποθετείται $\varnothing 25/12.5cm (=39.27cm^2)$ ή $\varnothing 20/8cm (=39.27cm^2)$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I):

$$s \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Σε κάθε θέση του κορμού}$$

Θέση I'

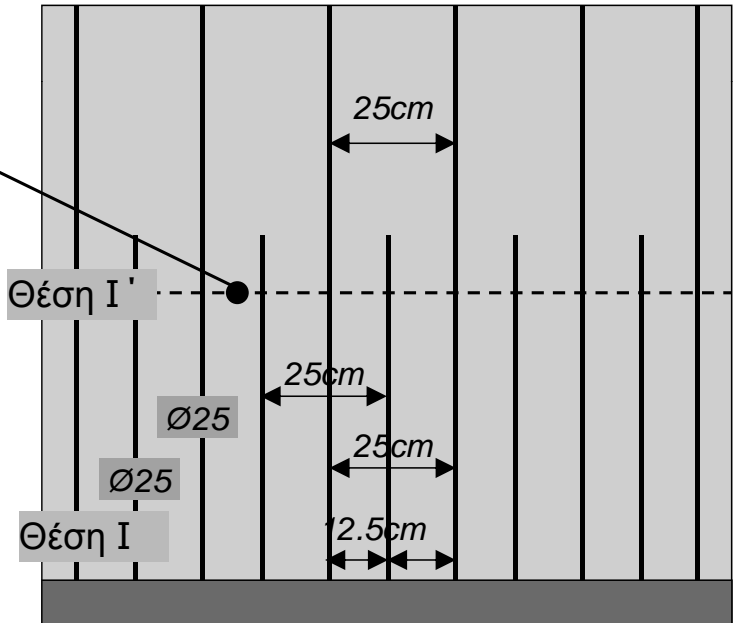
Συνεπώς στην άνω θέση ελέγχου I' μπορεί να παραμείνουν τα $\varnothing 25/25\text{cm}$, δηλαδή από τα σίδερα που τοποθετούνται στη βάση του τοίχου να συνεχίσουν τα μισά (θα γίνει έλεγχος αν επαρκούν).

Θέση I

Τελικά τίθεται $\varnothing 25/12.5\text{cm}$ (39.27cm^2)
(άρα απόσταση ράβδων 12.5cm)

1^η Εναλλακτική Λύση

Διατομή I: $\varnothing 25/12.5\text{cm}$ ($=39.27\text{cm}^2$)



Όψη τοίχου αντιστήριξης

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I):

$$s \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Σε κάθε θέση του κορμού}$$

Θέση I'

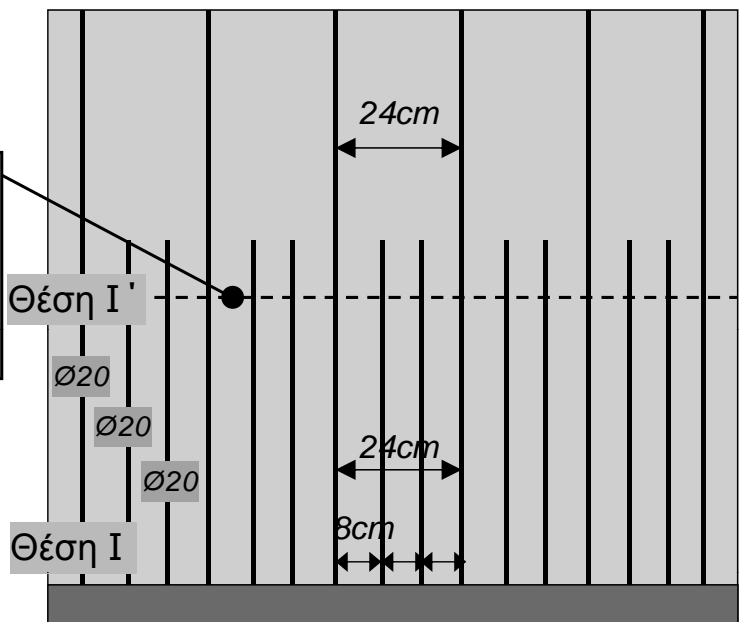
Συνεπώς στην άνω θέση ελέγχου I' μπορεί να παραμείνουν τα $\varnothing 20/24\text{cm}$, δηλαδή από τα σίδερα που τοποθετούνται στη βάση του τοίχου να συνεχίσουν το 1/3 (θα γίνει έλεγχος αν επαρκούν).

Θέση I

Τελικά τίθεται $\varnothing 20/8\text{cm}$ (39.27cm^2)
(άρα απόσταση ράβδων 8.0cm)

2^η Εναλλακτική Λύση

Διατομή I: $\varnothing 20/8\text{cm}$ ($=39.27\text{cm}^2$)



Όψη τοίχου αντιστήριξης

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Πίνακας οπλισμών πλακών (εφαρμογή και σε τοίχους αντιστήριξης)

Αποστάσεις (cm)	Συνδυασμός οπλισμών πλακών (εμβαδόν οπλισμού επιλεγμένης διαμέτρου ανά απόσταση)												Τεμάχια ανά m
	Διάμετρος ράβδων (mm)												
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
6.0	4.71	8.38	13.09	18.85	25.66	33.51	42.41	52.36	63.36	81.81	102.63	134.04	16.7
6.5	4.35	7.73	12.08	17.40	23.68	30.93	39.15	48.33	58.48	75.52	94.73	123.73	15.4
7.0	4.04	7.18	11.22	16.16	21.99	28.72	36.35	44.88	54.30	70.12	87.96	114.89	14.3
7.5	3.77	6.70	10.47	15.08	20.53	26.81	33.93	41.89	50.68	65.45	82.10	107.23	13.3
8.0	3.53	6.28	9.82	14.14	19.24	25.13	31.81	39.27	47.52	61.36	76.97	100.53	12.5
8.5	3.33	5.91	9.24	13.31	18.11	23.65	29.94	36.96	44.72	57.75	72.44	94.62	11.8
9.0	3.14	5.59	8.73	12.57	17.10	22.34	28.27	34.91	42.24	54.54	68.42	89.36	11.1
9.5	2.98	5.29	8.27	11.90	16.20	21.16	26.79	33.07	40.01	51.67	64.82	84.66	10.5
10.0	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	25.45	31.42	38.01	49.09	61.58	80.42	10.0
10.5	2.69	4.79	7.48	10.77	14.66	19.15	24.24	29.92	36.20	46.75	58.64	76.60	9.5
11.0	2.57	4.57	7.14	10.28	13.99	18.28	23.13	28.56	34.56	44.62	55.98	73.11	9.1
11.5	2.46	4.37	6.83	9.83	13.39	17.48	22.13	27.32	33.06	42.68	53.54	69.93	8.7
12.0	2.36	4.19	6.54	9.42	12.83	16.76	21.21	26.18	31.68	40.91	51.31	67.02	8.3
12.5	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	20.36	25.13	30.41	39.27	49.26	64.34	8.0
13.0	2.17	3.87	6.04	8.70	11.84	15.47	19.57	24.17	29.24	37.76	47.37	61.87	7.7
13.5	2.09	3.72	5.82	8.38	11.40	14.89	18.85	23.27	28.16	36.36	45.61	59.57	7.4
14.0	2.02	3.59	5.61	8.08	11.00	14.36	18.18	22.44	27.15	35.06	43.98	57.45	7.1
14.5	1.95	3.47	5.42	7.80	10.62	13.87	17.55	21.67	26.22	33.85	42.47	55.47	6.9
15.0	1.88	3.35	5.24	7.54	10.26	13.40	16.96	20.94	25.34	32.72	41.05	53.62	6.7
15.5	1.82	3.24	5.07	7.30	9.93	12.97	16.42	20.27	24.52	31.67	39.73	51.89	6.5

Συνεχίζεται →

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Πίνακας οπλισμών πλακών (εφαρμογή και σε τοίχους αντιστήριξης)

Αποστάσεις (cm)	Συνδυασμός οπλισμών πλακών (εμβαδόν οπλισμού επιλεγμένης διαμέτρου ανά απόσταση)												Τεμάχια ανά m
	Διάμετρος ράβδων (mm)												
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
16.0	1.77	3.14	4.91	7.07	9.62	12.57	15.90	19.63	23.76	30.68	38.48	50.27	6.3
16.5	1.71	3.05	4.76	6.85	9.33	12.19	15.42	19.04	23.04	29.75	37.32	48.74	6.1
17.0	1.66	2.96	4.62	6.65	9.06	11.83	14.97	18.48	22.36	28.87	36.22	47.31	5.9
17.5	1.62	2.87	4.49	6.46	8.80	11.49	14.54	17.95	21.72	28.05	35.19	45.96	5.7
18.0	1.57	2.79	4.36	6.28	8.55	11.17	14.14	17.45	21.12	27.27	34.21	44.68	5.6
18.5	1.53	2.72	4.25	6.11	8.32	10.87	13.76	16.98	20.55	26.53	33.28	43.47	5.4
19.0	1.49	2.65	4.13	5.95	8.10	10.58	13.39	16.53	20.01	25.84	32.41	42.33	5.3
19.5	1.45	2.58	4.03	5.80	7.89	10.31	13.05	16.11	19.49	25.17	31.58	41.24	5.1
20.0	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	12.72	15.71	19.01	24.54	30.79	40.21	5.0
20.5	1.38	2.45	3.83	5.52	7.51	9.81	12.41	15.32	18.54	23.95	30.04	39.23	4.9
21.0	1.35	2.39	3.74	5.39	7.33	9.57	12.12	14.96	18.10	23.37	29.32	38.30	4.8
21.5	1.32	2.34	3.65	5.26	7.16	9.35	11.84	14.61	17.68	22.83	28.64	37.41	4.7
22.0	1.29	2.28	3.57	5.14	7.00	9.14	11.57	14.28	17.28	22.31	27.99	36.56	4.5
22.5	1.26	2.23	3.49	5.03	6.84	8.94	11.31	13.96	16.89	21.82	27.37	35.74	4.4
23.0	1.23	2.19	3.41	4.92	6.69	8.74	11.06	13.66	16.53	21.34	26.77	34.97	4.3
23.5	1.20	2.14	3.34	4.81	6.55	8.56	10.83	13.37	16.18	20.89	26.20	34.22	4.3
24.0	1.18	2.09	3.27	4.71	6.41	8.38	10.60	13.09	15.84	20.45	25.66	33.51	4.2
24.5	1.15	2.05	3.21	4.62	6.28	8.21	10.39	12.82	15.52	20.04	25.13	32.83	4.1
25.0	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	10.18	12.57	15.21	19.63	24.63	32.17	4.0

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

Στην εγκάρσια έννοια (οριζόντια) τοποθετείται οπλισμός διανομής:

$$A_{s,οριζ} = 20\% \cdot A_{s,κυρ} = 0.2 \cdot 39.27 = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$s \leq \min \begin{cases} 3 \cdot t_{\text{κορμ}} = 120 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} = 40 \text{ cm}$$

Άρα διανομής $\varnothing 14/19$ (8.10 cm^2)

Παρατήρηση: Ο σημαντικός οπλισμός που απαιτήθηκε στη βάση του κορμού επιβάλλει τον υπολογισμό των ροπών και του απαιτούμενου οπλισμού και καθ' ύψος του κορμού προκειμένου να εξοικονομηθούν ράβδοι οπλισμού προς τα πάνω. Το ακριβές ύψος μπορεί να επιλεγεί με δοκιμές, εδώ ο έλεγχος θα γίνει ενδεικτικά στο μέσον του ύψους του κορμού.

Το σύνηθες και οικονομικό ορθό θα ήταν η προοδευτική αύξηση του πάχους κορμού προς τη βάση, προκειμένου να μειωθεί η απαίτηση σε οπλισμό (π.χ. μεταβλητό πάχος 0.40m στην κορυφή και 0.60m στη βάση του κορμού του τοίχου). Αυτό δεν γίνεται στην παρούσα άσκηση για απλοποίηση των υπολογισμών.

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I):

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση (θέση I): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

Έλεγχος με $V_{Rd,c(I)}$ (αν δεν ικανοποιείται τότε αύξηση πάχους διατομής):

$$\text{Πρέπει: } V_{sd(I)} \leq V_{Rd,c(I)} \quad \text{όπου} \quad V_{Rd,c(I)} = \max \begin{cases} C_{Rd,c} \cdot k_I \cdot (100 \cdot \rho_{\ell,I} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d_I \cdot b \\ v_{\min,I} \cdot d_I \cdot b \end{cases}$$

$$\text{Για σκυρόδεμα C30} \rightarrow f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k_I = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_I}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1.745 \leq 2.0 \quad (\text{αλλιώς θα θεωρούνταν } k_I = 2)$$

$$\rho_{\ell,I} \approx \frac{A_{s\ell,I}}{b \cdot d_I} \leq 0.02 \quad \Leftrightarrow \rho_{\ell,I} \approx \frac{39.27 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 36 \text{ cm}} = 0.01091 \leq 0.02$$

$$v_{\min,I} = 0.035 \cdot k_I^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \cdot 1.745^{3/2} \cdot \sqrt{30} = 0.442$$

$$V_{Rd,c(I)} = \max \begin{cases} 0.12 \cdot 1.745 \cdot (100 \cdot 0.01091 \cdot 30)^{1/3} \cdot 360 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 241135 \text{ N} = 241.14 \text{ kN} \\ 0.442 \cdot 360 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 159120 \text{ N} = 159.12 \text{ kN} \end{cases}$$

Τελικά: $V_{sd(I)} = 217.10 \text{ kN} \leq V_{Rd,c(I)} = 241.14 \text{ kN}$ Η διατομή επαρκεί έναντι διάτμησης

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I') :

$$z = 2.8\text{m} \rightarrow \sigma'_{v,2.8\text{m}} = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2.8\text{m} = 50.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,2.8\text{m}} = 0.2710 \cdot 50.4 = 13.66 \text{ kPa}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 13.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.8 \text{ m} = 19.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_q = 13.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2.8 \text{ m} = 37.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ροπή κάμψης στη θέση I' :

$$M_T = 1.35 \cdot 19.12 \cdot 0.933 + 1.5 \cdot 37.94 \cdot 1.4 = 103.76 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

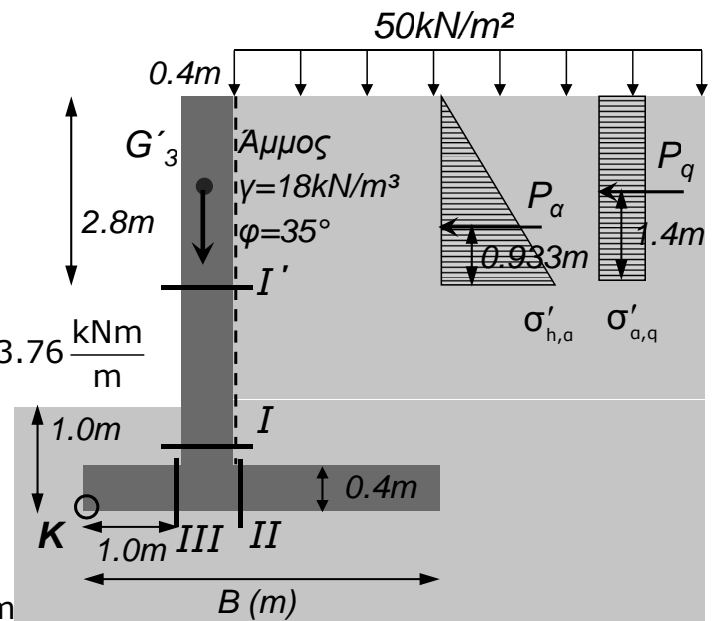
Αξονικό φορτίο στη θέση I' :

$$N_T = -1.35 \cdot G'_3 = -37.80 \text{ kN / m (θλιπτικό)}$$

Τέμνουσα δύναμη στη θέση I :

$$V_T = -1.35 \cdot 19.12 - 1.5 \cdot 37.94 = -82.72 \text{ kN / m}$$

Καθώς η τιμή της ροπής κάμψης μειώνεται απότομα με το ύψος, γίνεται έλεγχος και σε άλλο σημείο καθ' ύψος του κορμού για μείωση του οπλισμού.



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I') :

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I') : (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0\text{m}$)

$$M_{sd,I'} = M_T - N_T \cdot \frac{(t_{\text{κορμ}} - 2c_{\text{ολ,κορμ}})}{2} = 103.76 - (-37.8) \cdot \frac{0.4 - 2 \cdot 0.04}{2} = 109.81 \text{ kNm}$$

$$\mu_{sd,I'} = \frac{M_{sd,I'}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{109.81 \text{ kNm}}{1.0\text{m} \cdot 0.36^2 \text{m}^2 \cdot \frac{0.85 \cdot 30000 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2}} = 0.050 < \mu_{\text{lim}} = 0.296$$

Στατικό ύψος

$$d = h - c_{\text{ολ,κορμ}} = 0.4 - 0.04 = 0.36\text{m}$$

$$\text{Προκύπτει: } \omega_T = 0.0515 \rightarrow$$

$$A_{s,I'} = \omega_T \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + \frac{N_T}{f_{yd}} = 0.0515 \cdot 100\text{cm} \cdot 36\text{cm} \cdot \frac{\frac{0.85 \cdot 30000}{1.5} \text{ kPa}}{\frac{500000}{1.15} \text{ kPa}} + \frac{-37.8 \text{ kN}}{\frac{50 \text{ kN}}{1.15 \text{ cm}^2}} = 6.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d_{\text{κορμ}} = 1.51\% \cdot 100\text{cm} \cdot 36\text{cm} = 5.44\text{cm}^2$$

$$s \leq \min \begin{cases} 2 \cdot t_{\text{κορμ}} = 80\text{cm} \\ 25\text{cm} \end{cases} = 25 \text{ cm}$$

Μέγιστη απόσταση και ελάχιστος οπλισμός από EC2 §9.3.1.1

$$A_{\text{max}} = 4\% \cdot A_c = 4\% \cdot b \cdot t_{\text{κορμ}} = 0.04 \cdot 100\text{cm} \cdot 40\text{cm} = 160 \text{ cm}^2$$

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I'):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I'):

Απαιτούμενος οπλισμός (αναπτυσσόμενη ροπή): $A_{s,I} = 6.38 \text{ cm}^2$ Ελάχιστος οπλισμός κάμψης: $A_{s,Imin} = 5.44 \text{ cm}^2$ Μέγιστη απόσταση ράβδων οπλισμού : $s \leq 25 \text{ cm}$

Στη διατομή I' μπορεί να τοποθετηθεί:

(α) Για διατομή I με οπλισμό $\varnothing 25/12.5 \text{ cm}$ (1^η εναλλακτική λύση).Συνεχίζει ο μισός οπλισμός, δηλαδή $\varnothing 25/25 \text{ cm}$ (19.63 cm^2)(β) Για διατομή I με οπλισμό $\varnothing 20/8 \text{ cm}$ (2^η εναλλακτική λύση)Συνεχίζει το 1/3 του οπλισμού, δηλαδή $\varnothing 20/24 \text{ cm}$ (13.09 cm^2) (προφανώς προτιμότερο)

Παρατήρηση: Στη διατομή I' και πάνω βολεύει κατασκευαστικά να συνεχίσει ένα τμήμα του υφιστάμενου οπλισμού της διατομής I και όχι να τοποθετηθεί νέος, διαφορετικής διαμέτρου οπλισμός ο οποίος θα χρειαστεί και κάποιο μήκος αγκύρωσης. Εφόσον η διαφορά του απαιτούμενου (6.38 cm^2) και του τοποθετούμενου οπλισμού $\varnothing 20/24$ (13.09 cm^2) είναι μεγάλη, θα μπορούσε η μείωση του οπλισμού να γίνει σε θέση I' ακόμη πιο χαμηλά και όχι στο μισό του ύψους του κορμού του τοίχου. Το σύνηθες είναι η προοδευτική μείωση του πάχους του τοίχου.

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

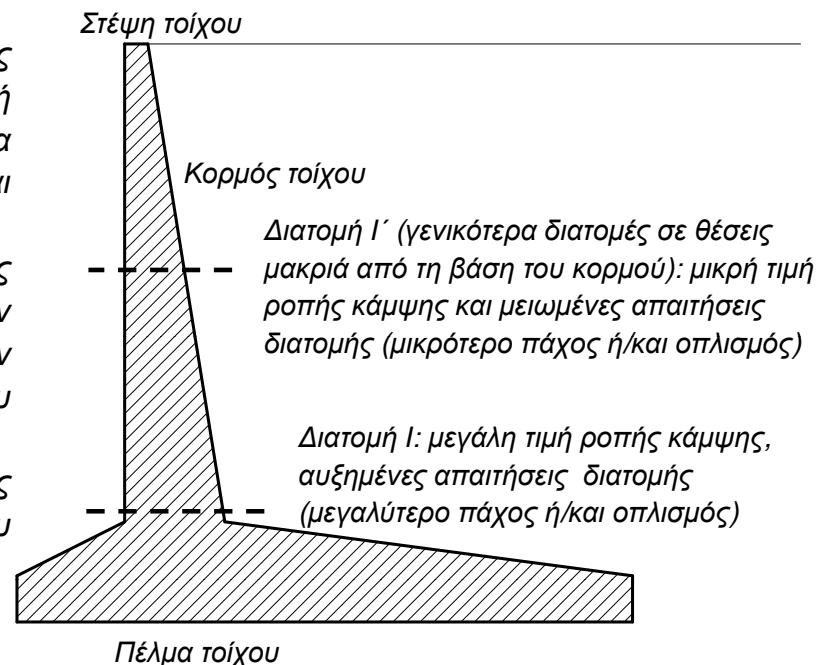
Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I'):

Ενδεικτικό σκαρίφημα τοίχου:

Ενδεικτική μορφή τοίχου αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος, με διατομή κορμού που μειώνεται καθ' ύψος ώστε να επιτευχθεί εξοικονόμηση υλικού και οπλισμού.

Ο λόγος της απομείωσης της διατομής του κορμού είναι η σημαντική μείωση των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών πλησιάζοντας στην στέψη (κορυφή) του τοίχου.

Αντίστοιχη δυνατότητα μεταβαλλόμενης διατομής υπάρχει και για το πέλμα του τοίχου.



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I'):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση I') : (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

Στην εγκάρσια έννοια (οριζόντια) τοποθετείται οπλισμός διανομής :

$$A_{s,οριζ} = 20\% \cdot A_{s,κυρ} = 0.2 \cdot 13.09 = 2.62\text{cm}^2$$

$$s \leq \min \begin{cases} 3 \cdot t_{\text{κορμ}} = 120\text{cm} \\ 40\text{cm} \end{cases} = 40 \text{ cm}$$

Άρα διανομής $\emptyset 10/30$ (2.62cm^2)

(Μισό του $\emptyset 10/15=5.24\text{cm}^2$)

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή I'):

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση (θέση I') : (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

Έλεγχος με $V_{Rd,c(I')}$ (αν δεν ικανοποιείται τότε αύξηση πάχους διατομής):

$$\text{Πρέπει: } V_{sd(I')} \leq V_{Rd,c(I')} \quad \text{όπου} \quad V_{Rd,c(I')} = \max \begin{cases} C_{Rd,c} \cdot k_{I'} \cdot (100 \cdot \rho_{\ell,I'} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d_{I'} \cdot b \\ v_{\min,I'} \cdot d_{I'} \cdot b \end{cases}$$

Σε σχέση με τη διατομή I αλλάζει μόνο το ποσοστό οπλισμού:

$$\rho_{\ell,I'} = \frac{A_{s\ell,I'}}{b \cdot d_{I'}} \leq 0.02 \quad \Leftrightarrow \quad \rho_{\ell,I'} = \frac{13.09 \text{ cm}^2}{100\text{cm} \cdot 36\text{cm}} = 0.00364 \leq 0.02$$

$$V_{Rd,c(I')} = \max \begin{cases} 0.12 \cdot 1.745 \cdot (100 \cdot 0.00364 \cdot 30)^{1/3} \cdot 360\text{mm} \cdot 1000\text{mm} = 167245 \text{ N} = 167.25 \text{ kN} \\ 0.442 \cdot 360\text{mm} \cdot 1000\text{mm} = 159120 \text{ N} = 159.12 \text{ kN} \end{cases}$$

Τελικά: $V_{sd(I')} = 82.72 \text{ kN} \leq V_{Rd,c(I')} = 167.25 \text{ kN}$ Η διατομή επαρκεί έναντι διάτμησης

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομές II και III):

Τάσεις εδάφους κάτω από το πέλμα του τοίχου:

Θα πρέπει να υπολογιστεί εκ νέου η εκκεντρότητα e των φορτίων λόγω ροπής χρησιμοποιώντας τις τιμές εδαφικών ωθήσεων και κατακόρυφων φορτίων που ήδη υπολογίστηκαν.

$$\text{Εκκεντρότητα: } e = \frac{B}{2} - x$$

$$x = \frac{M_{K,d}}{\Sigma(1.35G + 1.5Q)} = \frac{M_{K,\text{ευστ},d} - M_{K,\text{αναρ},d}}{\Sigma(1.35G + 1.5Q)}$$

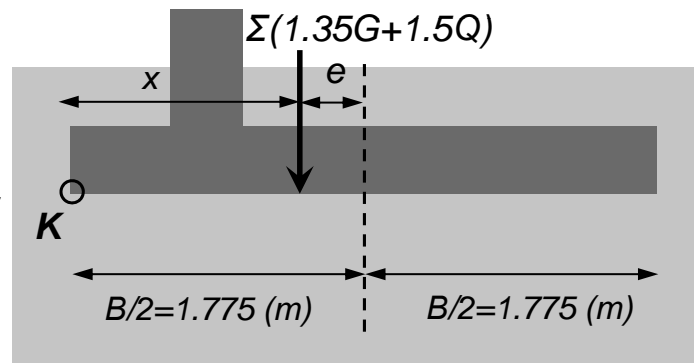
Οι παραπάνω ροπές υπολογίζονται με τις τιμές σχεδιασμού των φορτίων G , Q (δείκτης d). Χρησιμοποιούνται οι ίδιες σχέσεις από τον έλεγχο σε ανατροπή με συντελεστές ασφαλείας 1.35-1.50

$$M_{K,\text{ευστ},d} = 1.35G_1 \cdot s_{G1} + 1.35G_2 \cdot s_{G2} + 1.35G_3 \cdot s_{G3} + 1.35G_4 \cdot s_{G4} + 1.5Q \cdot s_Q$$

$$M_{K,\text{ευστ},k} = 1.35 \cdot (216.72 \cdot 2.475 + 10.8 \cdot 0.50 + 56 \cdot 1.2 + 35.5 \cdot 1.775) + 1.5 \cdot 107.5 \cdot 2.475 = 1306.29 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$M_{\text{αναρ}} = 1.35 \cdot P_a \cdot 2.0 + 1.5 \cdot P_q \cdot 3 = 1.35 \cdot 87.81 \cdot 2.0 + 1.5 \cdot 81.30 \cdot 3 = 602.94 \text{ kNm / m}$$

$$\Sigma(1.35G + 1.5Q) = 1.35 \cdot (216.72 + 10.80 + 56.00 + 35.50) + 1.5 \cdot 107.50 = 591.93 \text{ kN / m}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομές II και III):

Τάσεις εδάφους κάτω από το πέλμα του τοίχου:

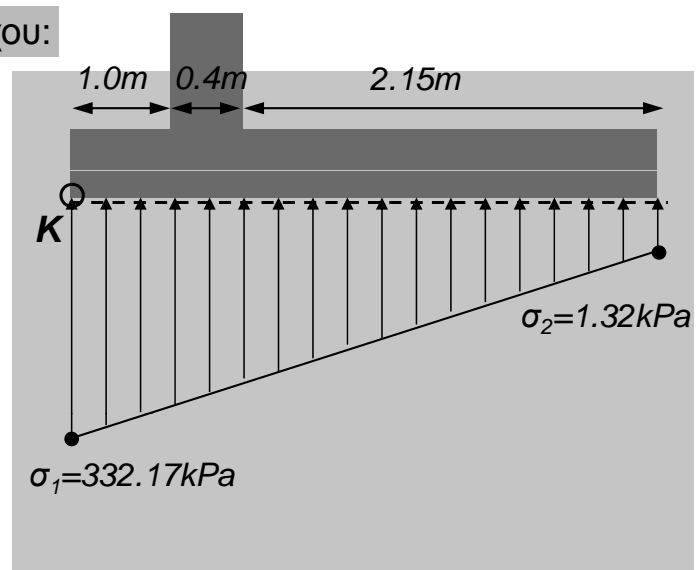
Προκύπτει:

$$x = \frac{1306.29 - 602.94}{591.93} \frac{\frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{\frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 1.188 \text{ m}$$

$$\text{Εκκεντρότητα: } e = \frac{3.55}{2} - 1.188 = 0.587 \text{ m}$$

$$\text{Πρέπει: } e = 0.587 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{3.55}{6} = 0.592 \text{ m}$$

Με βάση τα παραπάνω μπορεί να υπολογιστεί το ακριβές διάγραμμα εδαφικών τάσεων στο πέλμα:



$$\sigma_{1,2} = \frac{\Sigma(1.35G + 1.5Q)}{A_{\text{θεμελ}}} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{591.93}{3.55 \cdot 1} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0.587}{3.55}\right) = \begin{cases} 332.17 \text{ kPa} \\ 1.32 \text{ kPa} \end{cases}$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομές II και III):

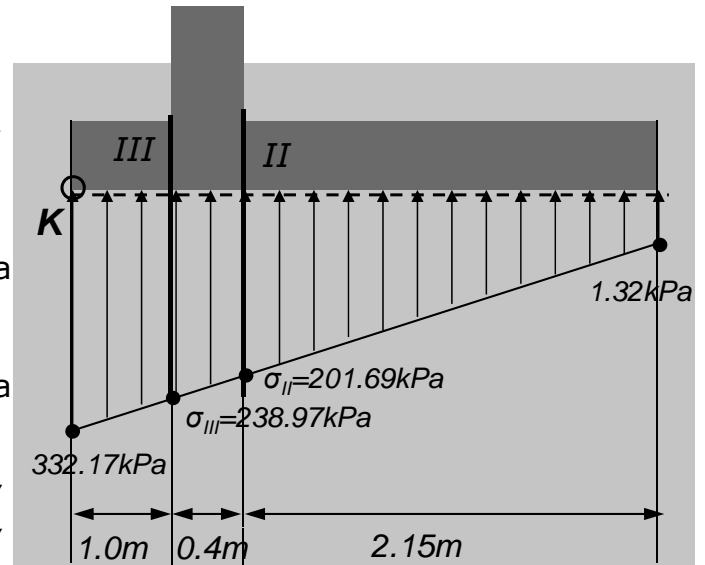
Τάση εδάφους στις θέσεις II και III:

Από τις ακραίες τιμές σ_1 - σ_2 μπορούν να υπολογιστούν οι τιμές του στερεού των εδαφικών τάσεων στις θέσεις των διατομών II και III.

$$\sigma_{II} = 1.32 + (332.17 - 1.32) \frac{2.15\text{m}}{3.55\text{m}} = 201.69 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{III} = 1.32 + (332.17 - 1.32) \frac{2.55\text{m}}{3.55\text{m}} = 238.97 \text{ kPa}$$

Γνωρίζοντας πλέον τις τιμές των εδαφικών τάσεων κάτω από το πέλμα του τοίχου, μπορούν στη συνέχεια να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη σε κάθε μια από τις διατομές II και III όπως θα παρουσιαστεί στις επόμενες διαφάνειες.



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή II):

Υπολογισμός εντατικών μεγεθών (θέση II):

Το στερεό των εδαφικών τάσεων αριστερά της διατομής II υπολογίζεται χωρίζοντας σε ένα τρίγωνο και ένα ορθογώνιο σχήμα. Σημειώνεται πως ήδη οι τιμές των σ υπολογίστηκαν για συντελεστές $1.35G + 1.50Q$.

$$F1 = 1.32 \cdot 2.15 = 2.84 \text{ kN / m}$$

$$F2 = \frac{1}{2} (201.69 - 1.32) 2.15 = 215.40 \text{ kN / m}$$

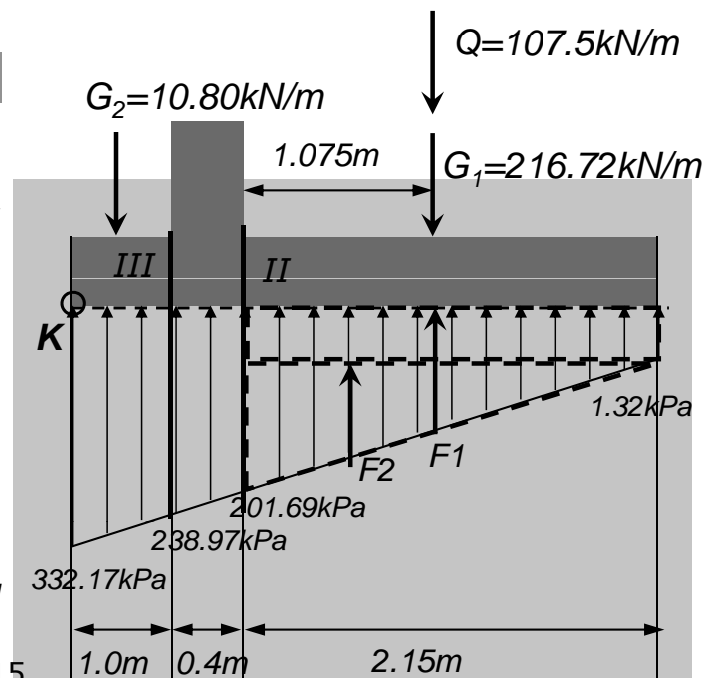
Τα εντατικά μεγέθη της διατομής υπολογίζονται λαμβάνοντας την τομή στη θέση II (από δεξιά):

$$M_{II} = F1 \cdot \frac{2.15}{2} + F2 \cdot \frac{2.15}{3} - 1.35G_1 \cdot \frac{2.15}{2} - 1.50Q \cdot \frac{2.15}{2}$$

$$= 2.84 \cdot 1.075 + 215.40 \cdot 0.717 - 1.35 \cdot 216.72 \cdot 1.075 - 1.5 \cdot 107.5 \cdot 1.075 = -330.36 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$V_{II} = 1.35 \cdot 216.72 + 1.5 \cdot 107.5 - 2.84 - 215.40 = 235.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Αρνητική ροπή σημαίνει θλίψη της ίνας αναφοράς (όπλιση άνω ίνα)



Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή II):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση II): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

ΠΡΟΣΟΧΗ: Στις διατομές II και III ως τμήματα του πεδίου του τοίχου, ισχύει η πρόσθετη απαίτηση για τουλάχιστο σχάρα οπλισμών $\emptyset 12/15$ (σύσταση ΕΚΩΣ 2000 §18.6.1 που δεν είναι υποχρεωτική στους Ευρωκώδικες)

$$\mu_{sd,II} = \frac{M_{sd,II}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{330.36 \text{ kNm}}{1.0m \cdot 0.32^2 m^2 \cdot \frac{0.85 \cdot 30000 \text{ kN}}{1.5}} = 0.190 < \mu_{lim} = 0.296$$

Στατικό ύψος
 $d=h-c_{ολ,πελμ}$
 $d=0.4-0.08=0.32m$

Προκύπτει: $\omega_{II} = 0.2134 \rightarrow$

$$A_{s,II} = \omega_{II} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.2134 \cdot 100cm \cdot 32cm \cdot \frac{\frac{0.85 \cdot 30000}{1.5} \text{ kPa}}{\frac{500000}{1.15} \text{ kPa}} = 26.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d_{πελμ} = 1.51\% \cdot 100cm \cdot 32cm = 4.83cm^2$$

$$s \leq \min \begin{cases} 2 \cdot t_{πελμ} = 80cm \\ 25cm \\ 15cm \text{ (θεμέλιο)} \end{cases} = 15 \text{ cm}$$

$$A_{max} = 4\% \cdot b \cdot t_{πελμ} = 0.04 \cdot 100cm \cdot 40cm = 160 \text{ cm}^2$$

Τελικά τίθεται
 $\emptyset 20/11cm$ ($28.56cm^2$)
στην άνω ίνα

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή II):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση II): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

Στην εγκάρσια έννοια (οριζόντια) τοποθετείται οπλισμός διανομής :

$$A_{s,οριζ} = 20\% \cdot A_{s,κυρ} = 0.2 \cdot 28.56 = 5.71cm^2$$

$$s \leq \min \begin{cases} 3 \cdot t_{πελμ} = 120cm \\ 40cm \\ 15cm \text{ (}\emptyset 12 / 15 \text{ θεμέλιο)} \end{cases} = 15 \text{ cm}$$

Άρα διανομής $\emptyset 12/15$ ($7.54cm^2$)

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή II):

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση (θέση II): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

Έλεγχος με $V_{Rd,c(II)}$ (αν δεν ικανοποιείται τότε αύξηση πάχους διατομής):

$$\text{Πρέπει: } V_{sd(II)} \leq V_{Rd,c(II)} \quad \text{όπου} \quad V_{Rd,c(II)} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k_{II} \cdot (100 \cdot \rho_{\ell,II} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d_{II} \cdot b \\ v_{min,II} \cdot d_{II} \cdot b \end{array} \right.$$

$$\text{Για σκυρόδεμα C30} \rightarrow f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k_{II} = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{II}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{320}} = 1.791 \leq 2.0 \quad (\text{αλλιώς θα θεωρούνταν } k_{II}=2)$$

$$\rho_{\ell,II} \approx \frac{A_{s\ell,II}}{b \cdot d_{II}} \leq 0.02 \Leftrightarrow \rho_{\ell,II} \approx \frac{28.56 \text{ cm}^2}{100\text{cm} \cdot 32\text{cm}} = 0.00893 \leq 0.02$$

$$v_{min,II} = 0.035 \cdot k_{II}^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \cdot 1.791^{3/2} \cdot \sqrt{30} = 0.459$$

$$V_{Rd,c(II)} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \cdot 1.791 \cdot (100 \cdot 0.00893 \cdot 30)^{1/3} \cdot 320\text{mm} \cdot 1000\text{mm} = 205787 \text{ N} = 205.79 \text{ kN} \\ 0.459 \cdot 320\text{mm} \cdot 1000\text{mm} = 146880 \text{ N} = 146.88 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Τελικά: $V_{sd(II)} = 235.58 \text{ kN} \leq V_{Rd,c(II)} = 205.79 \text{ kN}$ Η διατομή **δεν επαρκεί** έναντι διάτμησης!!

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή II):

Προσοχή: Κανονικά θα πρέπει να επαναληφθεί ο έλεγχος σε κάμψη και ο υπολογισμός του σπλισμού καθώς πλέον η διατομή έχει μεγαλύτερο στατικό ύψος (δεν γίνεται στο παρόν για οικονομία χρόνου).

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση (θέση II): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

Θα πρέπει να μεγαλώσει το πάχος της διατομής ώστε να επαρκεί έναντι διάτμησης.

Για πάχος πέλματος στο πίσω τμήμα του τοίχου (τοπικά) ίσο με **55cm** προκύπτει:

$$\text{Πρέπει: } V_{sd(II)} \leq V_{Rd,c(II)} \quad \text{όπου} \quad V_{Rd,c(II)} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k_{II} \cdot (100 \cdot \rho_{\ell,II} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d_{II} \cdot b \\ v_{min,II} \cdot d_{II} \cdot b \end{array} \right.$$

$$\text{Για σκυρόδεμα C30} \rightarrow f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k_{II} = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{II}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{470}} = 1.652 \leq 2.0 \quad (\text{αλλιώς θα θεωρούνταν } k_{II}=2)$$

$$\rho_{\ell,II} \approx \frac{A_{s\ell,II}}{b \cdot d_{II}} \leq 0.02 \Leftrightarrow \rho_{\ell,II} \approx \frac{28.56 \text{ cm}^2}{100\text{cm} \cdot 47\text{cm}} = 0.00608 \leq 0.02$$

$$v_{min,II} = 0.035 \cdot k_{II}^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \cdot 1.652^{3/2} \cdot \sqrt{30} = 0.407$$

$$V_{Rd,c(II)} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \cdot 1.652 \cdot (100 \cdot 0.00608 \cdot 30)^{1/3} \cdot 470\text{mm} \cdot 1000\text{mm} = 245262 \text{ N} = 245.26 \text{ kN} \\ 0.407 \cdot 470\text{mm} \cdot 1000\text{mm} = 191290 \text{ N} = 190.29 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Τελικά: $V_{sd(II)} = 235.58 \text{ kN} \leq V_{Rd,c(II)} = 245.29 \text{ kN}$ Η διατομή **αρκεί** έναντι διάτμησης.

Στατικό ύψος

$$d = h - c_{ολ,πελμ} \\ d = 0.55 - 0.08 = 0.47\text{m}$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή III):

Από τις τάσεις εδάφους στο πέλμα προκύπτει:

$$F3 = 238.97 \cdot 1.0 = 238.97 \text{ kN / m}$$

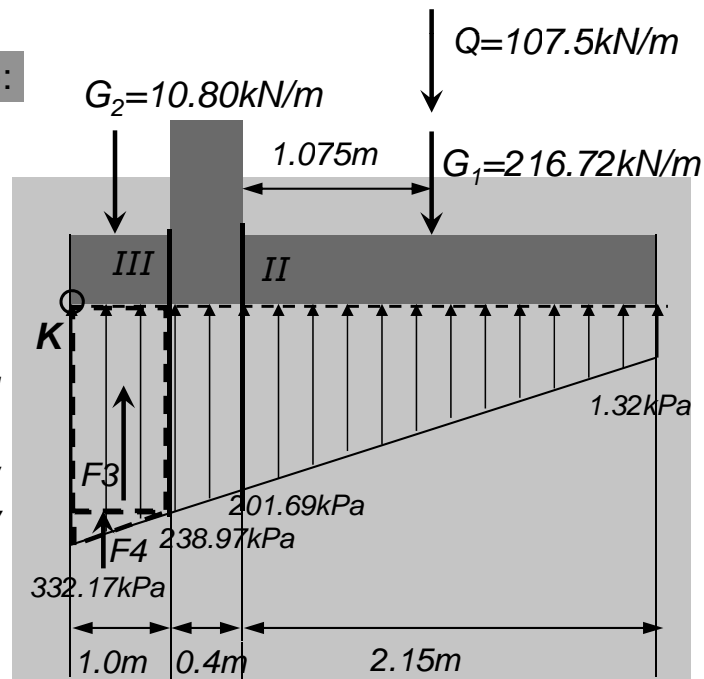
$$F4 = \frac{1}{2} (332.17 - 238.97) 1.0 = 46.60 \text{ kN / m}$$

Τα εντατικά μεγέθη της διατομής υπολογίζονται λαμβάνοντας την τομή στη θέση II (από δεξιά). Υπενθυμίζεται ότι οι συντελεστές 1.35 και 1.5 για τα G και τα Q έχουν ήδη ληφθεί υπόψη στον υπολογισμό των τάσεων εδάφους άρα στα F3-F4.

$$M_{III} = F3 \cdot \frac{1.0}{2} + F4 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 1.0 \right) - 1.35 \cdot G_2 \cdot \frac{1.0}{2}$$

$$M_{III} = 238.97 \cdot \frac{1.0}{2} + 46.60 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 1.0 \right) - 1.35 \cdot 10.80 \cdot 0.50 = 143.26 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$V_{III} = 238.97 + 46.60 - 1.35 \cdot 10.80 = 270.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (διατομή III):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση III): (Γίνεται για μήκος τοίχου b=1.0m)

$$\mu_{sd,III} = \frac{M_{sd,III}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{143.26 \text{ kNm}}{1.0\text{m} \cdot 0.32^2 \text{m}^2 \cdot \frac{0.85 \cdot 30000 \text{ kN}}{1.5 \text{ m}^2}} = 0.082 < \mu_{lim} = 0.296$$

Στατικό ύψος
d=h-επικάλυψη
d=0.4-0.08=0.32m

$$\text{Προκύπτει: } \omega_{III} = 0.0836 + (0.0946 - 0.0836) \frac{0.082 - 0.08}{0.09 - 0.08} = 0.0858 \rightarrow$$

$$A_{s,III} = \omega_{III} \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.0858 \cdot 100\text{cm} \cdot 32\text{cm} \cdot \frac{0.85 \cdot \frac{30000 \text{ kPa}}{1.5}}{\frac{500000 \text{ kPa}}{1.15}} = 10.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d_{\text{πελυμ}} = 1.51\% \cdot 100\text{cm} \cdot 32\text{cm} = 4.83\text{cm}^2$$

Τελικά τίθεται $\varnothing 14/14\text{cm}$ (11.00cm²) στην κάτω ίνα

$$s \leq \min \begin{cases} 2 \cdot t_{\text{πελυμ}} = 80\text{cm} \\ 25\text{cm} \\ 15\text{cm} \text{ (θεμέλιο)} \end{cases} = 15 \text{ cm}$$

$$A_{max} = 4\% \cdot b \cdot t_{\text{πελυμ}} = 0.04 \cdot 100\text{cm} \cdot 40\text{cm} = 160 \text{ cm}^2$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή III):

Διαστασιολόγηση σε κάμψη (θέση III): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

Στην εγκάρσια έννοια (οριζόντια) τοποθετείται οπλισμός διανομής :

$$A_{s,οριζ} = 20\% \cdot A_{s,κυρ} = 0.2 \cdot 11.00 = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$s \leq \min \begin{cases} 3 \cdot t_{\text{πελμ}} = 120 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm } (\text{Ø}12 / 15 \text{ θεμέλιο}) \end{cases} = 15 \text{ cm} \quad \text{Άρα διανομής } \text{Ø}12/15 (7.54 \text{ cm}^2)$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή III):

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση (θέση III): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

Έλεγχος με $V_{Rd,c(III)}$ (αν δεν ικανοποιείται τότε αύξηση πάχους διατομής):

$$\text{Πρέπει: } V_{sd(III)} \leq V_{Rd,c(III)} \quad \text{όπου } V_{Rd,c(III)} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k_{III} \cdot (100 \cdot \rho_{\ell,III} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d_{III} \cdot b \\ v_{\min,III} \cdot d_{III} \cdot b \end{array} \right.$$

$$\text{Για σκυρόδεμα C30} \rightarrow f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k_{III} = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{III}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{320}} = 1.791 \leq 2.0 \quad (\text{αλλιώς θα θεωρούνταν } k_{II}=2)$$

$$\rho_{\ell,III} \approx \frac{A_{s\ell,III}}{b \cdot d_{III}} \leq 0.02 \Leftrightarrow \rho_{\ell,III} \approx \frac{11.00 \text{ cm}^2}{100 \text{ cm} \cdot 32 \text{ cm}} = 0.00344 \leq 0.02$$

$$v_{\min,III} = 0.035 \cdot k_{III}^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \cdot 1.791^{3/2} \cdot \sqrt{30} = 0.459$$

$$V_{Rd,c(III)} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \cdot 1.791 \cdot (100 \cdot 0.00344 \cdot 30)^{1/3} \cdot 320 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 149733 \text{ N} = 149.73 \text{ kN} \\ 0.459 \cdot 320 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 146880 \text{ N} = 146.88 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Τελικά: $V_{sd(III)} = 270.99 \text{ kN} \leq V_{Rd,c(III)} = 149.73 \text{ kN}$ Η διατομή δεν επαρκεί έναντι διάτμησης!!

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Διαστασιολόγηση τοίχου (STR) (διατομή III):

Προσοχή: Κανονικά θα πρέπει να επαναληφθεί ο έλεγχος σε κάμψη και ο υπολογισμός του οπλισμού καθώς πλέον η διατομή έχει μεγαλύτερο στατικό ύψος (δεν γίνεται στο παρόν για οικονομία χρόνου).

Διαστασιολόγηση σε διάτμηση (θέση III): (Γίνεται για μήκος τοίχου $b=1.0m$)

Θα πρέπει να μεγαλώσει το πάχος της διατομής ώστε να επαρκεί έναντι διάτμησης.

Για πάχος πέλματος στο εμπρός τμήμα του τοίχου (τοπικά) ίσο με **85cm** προκύπτει:

$$\text{Πρέπει: } V_{sd(III)} \leq V_{Rd,c(III)} \quad \text{όπου } V_{Rd,c(III)} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k_{III} \cdot (100 \cdot \rho_{\ell,III} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d_{III} \cdot b \\ v_{\min,III} \cdot d_{III} \cdot b \end{array} \right.$$

Για σκυρόδεμα C30 $\rightarrow f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$

$$k_{III} = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{III}}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{770}} = 1.510 \leq 2.0 \quad (\text{αλλιώς θα θεωρούνταν } k_{II} = 2)$$

$$\rho_{\ell,III} \approx \frac{A_{s\ell,III}}{b \cdot d_{III}} \leq 0.02 \Leftrightarrow \rho_{\ell,III} \approx \frac{11.00 \text{ cm}^2}{100\text{cm} \cdot 77\text{cm}} = 0.00143 \leq 0.02$$

$$v_{\min,III} = 0.035 \cdot k_{III}^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \cdot 1.510^{3/2} \cdot \sqrt{30} = 0.356$$

$$V_{Rd,c(III)} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.12 \cdot 1.510 \cdot (100 \cdot 0.00143 \cdot 30)^{1/3} \cdot 770\text{mm} \cdot 1000\text{mm} = 226709 \text{ N} = 226.71 \text{ kN} \\ 0.356 \cdot 770\text{mm} \cdot 1000\text{mm} = 274120 \text{ N} = 274.12 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Τελικά: $V_{sd(III)} = 270.99 \text{ kN} \leq V_{Rd,c(III)} = 274.12 \text{ kN}$ Η διατομή επαρκεί έναντι διάτμησης!!

Στατικό ύψος

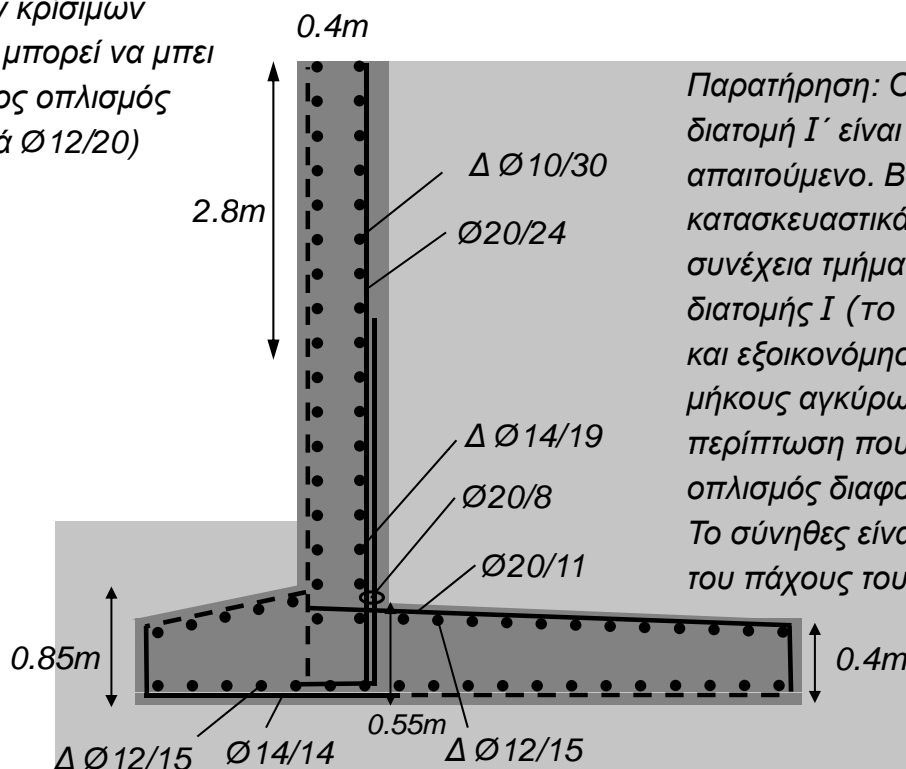
$$d = h - c_{ολ,πελμ} \\ d = 0.85 - 0.08 = 0.77m$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Εκτός των κρίσιμων διατομών μπορεί να μπει ο ελάχιστος οπλισμός (ενδεικτικά $\varnothing 12/20$)



Παρατήρηση: Ο οπλισμός $\varnothing 20/24$ στη διατομή I' είναι περισσότερος από τον απαιτούμενο. Βολεύει όμως κατασκευαστικά καθώς αποτελεί συνέχεια τμήματος του οπλισμού της διατομής I (το 1/3). Παράλληλα γίνεται και εξοικονόμηση του απαιτούμενου μήκους αγκύρωσης σε σχέση με την περίπτωση που επιλεγόταν λιγότερος οπλισμός διαφορετικής διαμέτρου. Το σύνηθες είναι η προοδευτική μείωση του πάχους του κορμού καθ' ύψος.

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Εφαρμογή (Άσκηση Εδαφομηχανικής για επίλυση με EC7):

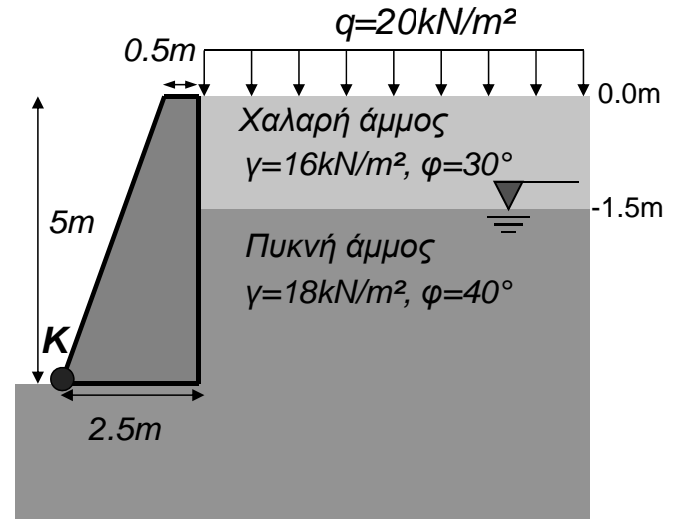
Να σχεδιαστεί το διάγραμμα οριζόντιων ενεργητικών τάσεων κατά Rankine και η συνισταμένη ώθηση στον επιτόπου κατασκευασμένο τοίχο αντιστήριξης του σχήματος. Στη συνέχεια να γίνουν οι έλεγχοι σε ανατροπή και ολίσθηση του τοίχου κατά EC7 (απλοποιητικά $\gamma - \gamma_{\text{κορ}}, \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{σκυροδ}} = 25 \text{ kN/m}^3$). Στη βάση υπάρχει αδιαπέρατο υλικό ενώ η επιφόρτιση q στην επιφάνεια είναι μεταβλητό φορτίο.

Επίλυση:

Η ενδεχόμενη ανατροπή του τοίχου θα ελεγχθεί ως προς το σημείο Κ, όπου θα πρέπει η ροπή ευστάθειας να είναι μεγαλύτερη από τη ροπή ανατροπής.

Η δύναμη και η ροπή ευστάθειας οφείλονται στο ίδιο βάρος του τοίχου που δρα σταθεροποιητικά.

Η δύναμη ολίσθησης και η ροπή ανατροπής οφείλονται στις ενεργητικές ωθήσεις του εδάφους (λόγω ίδιου βάρους, επιφόρτισης και υδροστατικών τάσεων).



Το αδιαπέρατο υλικό στη βάση εμποδίζει την ανάπτυξη υποπίεσεων του νερού κάτω από τον τοίχο

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων στο έδαφος

(1) Υπολογίζονται οι κατακόρυφες ενεργές τάσεις λόγω του ίδιου βάρους εδάφους

$$z = 1.5\text{m} \rightarrow \sigma_{v,1.5\text{m}} = 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.5\text{m} = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$u_{w,1.5\text{m}} = 0$$

$$\sigma'_{v,1.5\text{m}} = \sigma_v - u_w = 24 \text{ kPa}$$

$$z = 5.0\text{m} \rightarrow \sigma_{v,5\text{m}} = 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.5\text{m} + 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3.5\text{m} = 87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$u_{w,5\text{m}} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 3.5\text{m} = 35 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v,5\text{m}} = \sigma_v - u_w = 52 \text{ kPa}$$

(2) Υπολογίζονται οι οριζόντιες τάσεις του εδάφους λόγω ίδιου βάρους

$$\text{Χαλαρή άμμος } (\phi=30^\circ) \rightarrow K_a=0.3333 \quad z = 0.0\text{m} \rightarrow \sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,0\text{m}} = 0.3333 \cdot 0 = 0 \text{ kPa}$$

$$z = 1.5\text{m} \rightarrow \sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,1.5\text{m}} = 0.3333 \cdot 24 = 8.00 \text{ kPa}$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων στο έδαφος

(2) Υπολογίζονται οι οριζόντιες τάσεις του εδάφους λόγω ιδίου βάρους

Πυκνή άμμος ($\phi=40^\circ$) $\rightarrow K_a=0.2174$ $z = 1.5\text{m} \rightarrow \sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,1.5\text{m}} = 0.2174 \cdot 24 = 5.22 \text{ kPa}$
 $z = 5.0\text{m} \rightarrow \sigma'_{h,a} = K_a \cdot \sigma'_{v,5\text{m}} = 0.2174 \cdot 52 = 11.30 \text{ kPa}$

(3) Υπολογίζονται οι οριζόντιες υδροστατικές τάσεις

Η τιμή και η κατανομή των οριζόντιων υδροστατικών τάσεων με το βάθος είναι όμοιες με τις κατακόρυφες υδροστατικές τάσεις

(4) Υπολογίζονται οι οριζόντιες τάσεις λόγω επιφόρτισης

Για επιφόρτιση με ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο $q=20\text{kN/m}^2$ προκύπτουν οριζόντιες ενεργητικές τάσεις:

Χαλαρή άμμος: $\sigma'_{a,q} = K_a \cdot q = 0.3333 \cdot 20 \text{ kPa} = 6.67 \text{ kPa}$

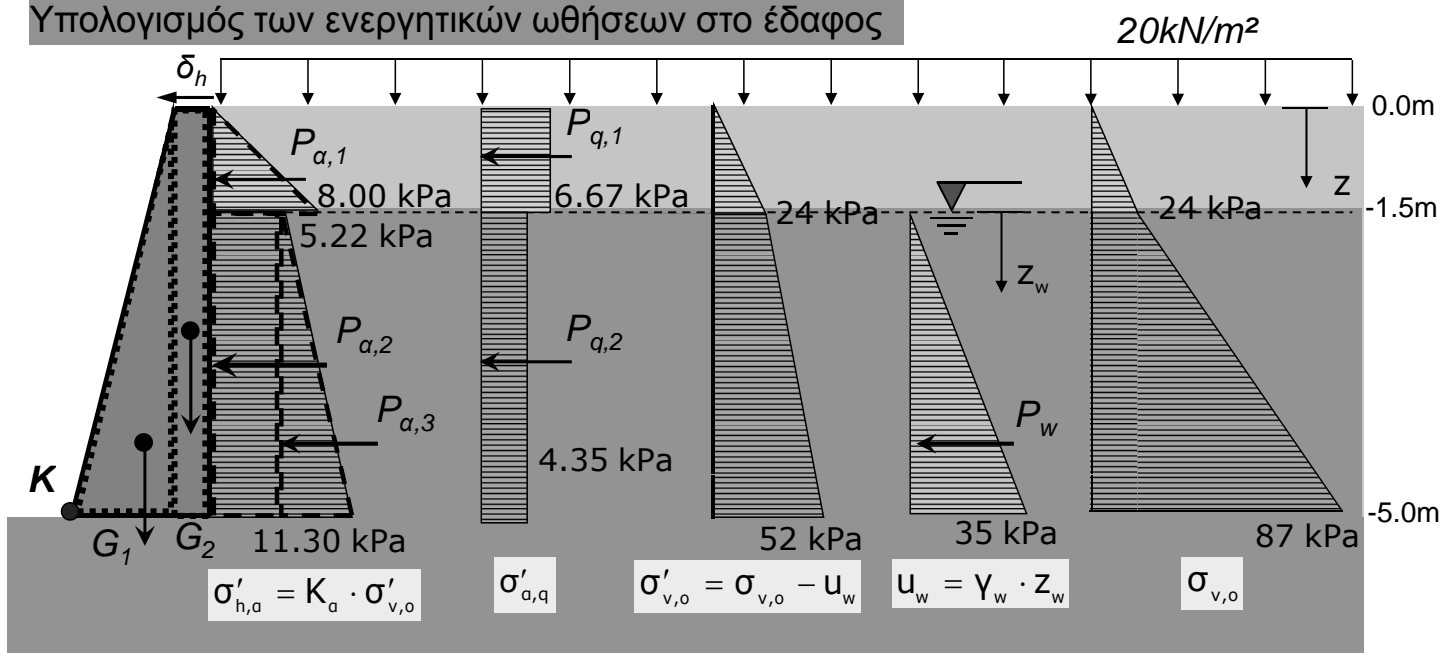
Πυκνή άμμος: $\sigma'_{a,q} = K_a \cdot q = 0.2174 \cdot 20 \text{ kPa} = 4.35 \text{ kPa}$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων στο έδαφος



(5) Υπολογίζονται οι τιμές και οι θέσεις εφαρμογής των ενεργητικών ωθήσεων

Ο υπολογισμός της τιμής και της θέσης εφαρμογής της κάθε ώθησης συχνά απαιτεί τη διάσπαση του διαγράμματος τάσεων σε απλά σχήματα (τρίγωνα και ορθογώνια) με γνωστό κέντρο βάρους

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων στο έδαφος

(5) Υπολογίζονται οι τιμές και οι θέσεις εφαρμογής των ενεργητικών ωθήσεων

Ενεργητική ώθηση εδάφους:

$$P_{\alpha,1} = \frac{1}{2} \cdot 8.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.5 \text{ m} = 6.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_{\alpha,1} \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{3} \cdot 1.5 \text{ m} + 3.5 \text{ m} = 4.00 \text{ m}$$

$$P_{\alpha,2} = 5.22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3.5 \text{ m} = 18.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_{\alpha,2} \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{2} \cdot 3.5 \text{ m} = 1.75 \text{ m}$$

$$P_{\alpha,3} = \frac{1}{2} \cdot (11.30 - 5.22) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3.5 \text{ m} = 10.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_{\alpha,3} \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{3} \cdot 3.5 \text{ m} = 1.167 \text{ m}$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των ενεργητικών ωθήσεων στο έδαφος

(5) Υπολογίζονται οι τιμές και οι θέσεις εφαρμογής των ενεργητικών ωθήσεων

Ωθηση λόγω υδροστατικών πιέσεων:

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3.5 \text{ m} = 61.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Σημείωση: οι μονάδες kN/m αναφέρονται σε δύναμη (kN) ανά μέτρο μήκους του τοίχου αντιστήριξης

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_w \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{3} \cdot 3.5 \text{ m} = 1.167 \text{ m}$$

Ωθηση λόγω επιφόρτισης $q=20\text{kN/m}^2$:

$$P_{q,1} = 6.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.5 \text{ m} = 10.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_{q,1} \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{2} \cdot 1.5 \text{ m} + 3.5 \text{ m} = 4.25 \text{ m}$$

$$P_{q,2} = 4.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3.5 \text{ m} = 15.23 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Θέση εφαρμογής της } P_{q,2} \text{ από τη βάση του τοίχου: } \frac{1}{2} \cdot 3.5 \text{ m} = 1.75 \text{ m}$$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Υπολογισμός των δυνάμεων ευστάθειας

Οι δυνάμεις ευστάθειας είναι το βάρος του τοίχου αντιστήριξης

$$G_1 = A_1 \cdot \gamma_{\text{σκυροδ}} = \frac{1}{2} \cdot (2.5 - 0.5) \text{ m} \cdot 5.0 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 125.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Απόσταση εφαρμογής της G_1 από το σημείο Κ: $\frac{2}{3} \cdot (2.5 - 0.5) \text{ m} = 1.333 \text{ m}$

$$G_2 = A_2 \cdot \gamma_{\text{σκυροδ}} = 0.5 \text{ m} \cdot 5.0 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 62.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Απόσταση εφαρμογής της G_2 από το σημείο Κ: $(2.5 - 0.5) \text{ m} + \frac{0.5 \text{ m}}{2} = 2.25 \text{ m}$

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σε ανατροπή του τοίχου (EQU):

Βάσει (EC7 §2.4.7.2) πρέπει να ισχύει:

$$E_{\text{dst,d}} \leq E_{\text{stb,d}}$$

(ροπή ανατροπής ≤ ροπή ευστάθειας)

$$E_{\text{dst}} (\gamma_F F_k, X_k) \leq E_{\text{stb}} (\gamma_F F_k, X_k)$$

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • ενεργητικές ωθήσεις λόγω εδάφους • ενεργητικές ωθήσεις λόγω επιφόρτισης | <ul style="list-style-type: none"> • βάρος τοίχου Ο/Σ • βάρος εδάφους • επιφόρτιση |
|--|---|

Οι διάφοροι έλεγχοι γίνονται ανά m μήκους του τοίχου (βλ. μονάδες στους υπολογισμούς).

Πίνακας Α.1 (EC7 – Παράρτημα Α)

Παράμετρος		Σύμβολο*	Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής *	γ_F	$\gamma_{G,\text{dst}}$ 1.10
	Ευνοϊκή		$\gamma_{G,\text{stb}}$ 0.90
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		$\gamma_{Q,\text{dst}}$ 1.50
	Ευνοϊκή		$\gamma_{Q,\text{stb}}$ 0.00

*Δυσμενής Αποσταθεροποιητική δράση (dst) και Ευνοϊκή Σταθεροποιητική δράση (stb)

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος σε ανατροπή του τοίχου (EQU):

Υπολογισμός των ροπών ευστάθειας ως προς το Κ:

$$M_{\text{ευστ}} = 0.9 \cdot (G_1 \cdot 1.333 \text{ m} + G_2 \cdot 2.25 \text{ m}) = 0.9 \cdot \left(125 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.333 \text{ m} + 62.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2.25 \text{ m} \right) = 276.53 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Σημείωση: οι μονάδες kNm/m αναφέρονται σε ροπή (kNm) ανά μέτρο μήκους του τοίχου αντιστήριξης

Υπολογισμός των ροπών ανατροπής ως προς το Κ:

$$M_{\text{ανατρ}} = 1.1 \cdot (P_{a,1} \cdot 4.00 + P_{a,2} \cdot 1.75 + P_{a,3} \cdot 1.167 + P_w \cdot 1.167) + 1.50 \cdot (P_{q,1} \cdot 4.25 + P_{q,2} \cdot 1.75) \Rightarrow$$

$$M_{\text{ανατρ}} = 1.1 \cdot \left(6.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 4.00 \text{ m} + 18.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.75 \text{ m} + 10.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.167 \text{ m} + 61.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.167 \text{ m} \right) + 1.50 \cdot \left(10.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 4.25 \text{ m} + 15.23 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.75 \text{ m} \right) \Rightarrow$$

$$M_{\text{ανατρ}} = 153.85 + 103.79 = 257.64 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Προκύπτει: $M_{\text{ανατρ}} = 257.64 \leq M_{\text{ευστ}} = 276.53$ Ο έλεγχος σε ανατροπή ικανοποιείται.

ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

Έλεγχος τοίχου σε ολίσθηση (GEO):

Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση (EC7 §6.5.3 - §9.5.1):

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad \longrightarrow \quad E(Y_F F_k, X_k) \leq \left(\frac{1}{Y_R} \right) \cdot R(F_k, X_k)$$

(δύναμη ολίσθησης ≤ αντίσταση σε ολίσθηση)

Η αντίσταση σε ολίσθηση σε αμμώδη εδάφη οφείλεται:

R_d : στην τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ τοίχου – εδάφους

R_{pd} : στις παθητικές ωθήσεις του εδάφους (συνήθως αγνοούνται)

Πίνακες A.3 και A.13 (EC7 – Παράρτημα A)

Παράμετρος		Σύμβολο		Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής	Y_F, Y_E	Y_G	1.35
	Ευνοϊκή		Y_G	1.00
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		Y_Q	1.50
	Ευνοϊκή		Y_Q	0.00
Αντοχή σε φέρουσα ικανότητα		Y_R	$Y_{R,v}$	1.40
Αντίσταση ολίσθησης			$Y_{R,h}$	1.10
Αντίσταση γαιών*			$Y_{R,e}$	1.40* \longrightarrow

*Σε περίπτωση που οι παθητικές ωθήσεις του εδάφους δεν αγνοούνται, θα πρέπει να ληφθούν με συντελεστή $\gamma_R=1.40$.

Αντιστηρίξεις



❖ Συνέχεια εφαρμογής :

 δ η γωνία τριβής θεμελίου-εδάφους: $\delta = \varphi$ σκυρόδεμα χυτό επί τόπου (EC7 §9.5.1(7)) $\delta = 2/3\varphi$ προκατασκευή (EC7 §9.5.1(6))

Έλεγχος τοίχου σε ολίσθηση (GEO):

Τελικά πρέπει να ικανοποιείται η σχέση (στραγγισμένες συνθήκες):

$$1.35 \cdot P_a + 1.50 \cdot P_q \leq \frac{1}{1.10} \cdot [\Sigma(G + Q) \cdot \tan \delta]$$

$$\Sigma(G + Q) = 125.0 + 62.50 = 187.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Προκύπτει:

$$1.35 \cdot (6.00 + 18.27 + 10.64 + 61.25) + 1.50 \cdot (10.01 + 15.23) \leq \frac{1}{1.10} \cdot [187.50 \cdot \tan 40^\circ]$$

$$1.35 \cdot 96.16 + 1.50 \cdot 25.24 \leq \frac{157.33}{1.10}$$

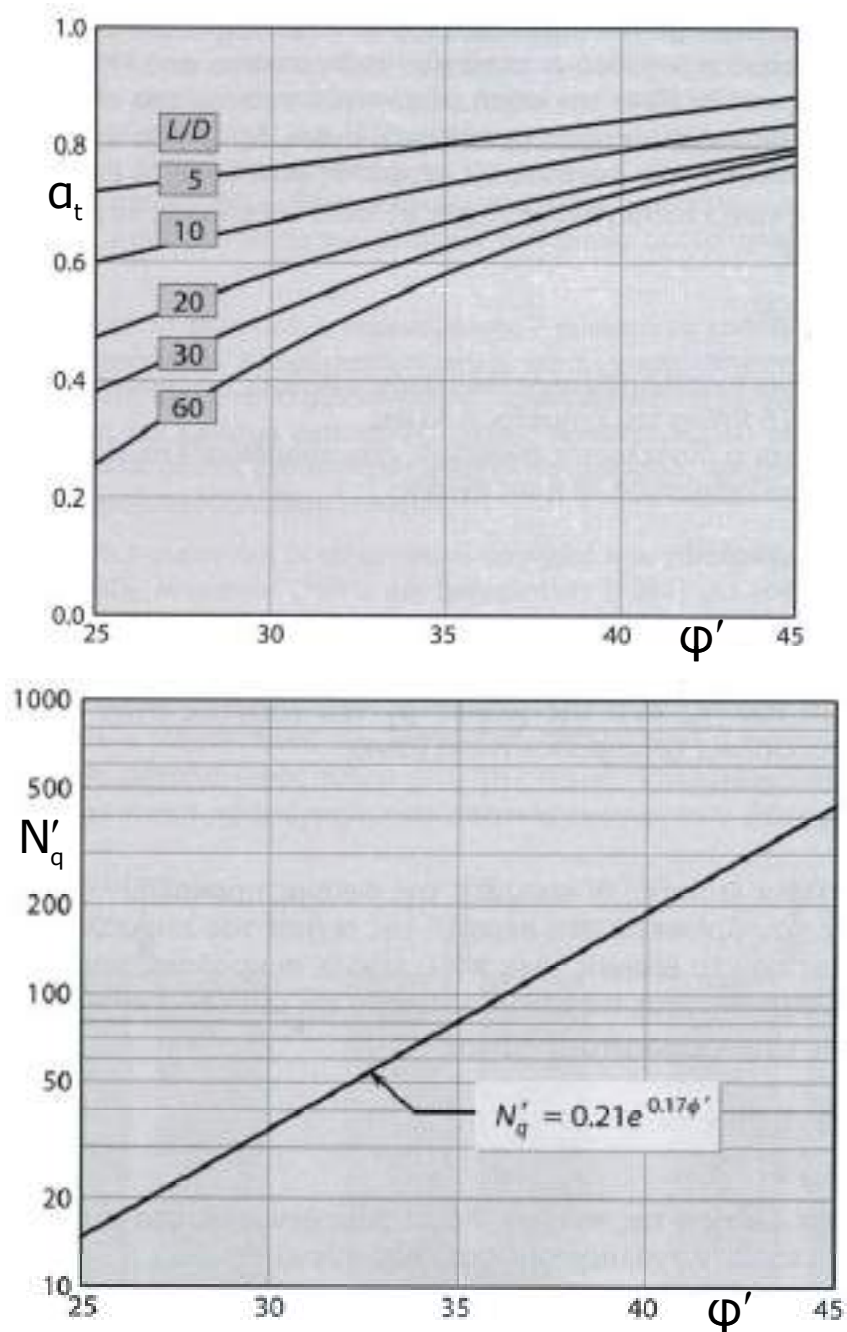
$$167.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq 143.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Ο έλεγχος σε ολίσθηση δεν ικανοποιείται!}$$

Θα πρέπει να αυξηθούν οι δυνάμεις ευστάθειας (βάρος του τοίχου), άρα να αυξηθούν οι διαστάσεις του τοίχου (π.χ. αύξηση του πάχους της στέψης του τοίχου από 0.5m σε 1.2m).

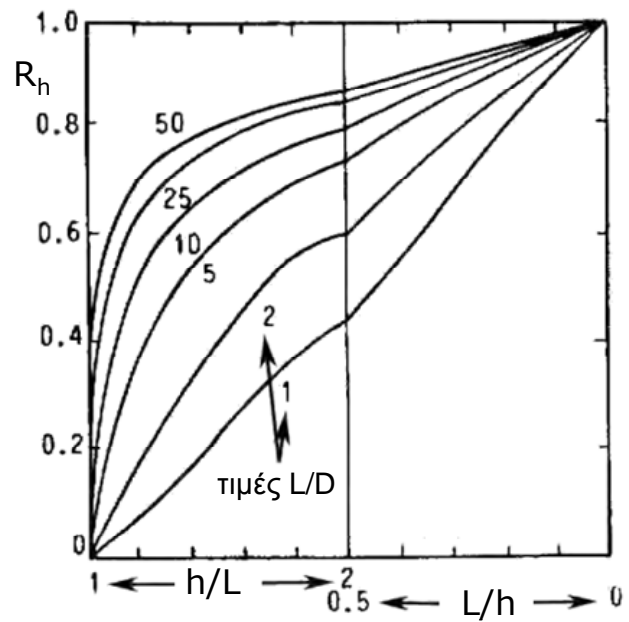
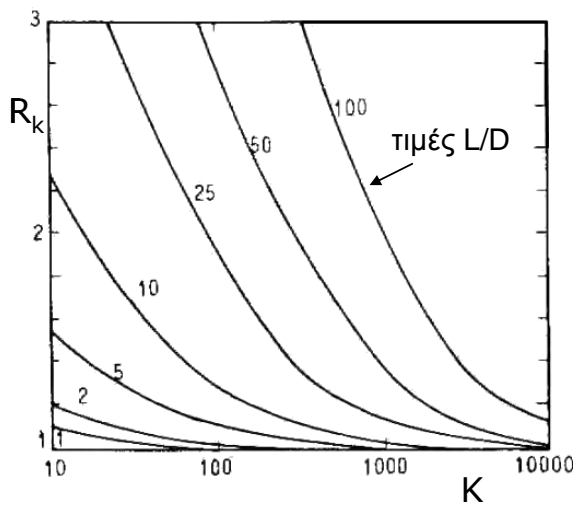
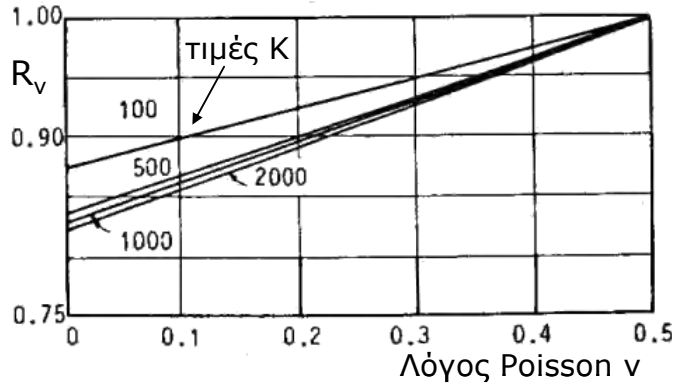
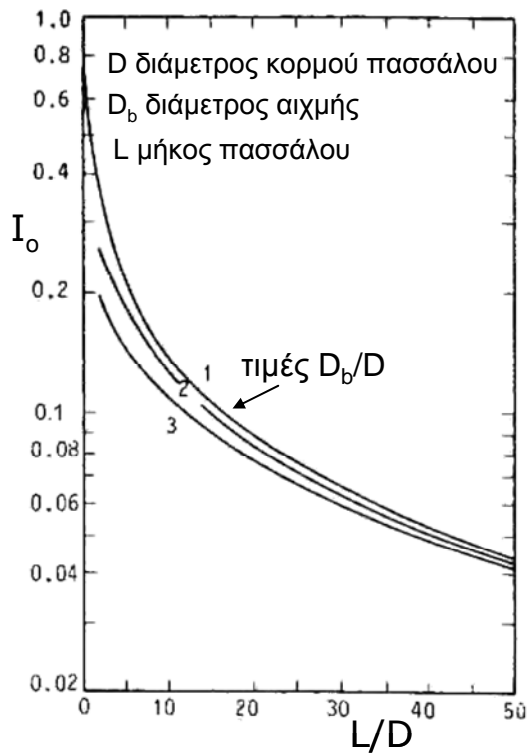
**ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ – ΤΜΗΜΑ ΠΜ&ΜΤΓ ΤΕ
ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΕ**

Σχήματα, Διαγράμματα και Νομογραφήματα

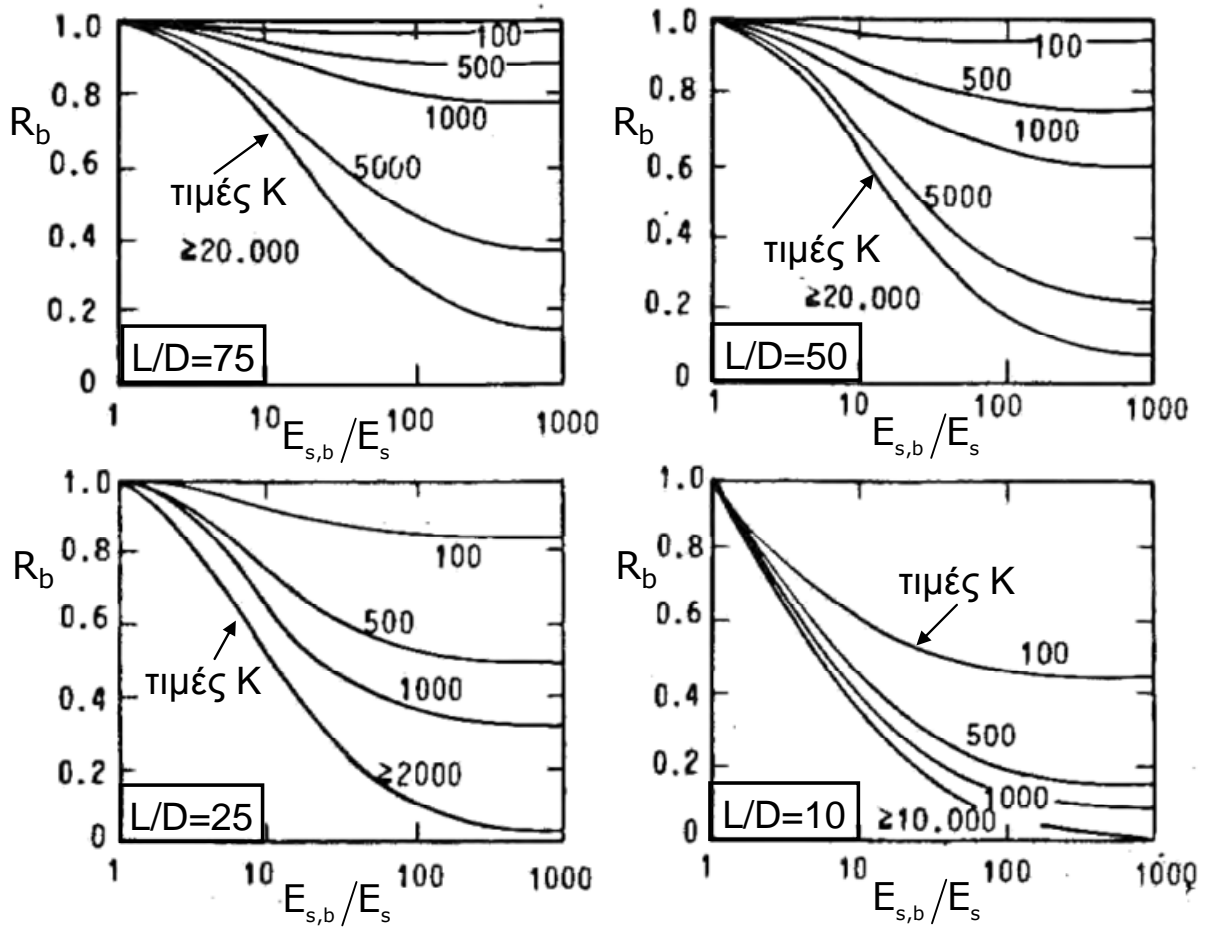
Στη συνέχεια δίνονται διάφορα Σχήματα, Πίνακες, Νομογραφήματα και Διαγράμματα τα οποία δεν διακρίνονται καλά στις σημειώσεις θεωρίας. Σε κάθε ένα δίνεται η αντιστοίχιση με την σελίδα των σημειώσεων από την οποία προέρχεται. Προηγούνται τα σχήματα που αφορούν τις σημειώσεις θεωρίας και ακολουθούν όσα χρησιμοποιούνται σε κάποια από τις ασκήσεις εργαστηρίου.



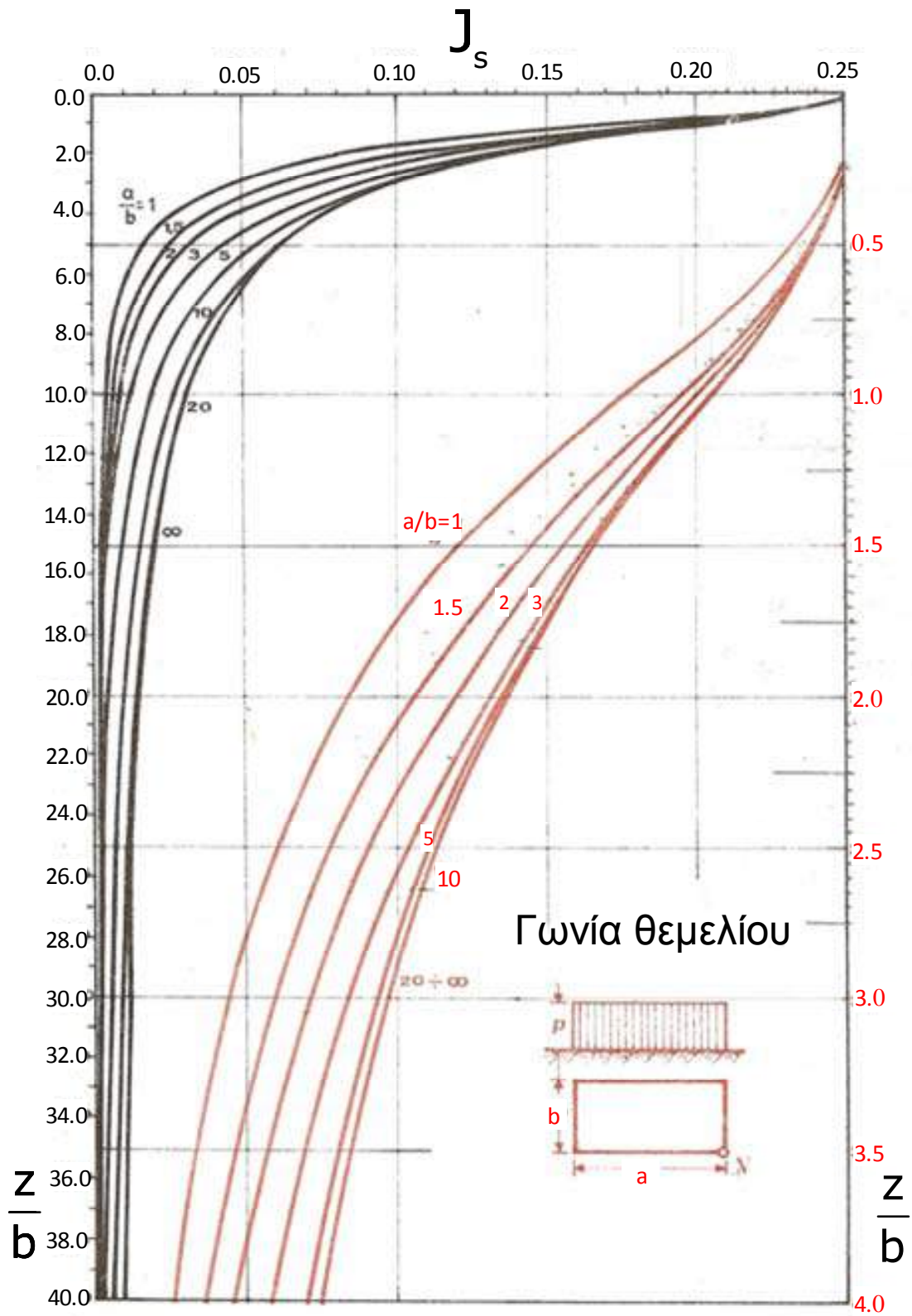
Σχήμα σελ. 4.25 Νομογραφήματα κατά τον υπολογισμό αντίστασης αιχμής σε αμμώδη εδάφη (Σχήματα Berezantsev et al. 1961, επανασχεδιασμός Γεωργιάδης Κ. και Μ. 2009)



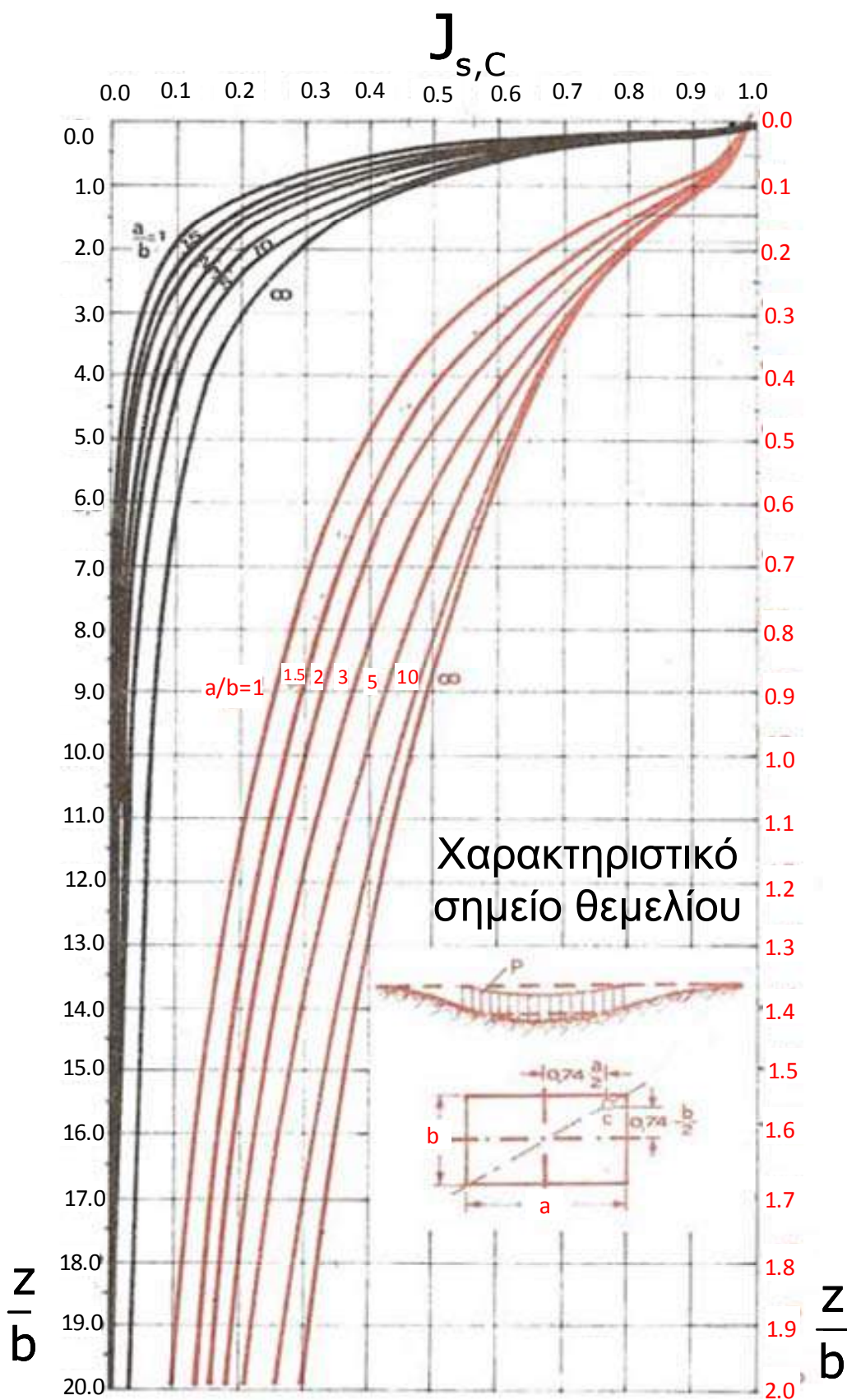
Σχήμα σελ. 4.43-4.44 Νομογραφήματα εύρεσης συντελεστών για τον υπολογισμό καθίζησης πασσάλου (σελ. 4.43 πάνω και σελ. 4.44 κάτω) (Σχήματα από Καββαδάς 2005)



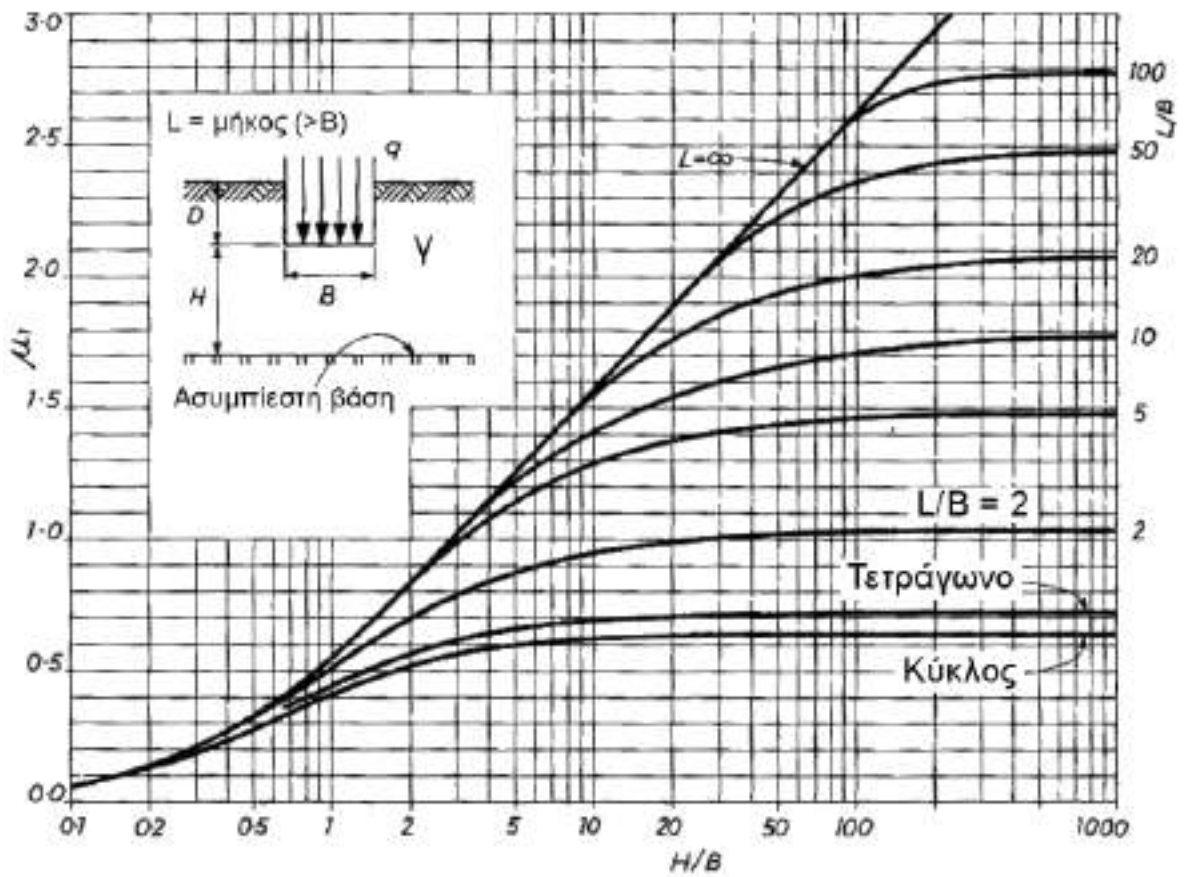
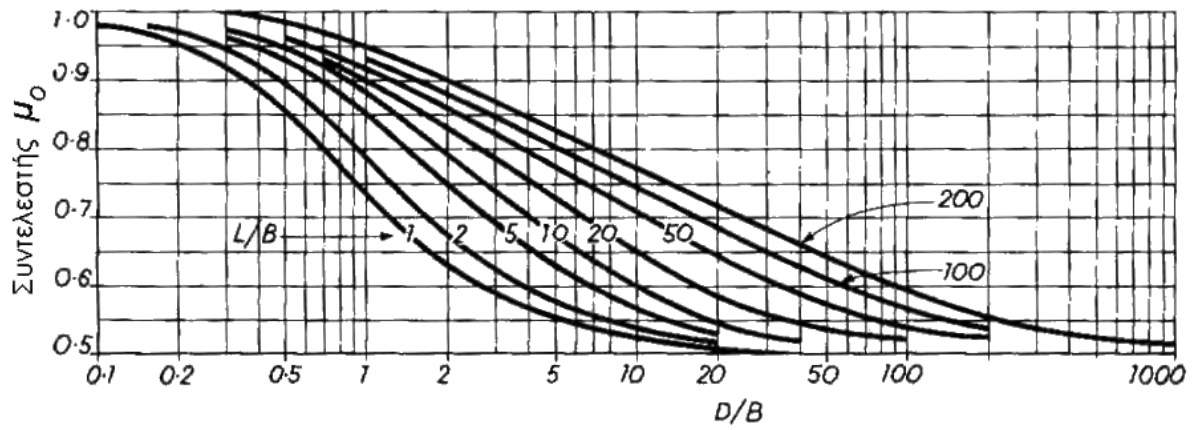
Σχήμα σελ. 4.45 Νομογραφήματα κατά τον υπολογισμό καθίζησης σε πασσάλους αιχμής (Σχήμα από Καβαδάς 2005)



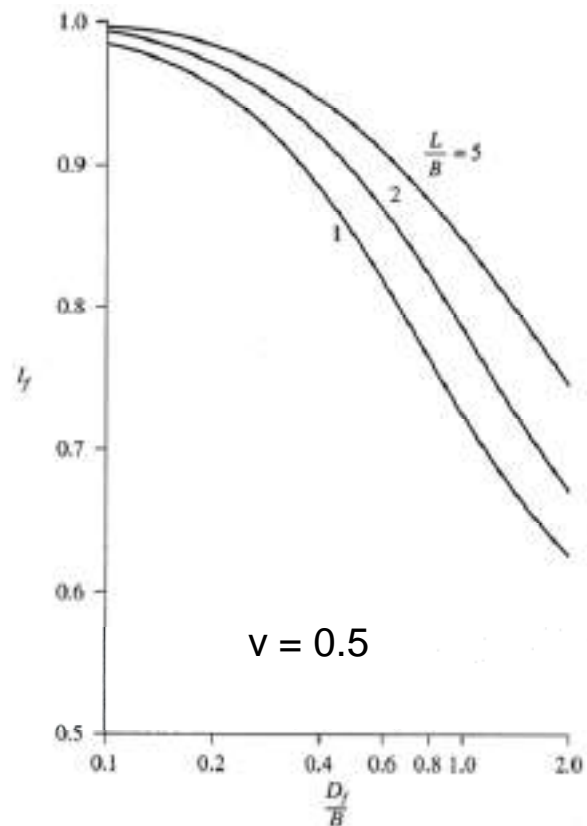
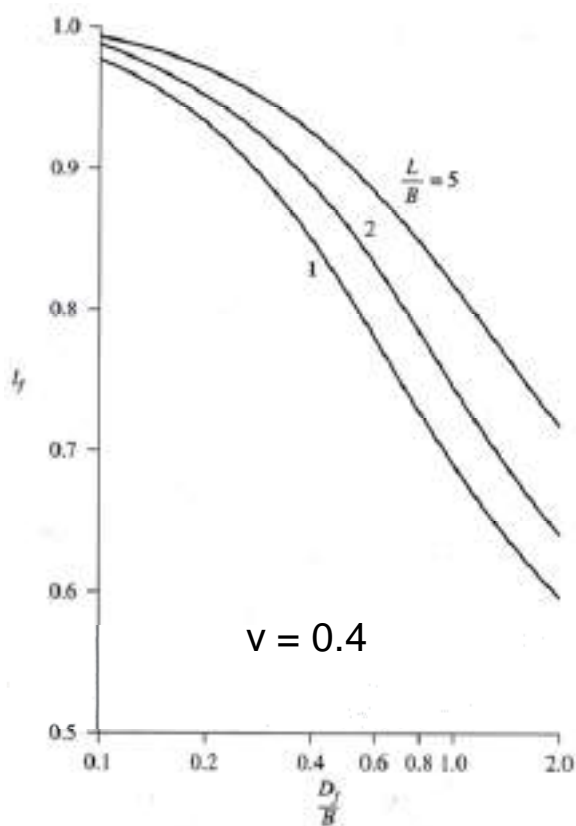
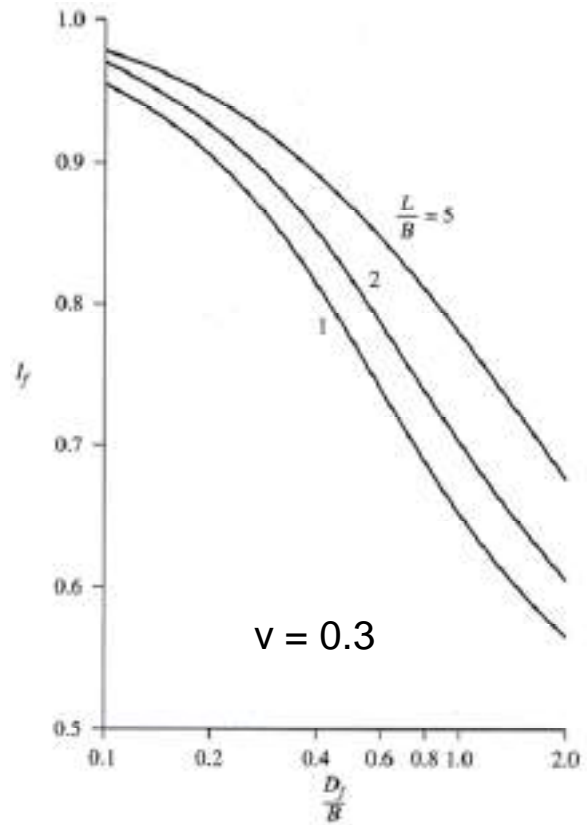
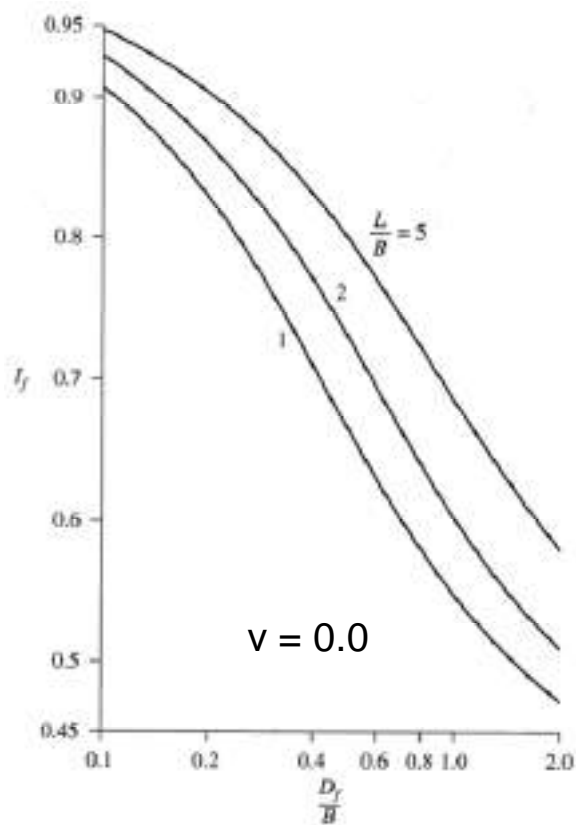
Σχήμα για Εργαστήριο 1 Τάσεις επιφόρτισης στη γωνία πεδίου (στο σχήμα $B=b$ και $L=a$) (Σχήμα από Γραμματικόπουλος κ.α. 1994).



Σχήμα για Εργαστήριο 1 Τάσεις επιφόρτισης στο χαρακτηριστικό σημείο πεδίου (στο σχήμα $B=b$ και $L=a$) (Σχήμα από Γραμματικόπουλος κ.α. 1994)



Σχήμα για Εργαστήριο 3 Νομογραφήματα μ_0 και μ_1 για τον υπολογισμό καθιζήσεων σε αργιλικά εδάφη με τη μέθοδο Janbu et al. (1956) (Σχήμα από Καββαδάς 2005)



Σχήμα για Εργαστήριο 3 Νομογραφήματα για τον υπολογισμό του I_F στον υπολογισμό καθίζησης κατά Steinbrenner (1934) (Σχήμα από Das, 2007)

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Barnes G.E. (2000), "Εδαφομηχανική: Αρχές και Εφαρμογές", Κλειδάριθμος (απόδοση στα ελληνικά 2005), Αθήνα
- Bowles J.E. (1997), "Foundation Analysis and Design", 5th edition, McGraw-Hill, New York
- Berezantzev V.C., Khristoforov V., Golublov V. (1961), "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations", Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 2, pp. 11-15, Paris
- Bjerrum L. (1963), "Allowable Settlement of Structures", Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, pp. 135-137, Weisbaden, Germany
- Burland J.B., Broms B.B., de Mello V.F.B. (1977), "Behaviour of Foundations and Structures", Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, pp. 495-546, Tokyo, Japan
- CEN, European Committee for Standardisation (2002), "EN 1990: Eurocode: Basis of structural design", European Committee for Standardisation, Brussels
- CEN, European Committee for Standardization (2002), "EN 1991-1-1: Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-1: General actions -Densities, self-weight, imposed loads for buildings", European Committee for Standardisation, Brussels
- CEN, European Committee for Standardisation (2004), "EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings", European Committee for Standardisation, Brussels
- CEN, European Committee for Standardisation (2004), "EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical Design, Part 1: General Rules", Brussels
- CEN, European Committee for Standardisation (2004), "EN 1998-5: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", European Committee for Standardisation, Brussels
- CEN, European Committee for Standardisation (2004), "EN 1998-5: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects", European Committee for Standardisation, Brussels
- Das B.M. (1999), "Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement", CRC Press LLC, Florida, USA
- Das B.M. (2007), "Principles of Foundation Engineering", 6th edition, Thomson Canada Ltd, Toronto, Canada

- DIN 4014 (1990), "Bored in Cast-in-Place Piles: Formation, Design and Bearing Capacity", Beuth Verlag GmbH, Berlin
- Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kavvas M., Ovesen N.K., Orr T., Schuppener B. (2004). Designer's guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design-General rules, Thomas Telford.
- Frank, R. (2008), "General Presentation of Eurocode 7: Geotechnical Design", Presentation during the Workshop "Eurocodes: background and applications", Brussels, 18-20 February
- Jaky J. (1944), "The Coefficient of Earth Pressure at rest", Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 355-358
- Janbu N., Bjerrum L., Kjaernsli B. (1956), "Veiledning ved losning av Fundamenteringsoppgaver", Norwegian Geotechnical Institute, vol. 16, pp. 30-32
- Kumbhojkar A.S. (1993), "Numerical Evaluation of Terzaghi's N_q ", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 119, no. 3, pp. 598-607
- Meyerhof G.G. (1953), "The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads ", Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, pp. 440-445, Zurich
- Meyerhof G.G. (1963), "Some recent research on the bearing capacity of foundations", Canadian Geotechnical Journal, vol. 1, pp. 16-26
- Poulos H.G., Davis E.H. (1980), "Pile Foundations Analysis and Design", John Wiley and Sons, New York
- Rankine W. (1857), "On the Stability of Loose Earth", Philosophical Transactions of the Royal Society of London, vol. 147
- Sextos A., Pitilakis K., Kirtas E., Fotaki V. (2005), "A Refined Computational Framework for the Assessment of the Inelastic Response of an Irregular Building that was Damaged During the Lefkada Earthquake", Proceedings of the 4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, Thessaloniki, Greece
- Skempton A.W., MacDonald D.H. (1956), "Allowable Settlements of Buildings", The Institution of Civil Engineers, 3(5), pp. 727-768, London, UK
- Schmertmann J.H., Hartman J.P., Brown P.R. (1978), "Improved Strain Influence Factor Diagrams", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 104, no. GT8, pp. 1131-1135
- Steinbrenner W. (1934), "Tafeln zur Setzungsberechnung", Die Strasse, vol. 1, pp. 121-124
- Terzaghi K. (1943), "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, New York

- Terzaghi K., Peck R.B. (1948), "Soil Mechanics in Engineering Practice", (2nd edition in 1967), Wiley, New York
- Vesic A.C. (1975), "Bearing Capacity of Shallow Foundations", Foundation Engineering Handbook, H.F. Winterkorn and H.y. Fang (eds), Van Nostrand Reingold Co., New York
- Αναγνωστόπουλος Α., Καββαδάς Μ., Παπαδόπουλος Β. (2009), "Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997)", Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Αθήνα
- Αναγνωστόπουλος Α. (2009), " Ευρωκώδικας 7 Μέρος 1ο: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός, Δομή, Αρχές και Επιπτώσεις", Παρουσίαση με εκπαιδευτικό υλικό για τα σεμινάρια επιμόρφωσης των Ελλήνων Μηχανικών στους Ευρωκώδικες, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος (ΤΕΕ)
- Αναγνωστόπουλος Χ., Γεωργιάδης Μ., Πιτιλάκης Κ. (1994), "Θεμελιώσεις - Αντιστηρίξεις", ΑΠΘ, Υπηρεσία Δημοσιευμάτων, Θεσσαλονίκη
- Αναγνωστόπουλος Χ., Χατζηγώγος Θ., Αναστασιάδης Α., Πιτιλάκης Δ. (2012), "Θεμελιώσεις, Αντιστηρίξεις και Γεωτεχνικά Έργα", Εκδόσεις Αϊβάζη, Θεσσαλονίκη
- Αναγνωστόπουλος Χ., Αναστασιάδης Α., Πιτιλάκης Δ., Παπαβασιλείου Κ. (2013), "Σχεδιασμός των Επιφανειακών Θεμελιώσεων με τους EC2, EC7 & EC8: Αριθμητικό Παράδειγμα", Σημειώσεις του μαθήματος ΤΓ1100: Θεμελιώσεις, Αντιστηρίξεις και Γεωτεχνικά Έργα, Εργαστήριο Εδαφομηχανικής και Θεμελιώσεων, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, ΑΠΘ, Θεσσαλονίκη
- Γεωργιάδης Κ., Γεωργιάδης Μ. (2009), "Στοιχεία Εδαφομηχανικής", Εκδόσεις ΖΗΤΗ, Θεσσαλονίκη
- Γραμματικόπουλος Γ., Μάνου-Ανδρεάδου Ν., Χατζηγώγος Θ. (1994), "Εδαφομηχανική: ασκήσεις και προβλήματα", Αφοι Κυριακίδη, Θεσσαλονίκη
- Ζαράρης, Πρ., Παπαγιάννη, Ι. (1997), "Σιδηροπαγές Σκυρόδεμα Ι", Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Υπηρεσία Δημοσιευμάτων
- Καββαδάς Μ. (2005), "Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων", Ε.Μ. Πολυτεχνείο, Πανεπιστημιακές Εκδόσεις
- Καββαδάς Μ. (2009), " Εφαρμογές του Ευρωκώδικα 7 (EN1997) σε θέματα σχεδιασμού Γεωτεχνικών Έργων", Παρουσίαση με εκπαιδευτικό υλικό για τα σεμινάρια επιμόρφωσης των Ελλήνων Μηχανικών στους Ευρωκώδικες, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος (ΤΕΕ)
- Καββαδάς Μ. (2010), "Σχεδιασμός Αντιστηρίξεων με τον Ευρωκώδικα 7 (EN 1997)", Παρουσίαση στο πλαίσιο ημερίδας με θέμα: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός Κατασκευών - Αντιστηρίξεις, Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδας (ΣΠΜΕ)
- Καββαδάς Μ. «Εφαρμογές του Ευρωκώδικα 7 (EN1997-1) σε θέματα σχεδιασμού Γεωτεχνικών Έργων", Παρουσίαση με εκπαιδευτικό υλικό για τον Σχεδιασμό

- Κατασκευών με τους Ευρωκώδικες: Εφαρμογές και Εθνικά Προσαρτήματα, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος (ΤΕΕ)
- Κίρτας Ε., Μαραγκός Ν. (2013), "Σημειώσεις θεωρίας: Εδαφομηχανική", Τμήμα ΠΔΕ, Τ.Ε.Ι. Σερρών, Σέρρες (πρώτη έκδοση το 2010)
- N.4067/2012, "Νέος Οικοδομικός Κανονισμός", ΦΕΚ Α' 79/09.04.2012
- Παναγόπουλος Γ., Κίρτας Ε. (2017), "Κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος Ι", Εκπαιδευτικές Σημειώσεις, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΤΕ και Μηχανικών Τοπογραφίας και Γεωπληροφορικής ΤΕ, ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας, Σέρρες
- Πενέλης Γ., Στυλιανίδης Κ., Κάππος Α., Ιγνατάκης Χ. (1995), "Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα: Πανεπιστημιακές Σημειώσεις", Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Υπηρεσία Δημοσιευμάτων
- Πιτιλάκης Κ., Γεωργιάδης Μ., Μπαντής Σ., Χατζηγώγος Θ., Αναγνωστόπουλος Χ., Τίκα Θ. (1999), "Αντισεισμικός Σχεδιασμός Θεμελιώσεων, Αντιστηρίξεων και Γεωκατασκευών", Α.Π.Θ. Πανεπιστημιακές Σημειώσεις ΑΣΤΕ, Θεσσαλονίκη
- Τσότσος Σ. (1991), "Εδαφομηχανική: Θεωρία, μέθοδοι, εφαρμογές", Φ. Βερβερίδης, Θεσσαλονίκη
- ΦΕΚ Β' 1457/05.06.2014, "Έγκριση εφαρμογής και χρήσης των Ευρωκωδίκων»
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. (1989), "Κτιριοδομικός Κανονισμός", ΦΕΚ Δ' 59/03.02.1989, Υπουργική Απόφαση 3046/304/89
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. (2000), "Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΕΑΚ 2000", Αθήνα
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε (2000), "Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος, ΕΚΩΣ 2000", Αθήνα
- Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε (2013), "ΚΑΝ.ΕΠΕ. - Κανονισμός Επεμβάσεων", Αθήνα

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ – ΤΜΗΜΑ ΠΜ&ΜΤΓ ΤΕ
ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΤΕ

Εκφωνήσεις Ασκήσεων Εργαστηρίου

ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ
ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΙΣ
(μελέτη με τους Ευρωκώδικες)

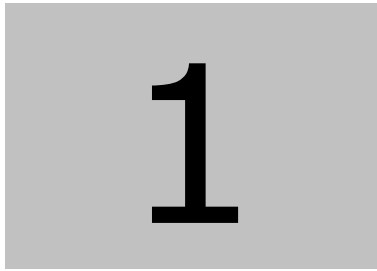
Επιμέλεια-Συγγραφή:

Κίρτας Εμμανουήλ, Επικ. Καθηγητής

Παναγόπουλος Γεώργιος, Καθ. Εφαρμογών

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2017

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ 1^ο

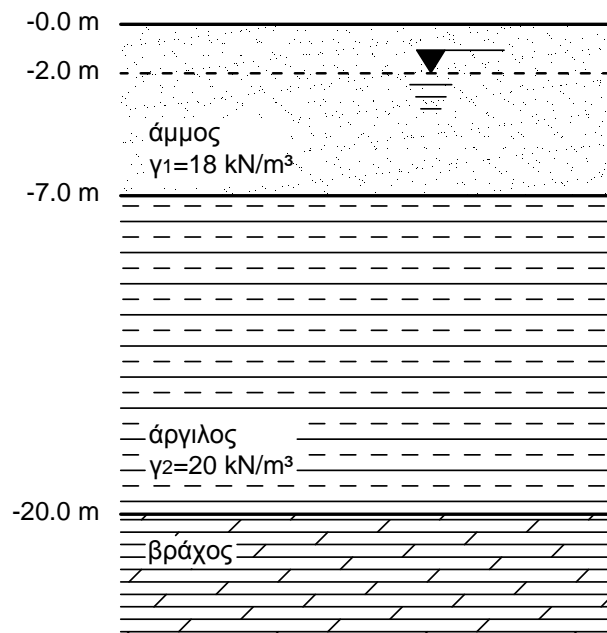
Αναπτυσσόμενες τάσεις στο έδαφος

Στο 1^ο εργαστήριο του μαθήματος γίνεται υπενθύμιση από την Εδαφομηχανική του υπολογισμού των τάσεων στο έδαφος λόγω του ιδίου βάρους του εδάφους και λόγω επιφόρτισης. Η γνώση του υπολογισμού των τάσεων στο έδαφος είναι απαραίτητη για την μελέτη πολλών προβλημάτων του μαθήματος Θεμελιώσεις & Αντιστηρίξεις.

Άσκηση 1.1

Να υπολογιστούν και να σχεδιαστούν με το βάθος οι κατανομές των ολικών τάσεων, των ενεργών τάσεων και της πίεσης του νερού των πόρων που αναπτύσσονται στο έδαφος στην εδαφική τομή του σχήματος.

- Δίνεται $\gamma_w=10\text{kN/m}^3$
- Να ληφθεί απλοποιητικά $\gamma_{\text{κορ}}=\gamma$



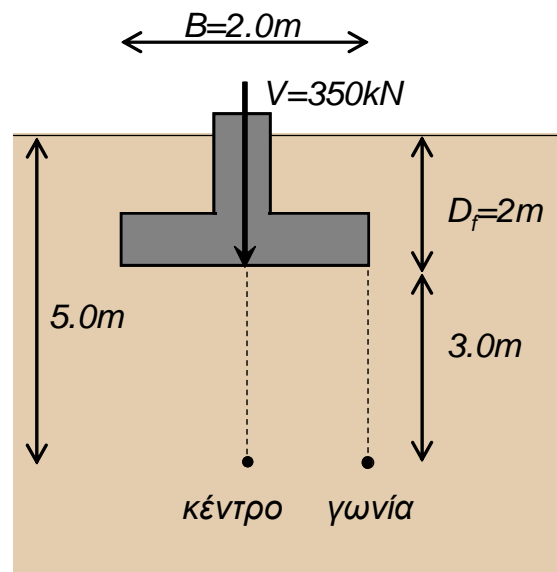
Άσκηση 1.2

Πέδιλο διαστάσεων $B=2\text{m}$ και $L=2\text{m}$ θεμελιώνεται σε βάθος 2m από την επιφάνεια του εδάφους και φέρει κατακόρυφο φορτίο ανωδομής 350kN . Σημειώνεται πως ακολουθεί επίχωση του θεμελίου. Να υπολογιστούν οι τάσεις λόγω της επιφόρτισης για το θεμέλιο σε βάθος 5m από την επιφάνεια του εδάφους:

(α) στη γωνία του θεμελίου

(β) στο κέντρο του θεμελίου

Δίνεται για το έδαφος $\gamma=18\text{kN/m}^3$

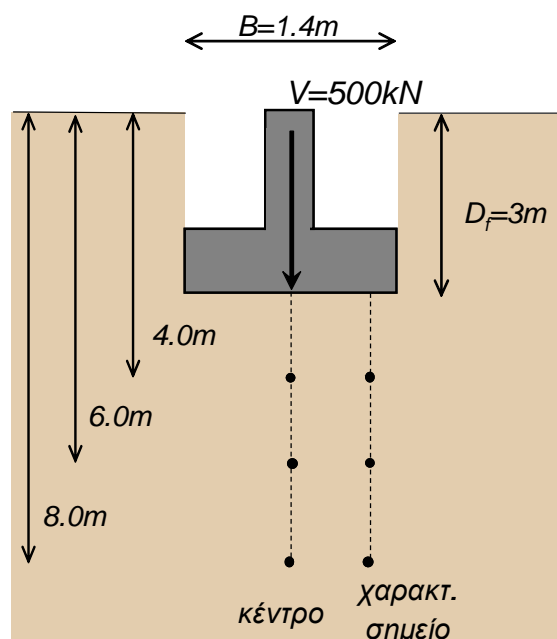
**Άσκηση 1.3**

Θεμέλιο διαστάσεων $B=1.4\text{m}$ και $L=2\text{m}$ θεμελιώνεται σε βάθος 3m από την επιφάνεια του εδάφους και φέρει κατακόρυφο φορτίο ανωδομής 500kN , δίχως να γίνει επίχωση του θεμελίου. Να υπολογιστούν οι τάσεις λόγω της επιφόρτισης για το θεμέλιο σε βάθη 4m , 6m και 8m από την επιφάνεια του εδάφους:

(α) στο κέντρο του θεμελίου

(β) στο χαρακτηριστικό σημείο του θεμελίου

Δίνεται για το έδαφος $\gamma=18\text{kN/m}^3$

**Άσκηση 1.4**

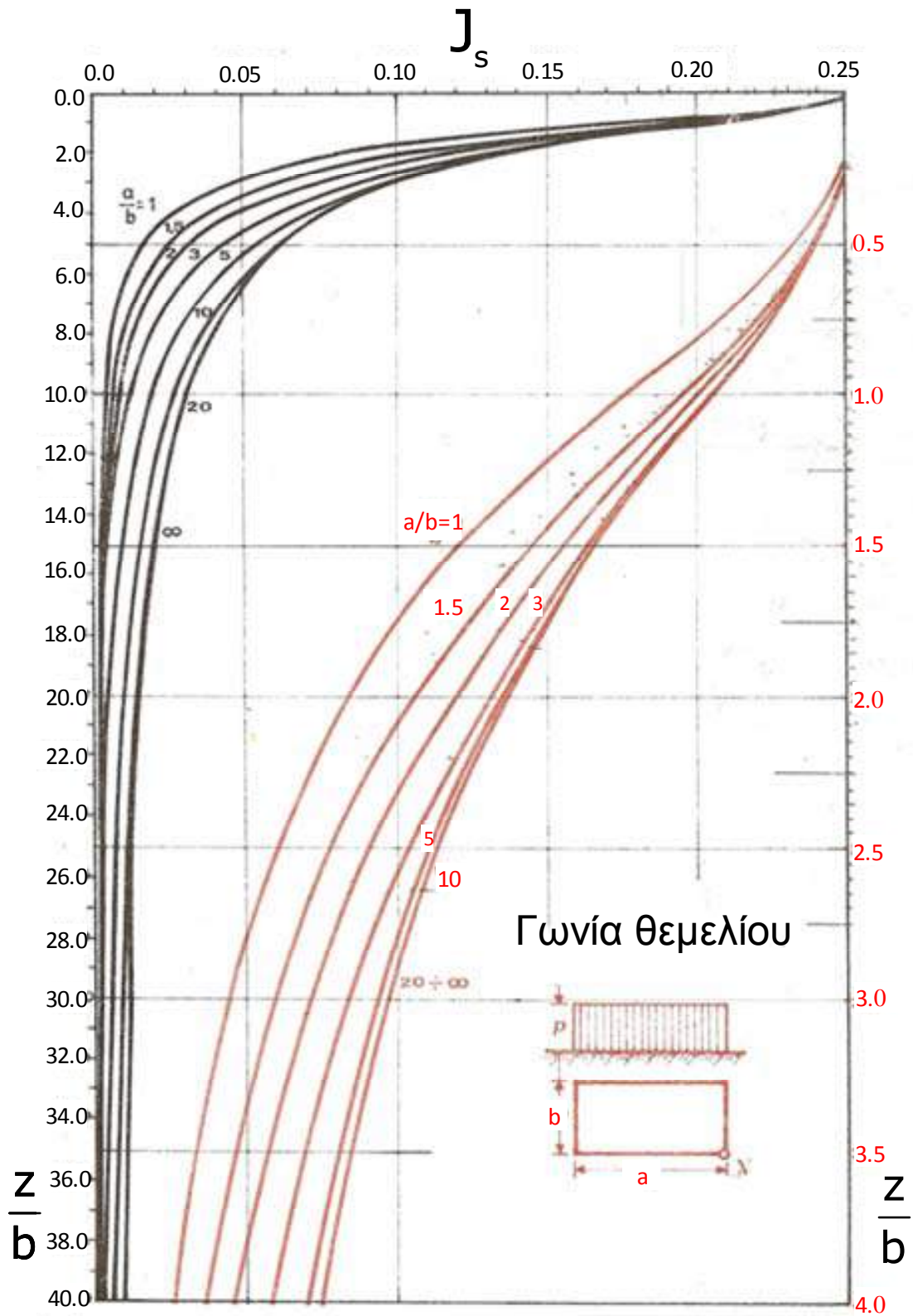
Να υπολογιστούν οι συνολικές ενεργές τάσεις για το θεμέλιο της προηγούμενης άσκησης στα βάθη 4m , 6m και 8m από την επιφάνεια του εδάφους:

(α) στο κέντρο του θεμελίου

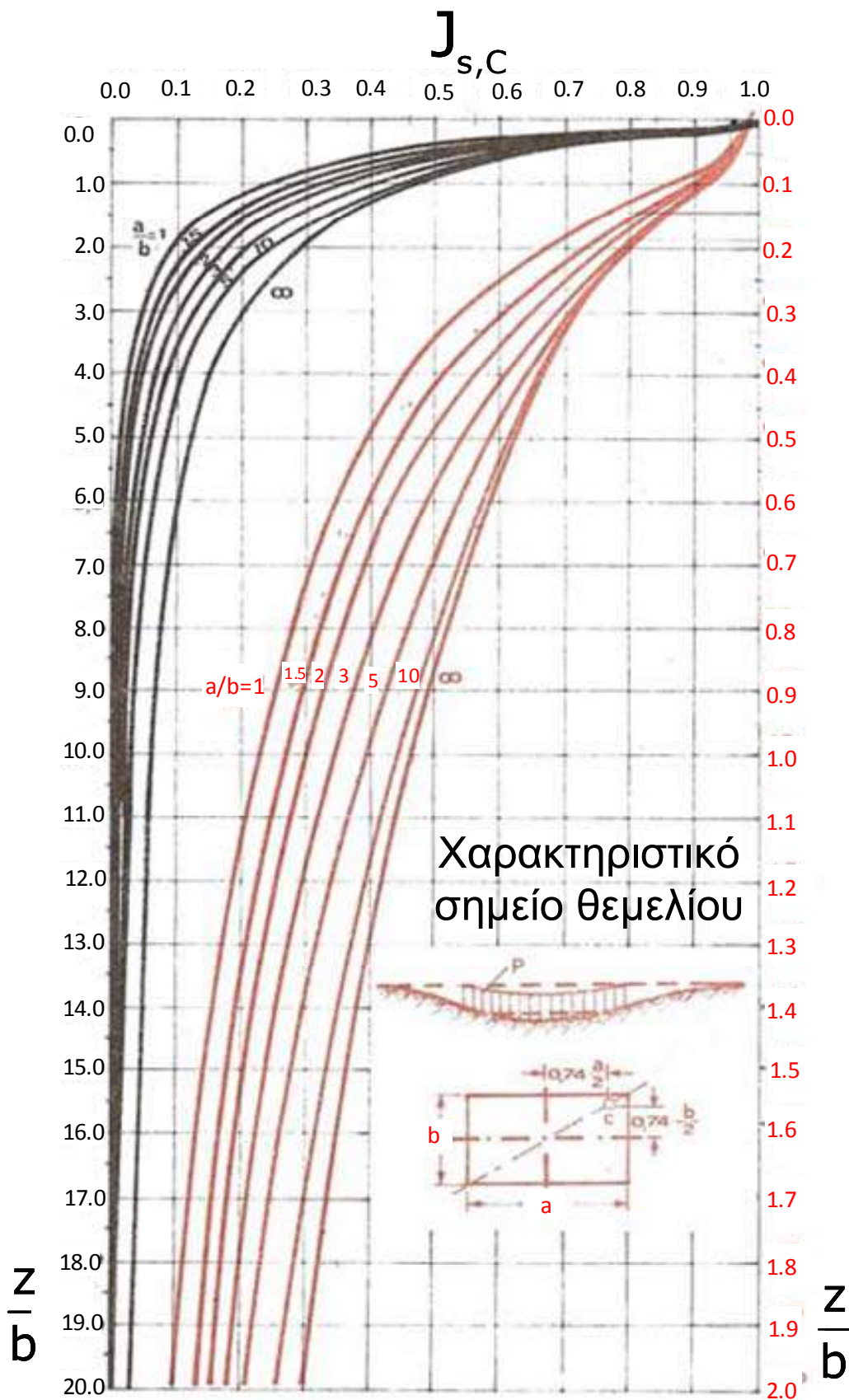
(β) στο χαρακτηριστικό σημείο του θεμελίου

Δίνεται για το έδαφος $\gamma=18\text{kN/m}^3$.

Νομογραφήματα και Διαγράμματα Εργαστηρίου



Σχήμα 1.1. Τάσεις επιφόρτισης στη γωνία πεδίου (Σχήμα από Γραμματικόπουλος κ.α. 1994)



Σχήμα 1.2. Τάσεις επιφόρτισης στο χαρακτηριστικό σημείο πεδίου (Σχήμα από Γραμματικόπουλος κ.α. 1994)

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ

2

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ 2^ο

Φέρουσα ικανότητα εδάφους

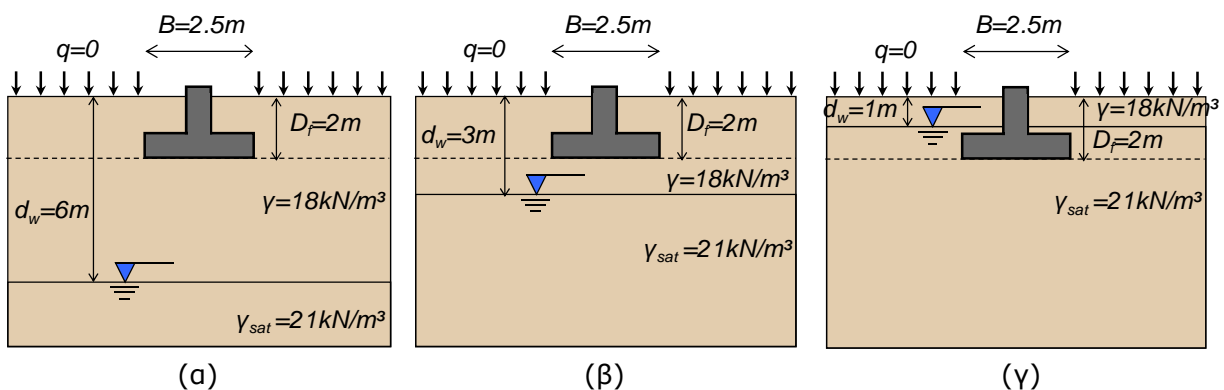
Στο 2^ο εργαστήριο του μαθήματος γίνεται αναφορά στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας εδάφους σε επιφανειακές θεμελιώσεις με έμφαση στον έλεγχο κατά Ευρωκώδικα 7 και τη διαφοροποίησή του από την κλασική θεώρηση του ενιαίου συντελεστή ασφαλείας. Συνοπτικά στοιχεία για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας θεμελίων δίνονται στο τυπολόγιο πεδίου.

Άσκηση 2.1

Θεμέλιο διαστάσεων 2.5x2.5m θεμελιώνεται σε βάθος 2m από την επιφάνεια σε ασυμπίεστο έδαφος με χαρακτηριστικά $c=4 \text{ kN/m}^2$, $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ και $\phi=30^\circ$. Το βυθισμένο ειδικό βάρος του εδάφους είναι ίσο με $\gamma_{\text{sat}}=21 \text{ kN/m}^3$. Να υπολογιστεί η φέρουσα ικανότητα q_u κατά Terzaghi και να γίνει ο έλεγχος σε φέρουσα ικανότητα εδάφους κατά EC7 για κατακόρυφα φορτία $V_G=1200 \text{ kN}$ (περιλαμβάνεται το ίδιο βάρος θεμελίου-επίχωσης) και $V_Q=500 \text{ kN}$, στις παρακάτω περιπτώσεις ύπαρξης υπόγειου υδροφόρου οριζοντα:

- (α) σε βάθος $d_w=6.0 \text{ m}$ από την επιφάνεια του εδάφους
- (β) σε βάθος $d_w=3.0 \text{ m}$ από την επιφάνεια του εδάφους
- (γ) σε βάθος $d_w=1.0 \text{ m}$ από την επιφάνεια του εδάφους
- (δ) αν ισχύουν τα δεδομένα της περίπτωσης (γ) αλλά το έδαφος είναι μέσης πυκνότητας και συμπιεστότητας

Να ληφθεί $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$



Άσκηση 2.2

Πέδιλο διαστάσεων $1.5 \times 2.5 \text{ m}$ και ύψους 0.90 m θεμελιώνεται σε βάθος 3 m σε πυκνό, ασυμπίεστο έδαφος με $c=10 \text{ kN/m}^2$, $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ και $\varphi=20^\circ$ (ακολουθεί επίχωση του υλικού που απομακρύνθηκε πάνω από το πέδιλο). Στο υποστύλωμα του πεδίου ασκούνται τα παρακάτω φορτία (η δύναμη H_B προκαλεί ροπή ίδιας φοράς με την M_L όπως φαίνεται και στο σχήμα):

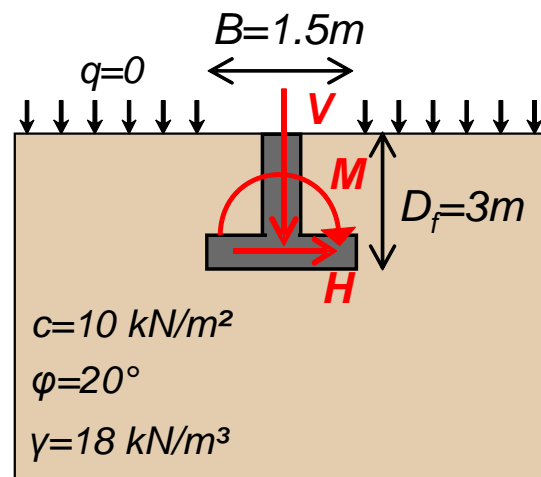
Πίνακας: Φορτία στο υποστύλωμα

Τύπος φορτίου	V (kN)	H_B (kN)	M_L (kNm)	H_L (kN)	M_B (kNm)
Μόνιμα G	300	70	90	0	80
Κινητά Q	120	25	40	0	35

Να επιλεγεί η κατάλληλη μέθοδος μεταξύ Terzaghi-Meyerhof για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας του εδάφους και να γίνει ο σχετικός έλεγχος κατά EC7 στην περίπτωση του συγκεκριμένου θεμελίου:

(α) αν δεν έχει γίνει γενική εκσκαφή κατά την κατασκευή της θεμελίωσης παρά μόνο τοπική στη θέση κατασκευής του θεμελίου

(β) αν έχει γίνει γενική εκσκαφή κατά την κατασκευή της θεμελίωσης και η γενική επίχωση που γίνεται στη συνέχεια δεν έχει καλή συμπίκνωση

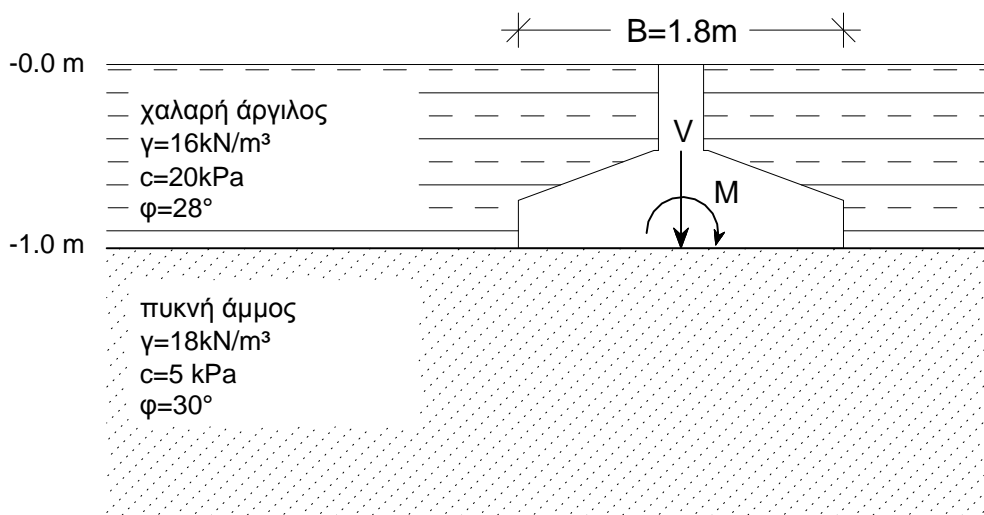


Άσκηση 2.3

Τα φορτία σε υποστύλωμα που θεμελιώνεται σε πέδιλο διαστάσεων 1.80x2.00m (βάθος θεμελίωσης 1.0m) φαίνονται στη στάθμη θεμελίωσης στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας: Φορτία στη στάθμη θεμελίωσης του πεδίου

Τύπος φορτίου	V (kN)	M _L (kNm)	M _B (kNm)
Μόνιμα G	350	120	110
Κινητά Q	160	48	35



Σημειώνεται πως κατά την κατασκευή του πεδίου έχει γίνει γενική εκσκαφή της περιοχής θεμελίωσης, ενώ στη συνέχεια ακολούθησε επίχωση του θεμελίου (δεν υπάρχει υπόγειο). Τα χαρακτηριστικά του εδάφους φαίνονται στο σχήμα:

Να επιλεγεί η κατάλληλη μέθοδος μεταξύ Terzaghi-Meyerhof για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Να υπολογιστεί η φέρουσα ικανότητα του εδάφους και να γίνει ο σχετικός έλεγχος φέρουσας ικανότητας στις παρακάτω περιπτώσεις:

(α) Με βάση τον ενιαίο συντελεστή ασφαλείας (ελληνικοί κανονισμοί) για σύνηθες κτίριο κατοικιών-γραφείων όπου δεν υπάρχει πλήρης γνώση των γεωτεχνικών δεδομένων

(β) Με βάση τον ενιαίο συντελεστή ασφαλείας (ελληνικοί κανονισμοί) για σύνηθες κτίριο κατοικιών-γραφείων όπου έχει προηγηθεί γεωτεχνική μελέτη για να προκύψουν οι εδαφικές παράμετροι.

(γ) Με βάση τον Ευρωκώδικα 7 (EC7).

Σημείωση: Προσοχή, τα φορτία δίνονται απευθείας στη βάση του θεμελίου, άρα οι ροπές αντιστοιχούν στις τιμές $M_{B,ολ}$ και $M_{L,ολ}$ του τυπολογίου των επιφανειακών θεμελίων ενώ το κατακόρυφο φορτίο V περιλαμβάνει το μικτό βάρος θεμελίου-επίχωσης.

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ

3

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ 3^ο

Καθιζήσεις επιφανειακών θεμελίων

Στο 2^ο εργαστήριο του μαθήματος γίνεται αναφορά στην αντιμετώπιση των καθιζήσεων από τον Ευρωκώδικα 7 και υπενθυμίζονται από την Εδαφομηχανική βασικές αρχές αναφορικά με τον υπολογισμό των καθιζήσεων σε αμμώδη και αργιλικά εδάφη.

Άσκηση 3.1

Άκαμπτη κοιτόστρωση διαστάσεων 8x16m που φέρει κατακόρυφο φορτίο 11MN θεμελιώνεται σε βάθος 3m σε έδαφος όπως φαίνεται στο σχήμα. Για την αργιλική στρώση, η οποία είναι κανονικά στερεοποιημένη, δίνονται μέτρο ελαστικότητας υπό αστράγγιστες συνθήκες $E_u=25\text{MPa}$, φαινόμενο ειδικό βάρος $\gamma=18\text{kN/m}^3$, αρχικός δείκτης πόρων $e_o=0.60$. Ο συντελεστής στερεοποίησης της αργίλου δίνεται ίσος με $C_v=12\text{m}^2/\text{έτος}$.

Ζητούνται:

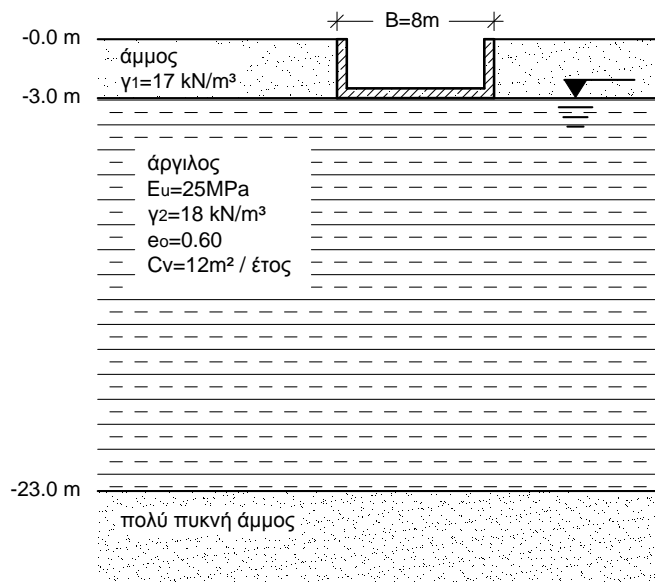
(α) Να υπολογιστεί η τιμή της άμεσης καθίζησης με την επιβολή του φορτίου της κατασκευής με τη μέθοδο Janbu et al.

(β) Να υπολογιστεί η τελική τιμή της καθίζησης στερεοποίησης για το αργιλικό στρώμα. Ο διαχωρισμός του εδάφους κάτω από το θεμέλιο να γίνει προσεγγιστικά για 4 στρώσεις των 5m.
(γ) Ποια θα ήταν η τιμή της καθίζησης στερεοποίησης αν έχει περάσει μόνο ένας χρόνος από την επιβολή της φόρτισης?

(δ) Αν θεωρηθεί ότι η καθίζηση από στερεοποίηση ολοκληρώθηκε σε 10 έτη από την επιβολή της φόρτισης καταλήγοντας σε ένα δείκτη πόρων $e_c=0.50$, να υπολογιστεί η καθίζηση από δευτερεύουσα στερεοποίηση μετά από 20 έτη.

(ε) Να ελεγχθεί αν οι καθιζήσεις που υπολογίζονται υπερβαίνουν τα επιτρεπτά όρια.

Να ληφθεί $\gamma_w=10\text{kN/m}^3$.



Άσκηση 3.2

(α) Στην αργιλική στρώση της προηγούμενης άσκησης να προσδιοριστεί η άμεση καθίζηση της αργίλου λόγω της κοιτόστρωσης με την ελαστική μέθοδο Steinbrenner.

(β) Ποια θα ήταν η διαφορά στην τιμή της άμεσης καθίζησης αν κάτω από την θεμελίωση δεν υπήρχε άργιλος αλλά συνεχιζόταν η άμμος της 1^{ης} εδαφικής στρώσης με μέτρο συμπίεσης $E=25000\text{kPa}$ και δείκτη Poisson $\nu=0.33$;

(γ) Ποια θα ήταν η διαφορά στην τιμή της καθίζησης στερεοποίησης αν κάτω από την θεμελίωση δεν υπήρχε άργιλος αλλά συνεχιζόταν η άμμος της 1^{ης} εδαφικής στρώσης;

Άσκηση 3.3

Δίνεται κτίριο θεμελιωμένο σε μεμονωμένα πέδιλα με συνδετήριες δοκούς. Κατά τη μελέτη καθιζήσεων στερεοποίησης του κτιρίου, υπολογίζεται πως θα αναπτυχθούν οι παρακάτω καθιζήσεις στα γειτονικά θεμέλια A και B που απέχουν μεταξύ τους 6m.

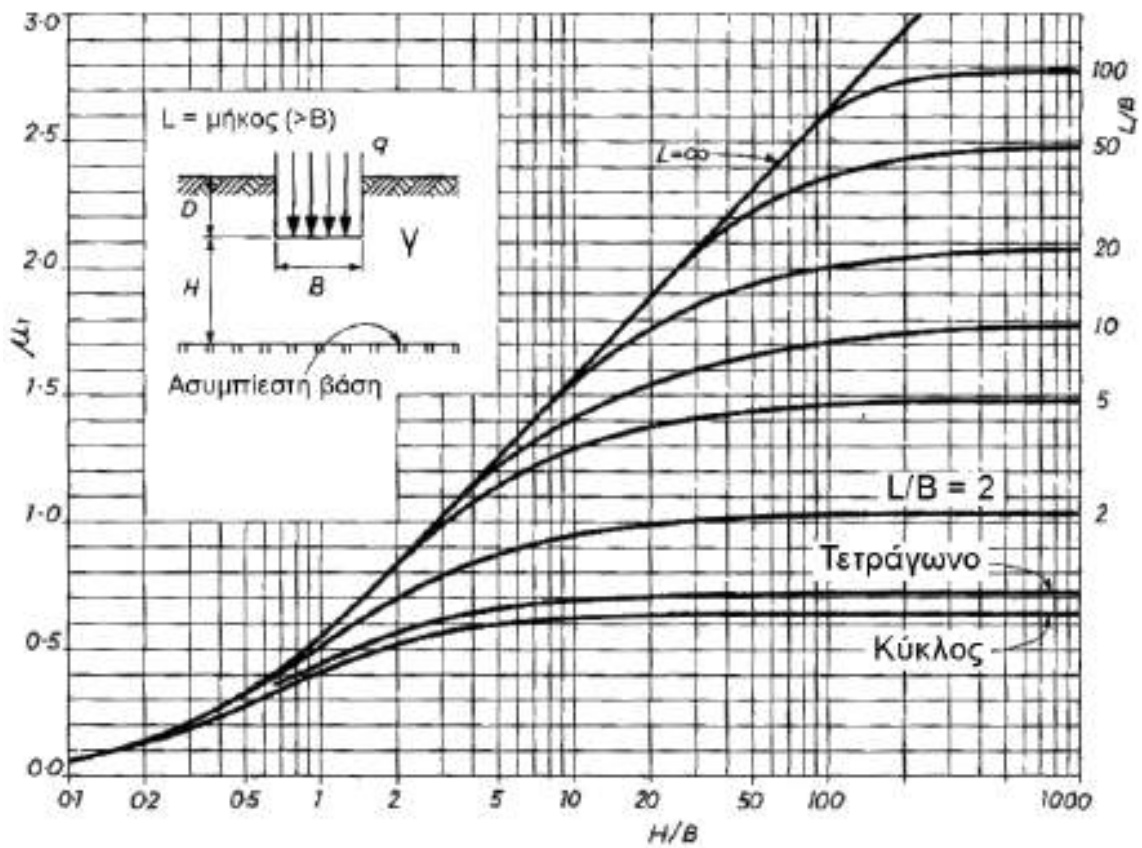
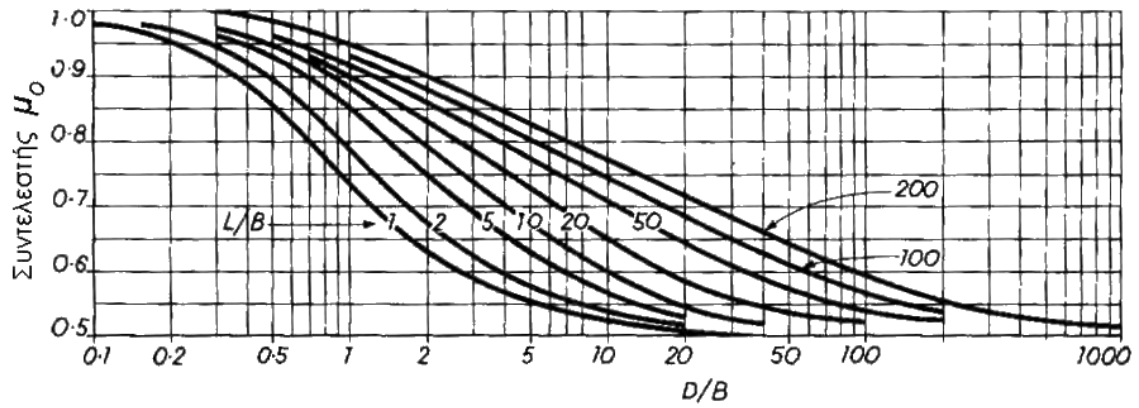
	Πέδιλο A	Πέδιλο B
Καθίζηση	4.8cm	5.6cm

Ζητούνται:

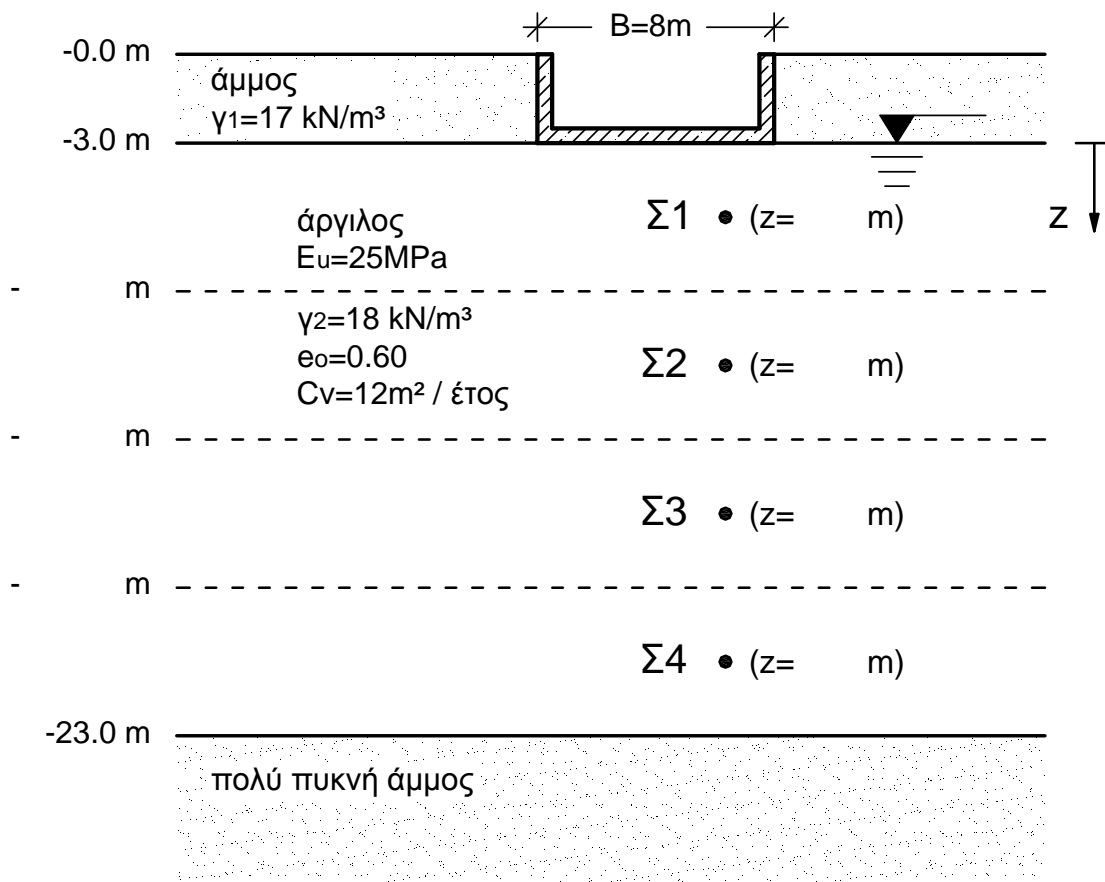
(α) Να εξεταστεί εφόσον οι παραπάνω καθιζήσεις είναι αποδεκτές για την περίπτωση τυπικού κτιρίου κατοικιών-γραφείων.

(β) Να εξεταστεί εφόσον οι παραπάνω καθιζήσεις είναι αποδεκτές στην περίπτωση που θα εγκατασταθεί στο δάπεδο του ισογείου ευαίσθητος μηχανολογικός εξοπλισμός υψηλής ακριβείας.

Νομογραφήματα και Διαγράμματα Εργαστηρίου



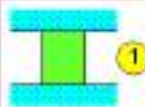





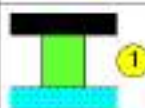


Σχήμα 3.1. Νομογραφήματα για την Άσκηση 3.1 (μέθοδος Janbu et al., βλ. σημειώσεις θεωρίας Εδαφομηχανικής) (Σχήμα από Καββαδάς 2005)



Σχήμα 3.2. Βοηθητικό σχήμα για την Άσκηση 3.1 (υπολογισμός καθιζήσεων στερεοποίησης, πρέπει να συμπληρωθούν οι τιμές του z και η στάθμη της κάθε στρώσης που διαχωρίζεται)

Πίνακας 3.1. Βοηθητικός πίνακας της Άσκησης 3.1 για συμπλήρωση (καθίζηση στερεοποίησης, στο μάθημα υπολογίζονται οι τιμές για την στρώση 2 και το σημείο Σ2)

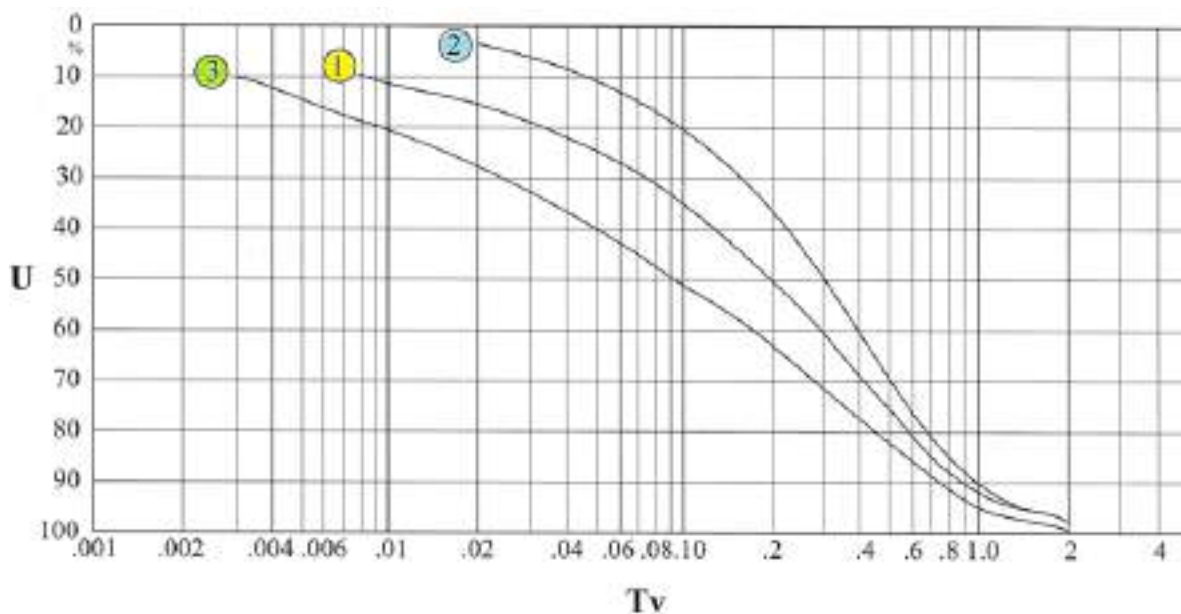
Στρώση	H_i (m)	σ_{vo} (kPa)	u (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	z/b	$J_{s,c}$	$\Delta\sigma'$ (kPa)	$\Delta H_{c,i}$ (m)
Σ1	5.00	96.00	25.00	71.00	0.31	0.63	22.01	0.0495
Σ2	5.00							
Σ3	5.00	276.00	125.00	151.00	1.56	0.20	6.99	0.0083
Σ4	5.00	366.00	175.00	191.00	2.19	0.13	4.54	0.0043
Συνολική καθίζηση στερεοποίησης ΔH_c								

	Φόρτιση Α	Φόρτιση Β	Φόρτιση Γ
άνω και κάτω όρια διαπερατά			
άνω όριο διαπερατό κάτω όριο αδιαπέρατο			
άνω όριο αδιαπέρατο κάτω όριο διαπερατό			

Φόρτιση Α: Οι τάσεις επιφόρτισης δεν μειώνονται με το βάθος. Περίπτωση εκτεταμένης φόρτισης σε σχέση με το πάχος της εδαφικής στρώσης. Χαρακτηριστικές περιπτώσεις φόρτισης επιχώματος ή γενικής πτώσης υδροφόρου ορίζοντα

Φόρτιση Β: Οι τάσεις επιφόρτισης μειώνονται με το βάθος. Περίπτωση φόρτισης σε μικρή έκταση όπως για παράδειγμα θεμελίωση σε πέδιλα.

Φόρτιση Γ: Οι τάσεις επιφόρτισης αυξάνονται με το βάθος. Περίπτωση στράγγισης επιχώματος (στερεοποίηση από το ίδιο βάρος του).



Σχήμα 3.3. Βοηθητικά σχήματα για την Άσκηση 3.1 (υπολογισμός καθιζήσεων στερεοποίησης ένα χρόνο μετά την επιφόρτιση, βλ. σημειώσεις θεωρίας Εδαφομηχανικής)

Βαθμός βλάβης με τον λόγο διαφορικής καθίζησης $\Delta\Delta H/\ell$	
Περιγραφή βλάβης	Όριο $\Delta\Delta H/\ell$
Όριο για μηχανολογικό εξοπλισμό ευαίσθητο σε καθιζήσεις	1/750
Όριο για πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους	1/600
Ασφαλές όριο για κτίρια που δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ρηγματώσεων τυπικό όριο EC7	1/500
Όριο εμφάνισης πρώτων ρωγμών σε τοίχους πλήρωσης δυσμενές όριο EC7	1/300
Όριο για εμφάνιση απόκλισης από την κατακόρυφο ψηλών και δύσκαμπτων κτιρίων	1/250
Σημαντικές ρηγματώσεις σε οπτοπλινθοδομές	1/150
Ασφαλές όριο για εύκαμπτες οπτοπλινθοδομές με $H/L < 1/4$	
Όριο για εμφάνιση δομικών αστοιχιών γενικά σε κτίρια	

Καθίζηση	Όρια επιτρεπτών καθιζήσεων		
	Άμμος Terzaghi and Peck (1948)	Άμμος Skempton and MacDonald (1956)	Άργιλος Skempton and MacDonald (1956)
Μέγιστη διαφορική καθίζηση $\Delta\Delta H$	2.0 cm	2.5 cm	4.0 cm
Μέγιστη καθίζηση ΔH (μεμονωμένα πέδιλα)	2.5 cm	4.0 cm	6.5 cm
Μέγιστη καθίζηση ΔH (κοιτόστρωση)	5.0 cm	4.0 - 6.5 cm	6.5 - 10 cm

(Πηγή στοιχείων πίνακα: Bames, 2000) **τυπικό όριο EC7: 5cm**

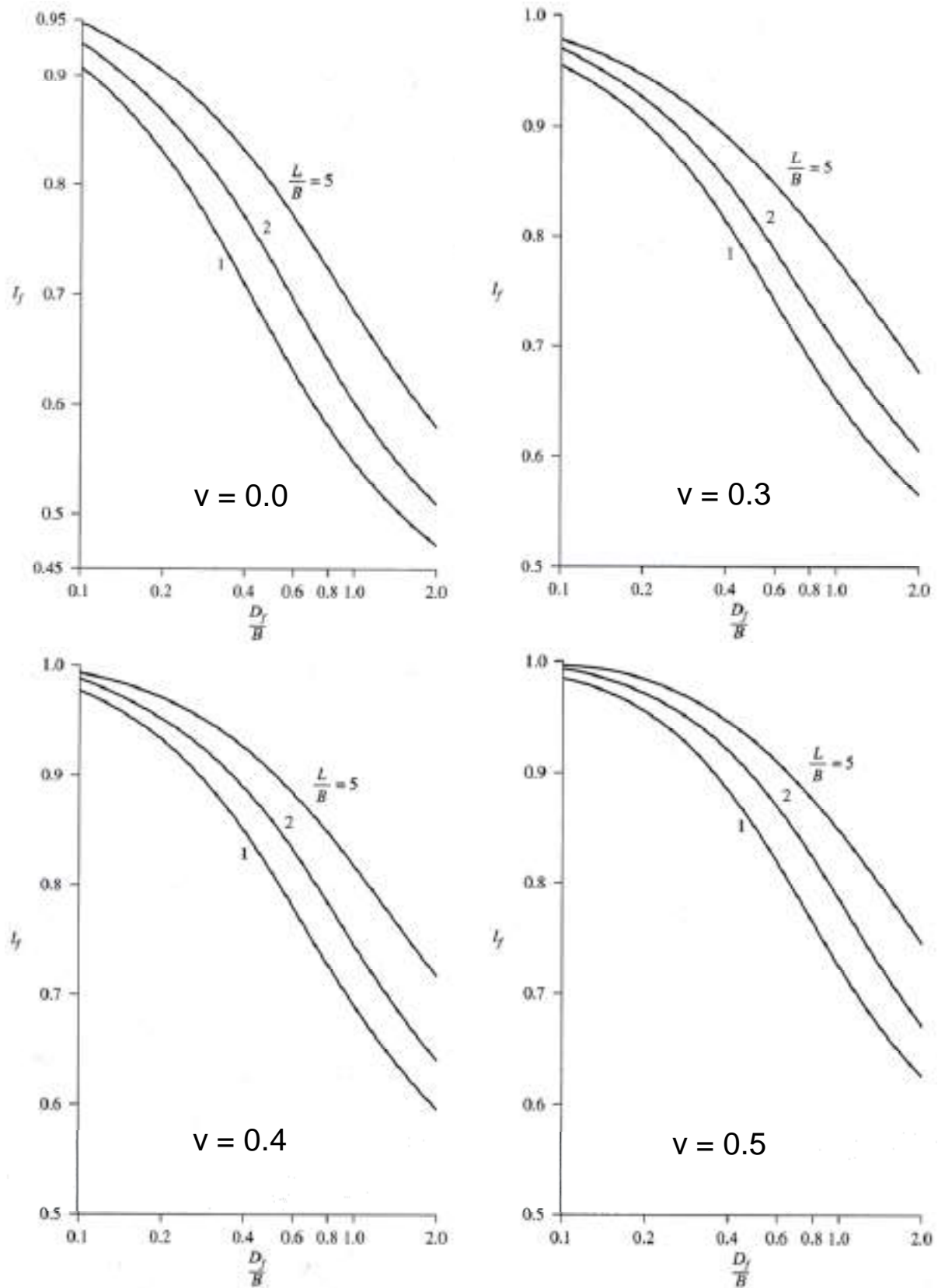
Σχήμα 3.4. Όρια καθιζήσεων για την Άσκηση 3.2 (βλ. σημειώσεις μαθήματος)

Τιμές παραμέτρων για τους υπολογισμούς		
Παράμετρος	Κέντρο	Γωνία
a	4	1
B'	$\frac{B}{2}$	B
m	$\frac{L}{B}$	$\frac{L}{B}$
n	$\frac{2H}{B}$	$\frac{H}{B}$

Σχήμα 3.5. Πίνακας για την Άσκηση 3.2 (βλ. σημειώσεις θεωρίας Εδαφομηχανικής)

n	m (συνεχίζεται)																						
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0	
0.25	F ₁ =	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
	F ₂ =	0.049	0.049	0.050	0.050	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.051	0.052	0.052	0.052	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053
0.50	F ₁ =	0.049	0.047	0.046	0.045	0.044	0.043	0.042	0.041	0.041	0.040	0.040	0.038	0.037	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
	F ₂ =	0.074	0.076	0.077	0.079	0.080	0.081	0.081	0.082	0.083	0.083	0.084	0.086	0.087	0.087	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
0.75	F ₁ =	0.095	0.092	0.090	0.088	0.087	0.085	0.084	0.083	0.082	0.081	0.080	0.076	0.074	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.071	0.071	0.071
	F ₂ =	0.083	0.086	0.089	0.091	0.093	0.095	0.097	0.098	0.099	0.100	0.101	0.106	0.108	0.109	0.109	0.110	0.110	0.110	0.110	0.111	0.111	0.111
1.00	F ₁ =	0.142	0.140	0.138	0.136	0.134	0.132	0.130	0.129	0.127	0.126	0.125	0.118	0.115	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
	F ₂ =	0.083	0.088	0.091	0.095	0.098	0.100	0.102	0.104	0.106	0.108	0.109	0.117	0.120	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.25	F ₁ =	0.186	0.184	0.183	0.181	0.179	0.178	0.176	0.174	0.173	0.171	0.170	0.161	0.157	0.154	0.153	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.150
	F ₂ =	0.080	0.085	0.089	0.093	0.096	0.100	0.102	0.105	0.107	0.109	0.111	0.122	0.127	0.130	0.131	0.132	0.132	0.133	0.133	0.134	0.134	0.134
1.50	F ₁ =	0.224	0.224	0.224	0.223	0.222	0.220	0.219	0.217	0.216	0.214	0.213	0.203	0.197	0.194	0.192	0.191	0.190	0.189	0.189	0.188	0.188	0.188
	F ₂ =	0.075	0.080	0.084	0.089	0.093	0.096	0.099	0.102	0.105	0.108	0.110	0.124	0.130	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
1.75	F ₁ =	0.257	0.259	0.259	0.260	0.259	0.258	0.258	0.256	0.255	0.254	0.253	0.242	0.235	0.232	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.223	0.223	0.223
	F ₂ =	0.069	0.074	0.079	0.084	0.088	0.092	0.095	0.098	0.101	0.104	0.107	0.123	0.131	0.136	0.138	0.140	0.141	0.142	0.142	0.144	0.144	0.145
2.00	F ₁ =	0.285	0.288	0.290	0.292	0.292	0.292	0.292	0.291	0.290	0.289	0.279	0.271	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256	0.256
	F ₂ =	0.064	0.069	0.074	0.078	0.083	0.086	0.090	0.094	0.097	0.100	0.102	0.121	0.131	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
2.25	F ₁ =	0.309	0.314	0.317	0.320	0.321	0.322	0.323	0.323	0.323	0.322	0.322	0.313	0.305	0.300	0.296	0.294	0.293	0.291	0.291	0.287	0.287	0.287
	F ₂ =	0.059	0.064	0.069	0.073	0.077	0.081	0.085	0.089	0.092	0.095	0.098	0.119	0.130	0.136	0.140	0.142	0.144	0.145	0.146	0.149	0.150	0.150
2.50	F ₁ =	0.330	0.336	0.341	0.344	0.347	0.349	0.350	0.351	0.351	0.351	0.351	0.344	0.336	0.331	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.316	0.315	0.315
	F ₂ =	0.055	0.060	0.064	0.069	0.073	0.076	0.080	0.084	0.087	0.090	0.093	0.115	0.127	0.135	0.139	0.142	0.144	0.146	0.147	0.151	0.151	0.151
2.75	F ₁ =	0.348	0.355	0.361	0.366	0.369	0.372	0.374	0.376	0.377	0.377	0.378	0.373	0.365	0.359	0.355	0.352	0.350	0.348	0.347	0.343	0.342	0.342
	F ₂ =	0.051	0.056	0.060	0.064	0.068	0.072	0.076	0.079	0.082	0.086	0.089	0.111	0.125	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.147	0.152	0.152	0.153
3.00	F ₁ =	0.363	0.372	0.379	0.384	0.389	0.393	0.396	0.398	0.400	0.401	0.402	0.400	0.392	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
	F ₂ =	0.048	0.052	0.056	0.060	0.064	0.068	0.071	0.075	0.078	0.081	0.084	0.108	0.122	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
3.25	F ₁ =	0.376	0.386	0.394	0.401	0.406	0.411	0.415	0.417	0.420	0.422	0.423	0.424	0.418	0.412	0.407	0.403	0.401	0.399	0.397	0.391	0.390	0.390
	F ₂ =	0.045	0.049	0.053	0.057	0.060	0.064	0.067	0.071	0.074	0.077	0.080	0.104	0.119	0.129	0.135	0.140	0.143	0.145	0.147	0.153	0.154	0.154

n	m (συνέχεια από προηγούμενη σελίδα)																						
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0	
3.50	F ₁ =	0.388	0.399	0.408	0.416	0.422	0.427	0.431	0.435	0.438	0.440	0.442	0.447	0.441	0.435	0.430	0.427	0.424	0.421	0.420	0.413	0.412	0.411
	F ₂ =	0.042	0.046	0.050	0.053	0.057	0.060	0.064	0.067	0.070	0.073	0.076	0.100	0.116	0.126	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.153	0.155	0.155
3.75	F ₁ =	0.399	0.410	0.420	0.429	0.436	0.442	0.447	0.451	0.454	0.457	0.460	0.468	0.464	0.458	0.453	0.449	0.446	0.443	0.441	0.433	0.432	0.432
	F ₂ =	0.040	0.043	0.047	0.050	0.054	0.057	0.060	0.064	0.067	0.070	0.073	0.096	0.113	0.124	0.131	0.137	0.141	0.143	0.145	0.154	0.155	0.155
4.00	F ₁ =	0.408	0.421	0.431	0.440	0.448	0.455	0.460	0.465	0.469	0.473	0.476	0.487	0.484	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
	F ₂ =	0.037	0.041	0.044	0.048	0.051	0.054	0.057	0.060	0.063	0.066	0.069	0.093	0.110	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
5.00	F ₁ =	0.437	0.452	0.465	0.477	0.487	0.496	0.503	0.510	0.516	0.522	0.526	0.551	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
	F ₂ =	0.031	0.034	0.036	0.039	0.042	0.045	0.048	0.050	0.053	0.055	0.058	0.080	0.098	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
6.00	F ₁ =	0.457	0.474	0.489	0.502	0.514	0.524	0.534	0.542	0.550	0.557	0.563	0.598	0.609	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
	F ₂ =	0.026	0.028	0.031	0.033	0.036	0.038	0.040	0.043	0.045	0.047	0.050	0.070	0.087	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
7.00	F ₁ =	0.471	0.490	0.506	0.520	0.533	0.545	0.556	0.566	0.575	0.583	0.590	0.635	0.653	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
	F ₂ =	0.022	0.024	0.027	0.029	0.031	0.033	0.035	0.037	0.039	0.041	0.043	0.062	0.078	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
8.00	F ₁ =	0.482	0.502	0.519	0.534	0.549	0.561	0.573	0.584	0.594	0.602	0.611	0.664	0.688	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
	F ₂ =	0.020	0.022	0.023	0.025	0.027	0.029	0.031	0.033	0.035	0.036	0.038	0.055	0.071	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
9.00	F ₁ =	0.491	0.511	0.529	0.545	0.560	0.574	0.587	0.598	0.609	0.618	0.627	0.687	0.716	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
	F ₂ =	0.017	0.019	0.021	0.023	0.024	0.026	0.028	0.029	0.031	0.033	0.034	0.050	0.064	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
10.00	F ₁ =	0.498	0.519	0.537	0.554	0.570	0.584	0.597	0.610	0.621	0.631	0.641	0.707	0.740	0.758	0.766	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735	0.735
	F ₂ =	0.016	0.017	0.019	0.020	0.022	0.023	0.025	0.027	0.028	0.030	0.031	0.046	0.059	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.00	F ₁ =	0.529	0.553	0.575	0.595	0.614	0.631	0.647	0.662	0.677	0.690	0.702	0.797	0.856	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
	F ₂ =	0.008	0.009	0.010	0.010	0.011	0.012	0.013	0.013	0.014	0.015	0.016	0.024	0.031	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
50.00																							



Σχήμα 3.7. Νομογραφήματα για την Άσκηση 3.2 (μέθοδος Steinbrenner, βλ. σημειώσεις θεωρίας Εδαφομηχανικής) (Σχήμα από Das, 2007)

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ 4^ο

Επίλυση πεδίου ορθογωνικής διατομής

Στο 4^ο εργαστήριο του μαθήματος γίνεται μελέτη επιφανειακού θεμελίου ορθογωνικής διατομής βάσει του Ευρωκώδικα 2 και 7. Οι διάφοροι έλεγχοι περιγράφονται συνοπτικά στο τυπολόγιο πεδίου των σημειώσεων.

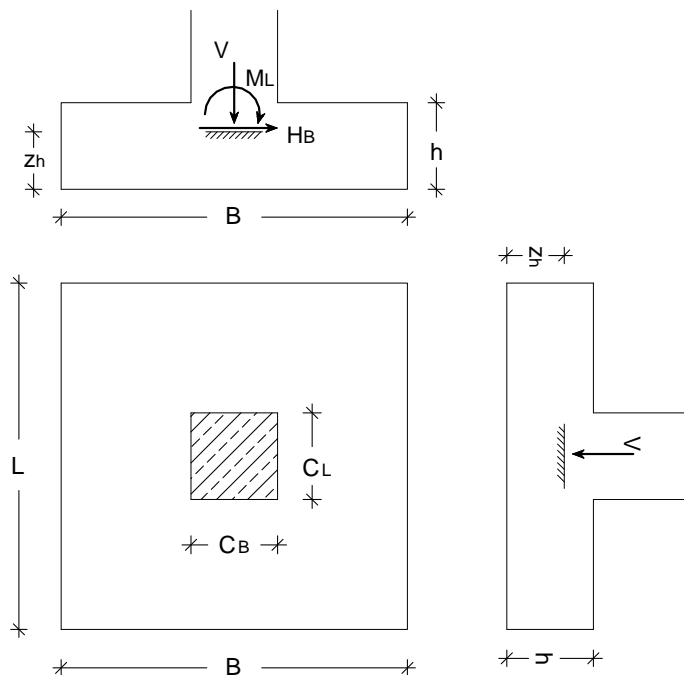
Άσκηση 4.1

Εσωτερικός στύλος 50/50 (C_B/C_L) θεμελιώνεται κεντρικά σε πέδιλο τετραγωνικών διαστάσεων B=L, σταθερού ύψους (ορθογωνικής διατομής) h=0.75m σε βάθος 2m (με επίχωση). Η οριακή τιμή της φέρουσας ικανότητας εδάφους είναι q_u=420 kPa και η γωνία τριβής φ=30° (αμμώδες έδαφος). Τα φορτία που κατεβαίνουν από το υποστυλώμα είναι αυτά που φαίνονται στον πίνακα (διεύθυνση και φορά φορτίων σύμφωνα με το σχήμα):

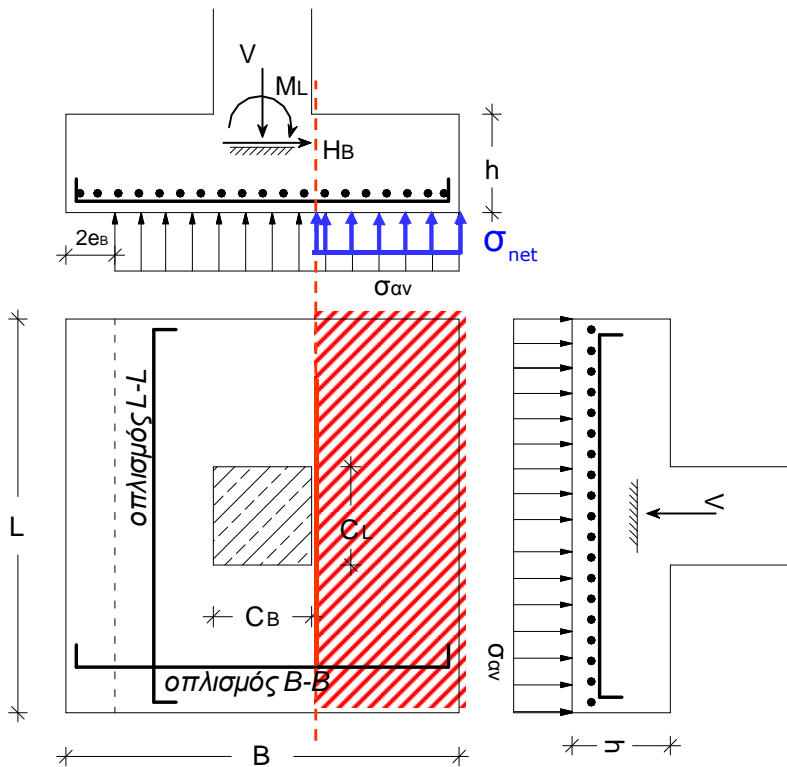
Τύπος φορτίου	V (kN)	H _B (kN)	M _L (kNm)
Μόνιμα G	750	125	350
Κινητά Q	500	57	150

Ζητούνται:

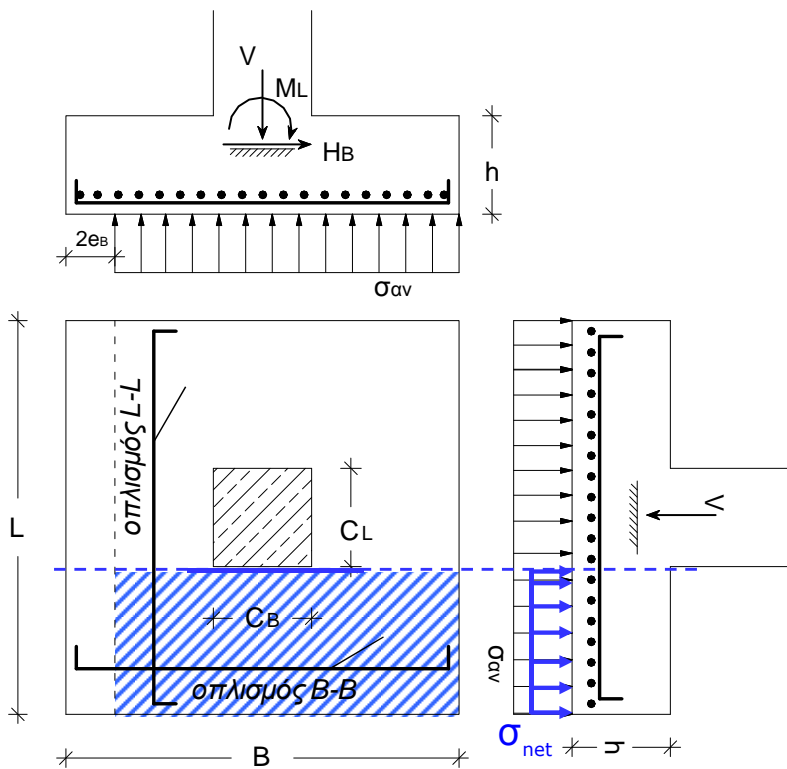
- Να υπολογιστούν οι διαστάσεις του πεδίου.
- Να γίνει ο έλεγχος σε ανατροπή.
- Να γίνει ο έλεγχος σε ολίσθηση (πέδιλο κατασκευασμένο επί τόπου).
- Να γίνει ο έλεγχος σε άνωση.
- Να γίνει διαστασιολόγηση του θεμελίου (έλεγχος κάμψης και υπολογισμός οπλισμού) για σκυρόδεμα C20 και χάλυβα B500C (συνολική επικάλυψη c_{ολ}=0.10m).
- Να γίνει έλεγχος σε διάτμηση.
- Να γίνει έλεγχος σε διάτρηση.



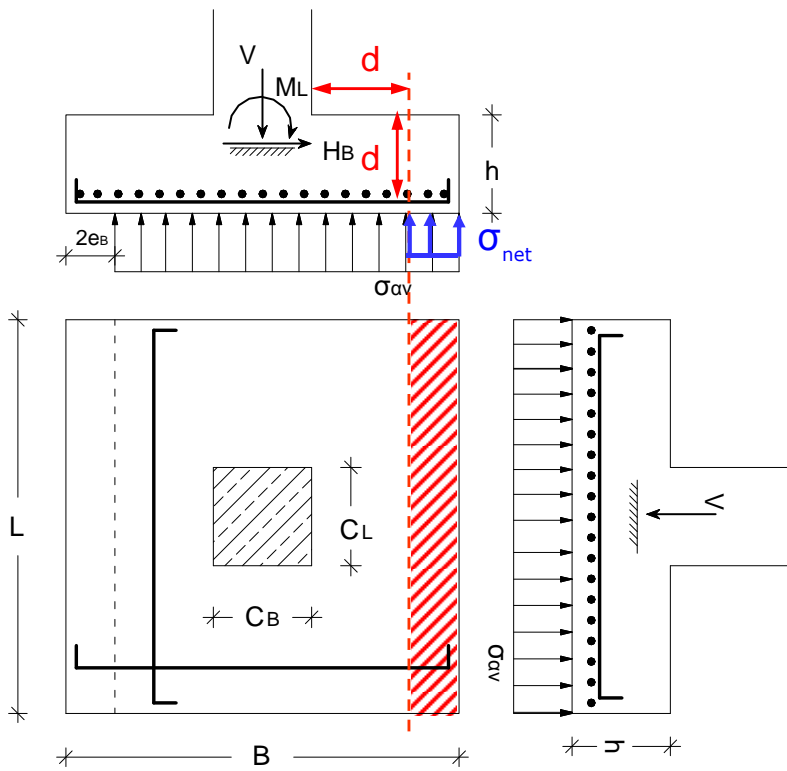
Νομογραφήματα και Διαγράμματα Εργαστηρίου



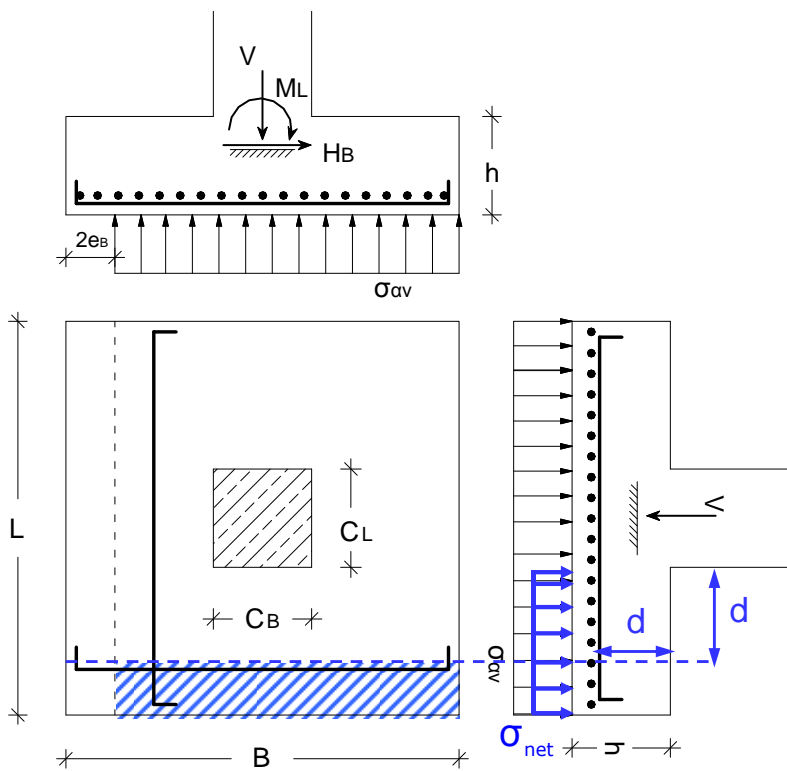
Σχήμα 4.1. Σχήμα για τη διαστασιολόγηση σε κάμψη για όπλιση κατά B-B



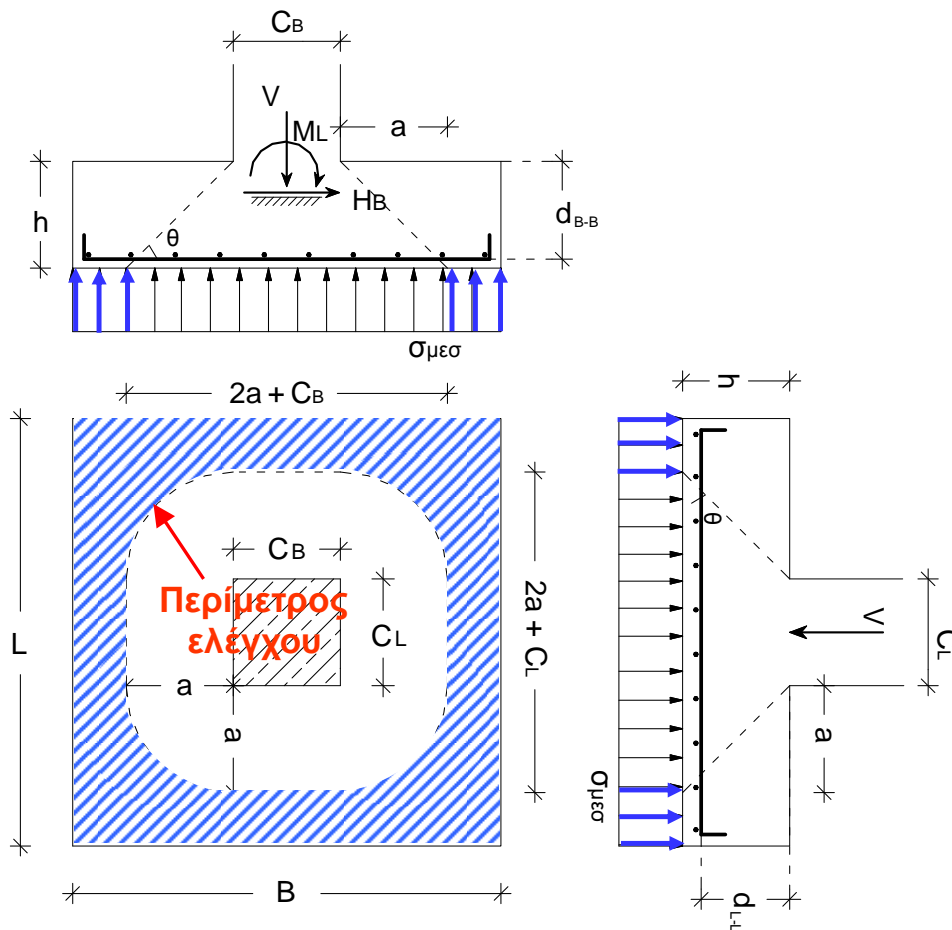
Σχήμα 4.2. Σχήμα για τη διαστασιολόγηση σε κάμψη για όπλιση κατά L-L



Σχήμα 4.3. Σχήμα για τον έλεγχο διάτμησης σε τομή L-L



Σχήμα 4.4. Σχήμα για τον έλεγχο διάτμησης σε τομή B-B



Σχήμα 4.5. Σχήμα για τον έλεγχο σε διάτρηση

Συντελεστές ασφαλείας καταστάσεων GEO βάσει EC7:

Παράμετρος		Σύμβολο		Συντελεστής ασφαλείας
Μόνιμη δράση	Δυσμενής	γ_F, γ_E	γ_G	1.35
	Ευνοϊκή			1.00
Μεταβλητή δράση	Δυσμενής		γ_Q	1.50
	Ευνοϊκή			0.00
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή		γ_M	γ_{cu}	1.00
Συνοχή εδάφους			$\gamma_{c'}$	1.00
Γωνία τριβής εδάφους			$\gamma_{\phi'}$	1.00
Αντοχή σε φέρουσα ικανότητα		γ_R	$\gamma_{R,v}$	1.40
Αντοχή σε ολίσθηση θεμελίου			$\gamma_{R,h}$	1.10

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ 5^ο

Επίλυση πεδίου κωνικής διατομής

Στο 5^ο εργαστήριο του μαθήματος γίνεται μελέτη επιφανειακού θεμελίου κωνικής διατομής βάσει του Ευρωκώδικα 2 και 7. Οι διάφοροι έλεγχοι περιγράφονται συνοπτικά στο τυπολόγιο πεδίου των σημειώσεων.

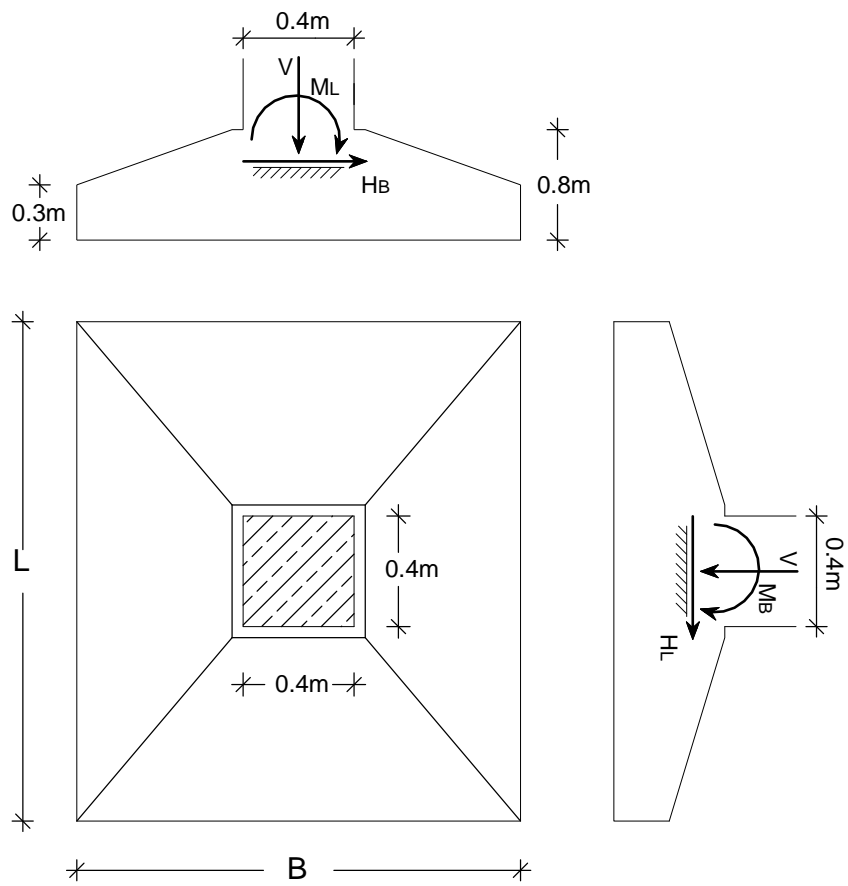
Άσκηση 5.1

Περιμετρικός στύλος 40/40 (C_B/C_L) θεμελιώνεται κεντρικά σε πέδιλο κωνικής διατομής ύψους $h=0.8\text{m}$ (με $h'=0.30\text{m}$), σε βάθος 1.5m (με επίχωση). Το έδαφος είναι αμμώδες με γωνία τριβής $\varphi=35^\circ$. Τα φορτία που κατεβαίνουν από το υποστύλωμα δίνονται στον πίνακα (διεύθυνση και φορά φορτίων σύμφωνα με το σχήμα):

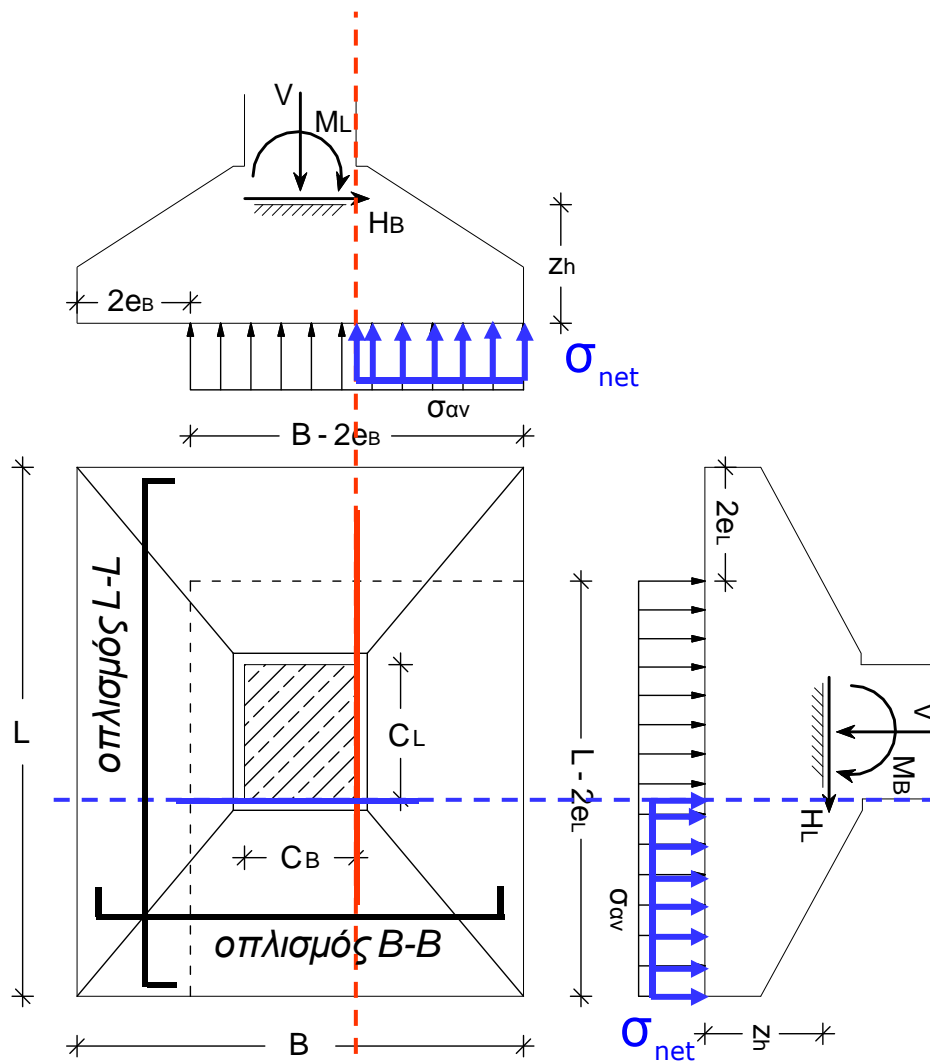
Τύπος φορτίου	V (kN)	H_B (kN)	M_L (kNm)	H_L (kN)	M_B (kNm)
Μόνιμα G	1000	110	180	90	170
Κινητά Q	400	45	100	35	90

Ζητούνται:

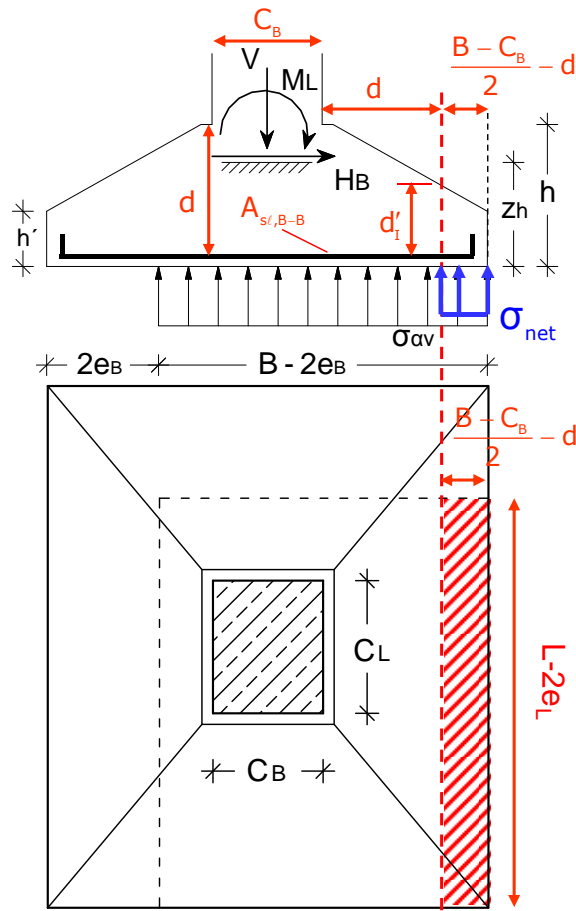
- (α) Να υπολογιστούν οι διαστάσεις του θεμελίου αν έχει ορθογωνική κάτοψη με διαστάσεις B και $L=B+0.5\text{m}$. Η οριακή τιμή της φέρουσας ικανότητας εδάφους δίνεται $q_u=600\text{ kPa}$.
- (β) Να γίνει ο έλεγχος σε ανατροπή
- (γ) Να γίνει ο έλεγχος σε ολίσθηση (πέδιλο προκατασκευασμένο)
- (δ) Να γίνει ο έλεγχος σε άνωση
- (ε) Να γίνει διαστασιολόγηση του θεμελίου (έλεγχος κάμψης και υπολογισμός οπλισμού) για σκυρόδεμα C20 και χάλυβα B500C (συνολική επικάλυψη $c_{oL}=0.09\text{m}$)
- (στ) Να γίνει έλεγχος σε διάτμηση
- (ζ) Να γίνει έλεγχος σε διάτρηση



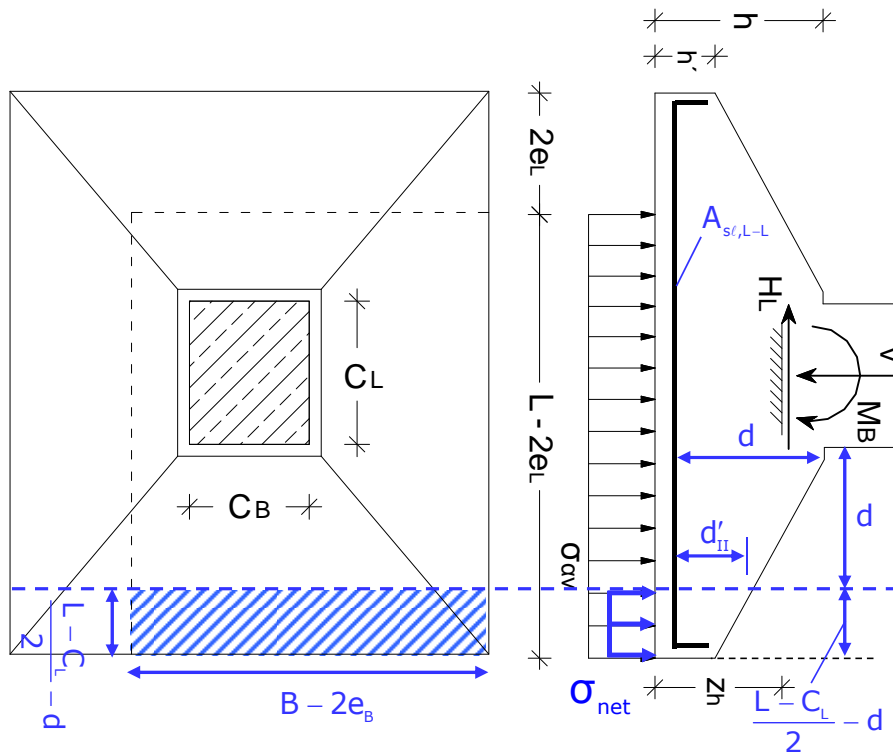
Νομογραφήματα και Διαγράμματα Εργαστηρίου



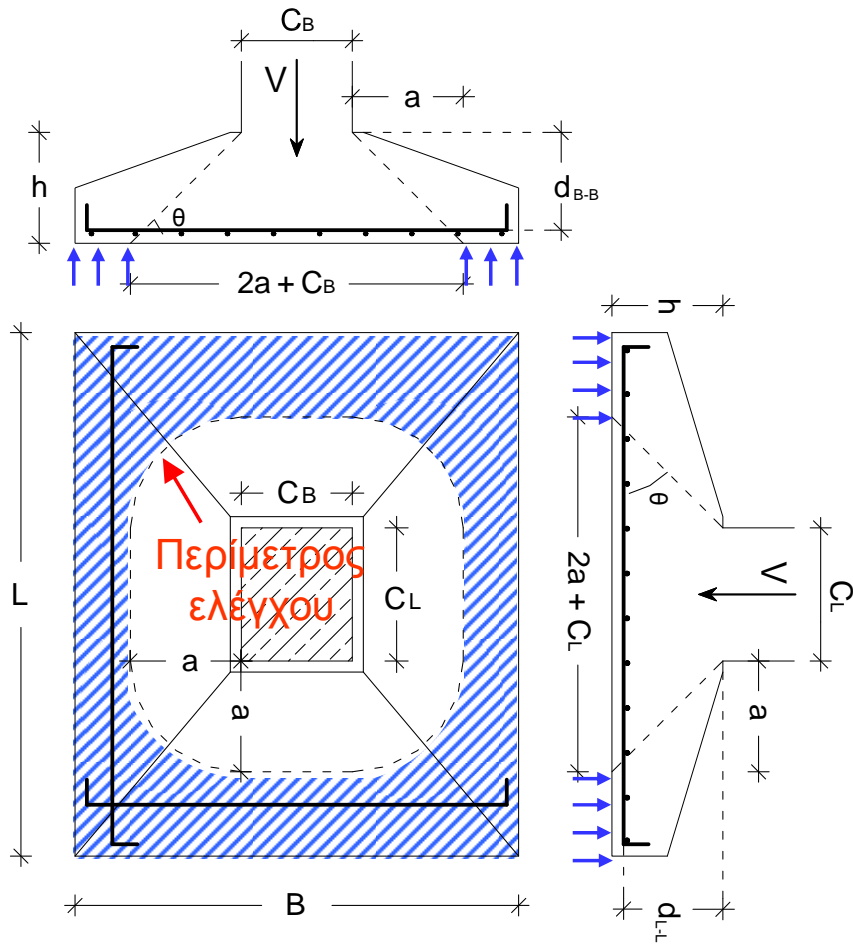
Σχήμα 5.1. Σχήμα για τη διαστασιολόγηση σε κάμψη



Σχήμα 5.2. Σχήμα για τον έλεγχο διάτμησης σε τομή L-L



Σχήμα 5.3. Σχήμα για τον έλεγχο διάτμησης σε τομή B-B



Σχήμα 5.4. Σχήμα για τον έλεγχο σε διάτρηση

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ

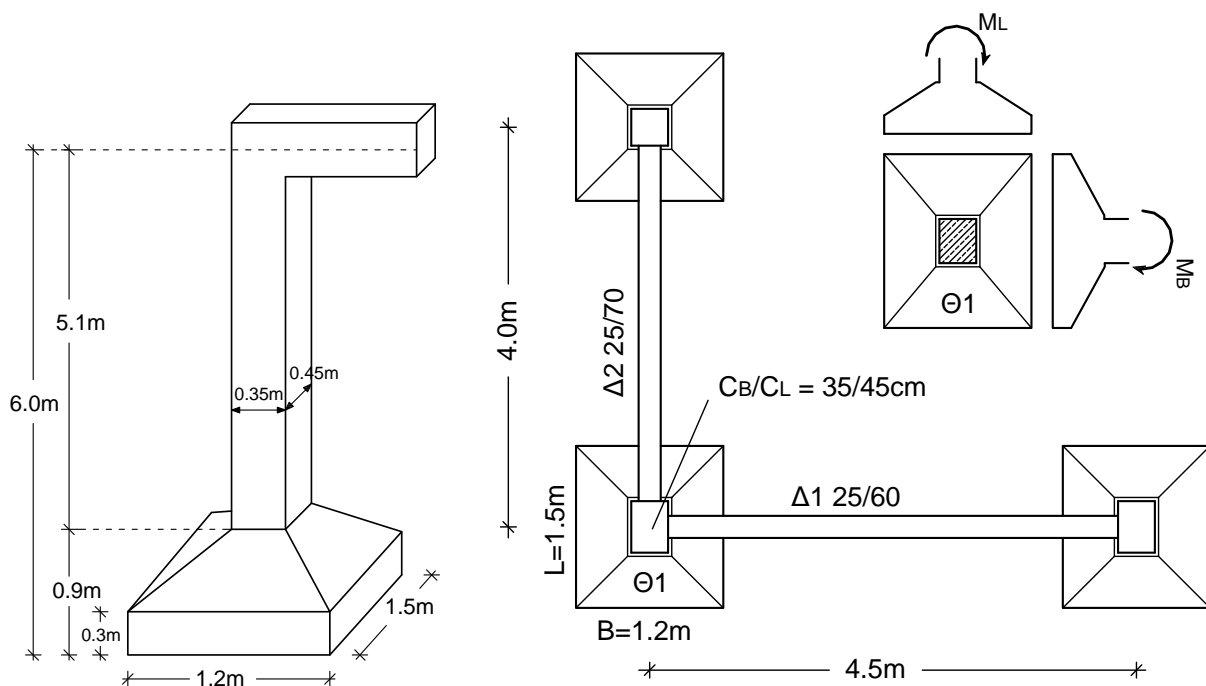
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ 6^ο

Συνδετήρια δοκός

Στο 6^ο εργαστήριο του μαθήματος γίνεται μελέτη συνδετήριας δοκού σε σύστημα επιφανειακών θεμελίων με τον υπολογισμό της έντασης της δοκού και διαστασιολόγησή της σε κάμψη βάσει του Ευρωκώδικα 2.

6.1 Άσκηση

Δίνεται το υποστύλωμα που καταλήγει στο θεμέλιο $\Theta 1$ όπως φαίνεται στο σχήμα. Οι συνολικές ροπές που έρχονται από την ανωδομή στο θεμέλιο $\Theta 1$ είναι $M_L=300\text{kNm}$ και $M_B=330\text{kNm}$. Να γίνει η κατανομή της συνολικής ροπής στο υποστύλωμα, τις συνδετήριες δοκούς και το έδαφος. Στη συνέχεια να γίνει διαστασιολόγηση σε κάμψη της δοκού $\Delta 2$ στο άκρο που γειτνιάζει με το θεμέλιο $\Theta 1$ (να θεωρηθεί όμοιος οπλισμός σε άνω και κάτω ίνα). Δίνονται υλικά C20-B500C, μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος $E_c = 2.8 \cdot 10^7 \text{ kPa}$, εδάφους $E_s = 30000 \text{ kPa}$ και συνολική επικάλυψη στη δοκό 4cm.



Νομογραφήματα και Διαγράμματα Άσκησης

Συντελεστές λ για τον υπολογισμό της σύνθετης δυσκαμψίας στύλου-πεδίου													
h/h _{ολ}	I _{υπ} /I _{πεδ}												
	0.00	0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.08	0.10	0.20	0.30	0.50
0.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
0.05	1.91	4.81	4.78	4.73	4.70	4.68	4.65	4.63	4.60	4.57	4.45	4.36	4.23
0.10	6.09	5.82	5.74	5.63	5.55	5.48	5.43	5.38	5.29	5.22	4.94	4.75	4.46
0.15	7.64	7.10	6.94	6.73	6.57	6.45	6.35	6.25	6.09	5.96	5.48	5.15	4.69
0.20	9.69	8.73	8.44	8.07	7.81	7.60	7.43	7.28	7.01	6.80	6.05	5.56	4.91
0.25	12.44	10.81	10.33	9.73	9.30	8.97	8.69	8.45	8.05	7.73	6.65	5.98	5.12
0.30	16.21	13.49	12.72	11.75	11.09	10.58	10.17	9.81	9.22	8.77	7.27	6.39	5.32
0.35	21.45	16.97	15.73	14.22	13.22	12.47	11.86	11.35	10.52	9.79	7.91	6.80	5.51
0.40	28.89	21.51	19.54	17.22	15.74	14.64	13.78	13.07	11.94	11.09	8.54	7.19	5.68
0.45	39.73	27.44	24.33	20.83	18.66	17.11	15.91	14.95	13.44	12.34	9.16	7.56	5.84
0.50	56.00	35.22	30.34	25.09	22.00	19.86	18.24	19.96	15.02	13.61	9.76	7.91	5.98

Σχήμα 6.1. Πίνακας προσδιορισμού συντελεστή λ (βλ. σημειώσεις θεωρίας)

Ελάχιστα ποσοστά εφελκόμενου οπλισμού συνδετήριας δοκού

Από τον EC8 §5.8.2(5) (Εθνικό προσάρτημα) προκύπτει τιμή $\rho_{min}=0.4\%$ τόσο στην άνω όσο και στην κάτω ίνα της συνδετήριας δοκού

Μέγιστα ποσοστά (%) εφελκόμενου οπλισμού στις κρίσιμες περιοχές δοκών												
Υλικό		C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70
ρ_{min}	ΚΠΜ	5.97	7.47	9.34	11.20	13.07	14.94	16.80	18.67	20.54	22.40	26.14
	ΚΠΥ	3.80	4.75	5.93	7.12	8.31	9.49	10.68	11.87	13.05	14.24	16.61

Θεωρήθηκαν $\rho' = \rho_{max}/2$, $\epsilon_{sy,d}=2.174\%$, $\mu_{\phi}=6.8$ (ΚΠΜ) ή 10.7 (ΚΠΥ) και χάλυβας B500C

Σχήμα 6.2. Ελάχιστα και μέγιστα ποσοστά οπλισμού δοκών (βλ. σημειώσεις θεωρίας)

Πίνακας 6.5: Μέγιστος αριθμός ράβδων οπλισμού σε πλάτος b

Πλάτος δοκού b [cm]	Διάμετροι σε mm											
	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32
10	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1
15	4	4	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2
20		5	4	4	4	4	3	3	3	2	2	2
22		5	5	5	4	4	4	3	3	3	3	3
24		6	6	5	5	5	4	4	4	3	3	3
26		7	6	6	5	5	5	4	4	4	3	3
28		7	7	6	6	6	5	5	4	4	4	4
30		8	7	7	6	6	6	5	5	4	4	4
32		8	8	7	7	7	6	6	5	5	4	4
34			9	8	8	8	7	6	6	5	5	4
36			10	9	8	8	8	7	6	6	5	5
38				10	9	8	8	7	7	6	5	5
40					10	9	8	7	7	6	5	5
42						10	9	8	7	7	6	6
44							10	9	8	7	6	6
46								9	8	8	7	7
48									10	9	8	7
50										9	9	8

Σχήμα 6.3. Πίνακας μέγιστου αριθμού ράβδων σε δοκό πλάτους b (βλ. σημειώσεις θεωρίας)

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ 7^ο

Βαθιές θεμελιώσεις: Πάσσαλοι

Στο 7^ο εργαστήριο του μαθήματος γίνεται υπολογισμός φέρουσας ικανότητας και καθίζησης μεμονωμένου πασσάλου υπό κατακόρυφη φόρτιση βάσει του Ευρωκώδικα 7.

Άσκηση 7.1

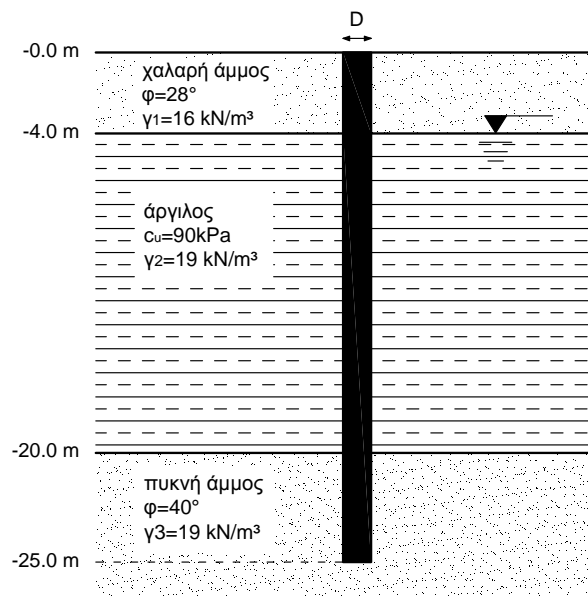
Δίνεται ο πάσσαλος του σχήματος με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Χαρακτηριστικά πασσάλου $D=0.8\text{m}$,
 $L=25\text{m}$
- Χαλαρή άμμος: $\phi=28^\circ$, $\gamma_1=16\text{kN/m}^3$
- Άργιλος: $c_u=90\text{kPa}$, $\gamma_2=19\text{kN/m}^3$
- Πυκνή άμμος: $\phi=40^\circ$, $\gamma_3=19\text{kN/m}^3$
- όπου χρειαστεί να ληφθεί $\gamma_{\text{κορ}} \approx \gamma$ και $\gamma_w=10\text{kN/m}^3$

Να υπολογιστεί κατά EC7 εάν ο πάσσαλος μπορεί να φέρει κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο $V_G=1000\text{kN}$ και $V_Q=400\text{kN}$:

(α) αν πρόκειται για πάσσαλο έμπηξης

(β) αν πρόκειται για φρεατοπάσσαλο



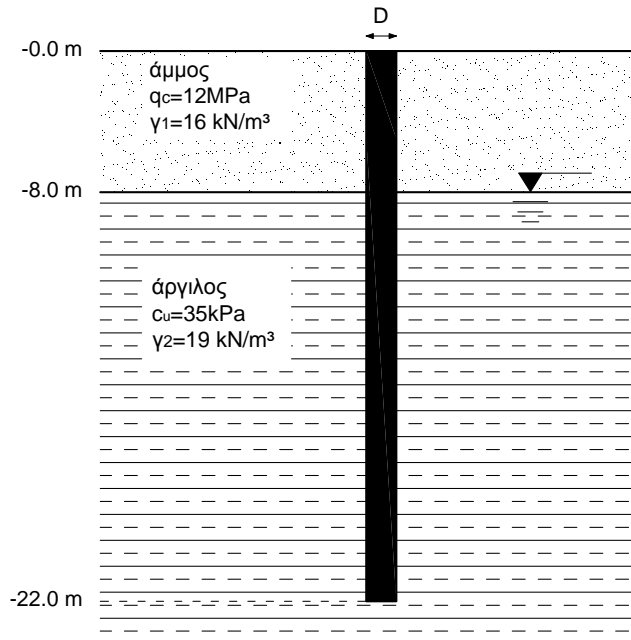
Άσκηση 7.2

Δίνεται ο φρεατοπάσσαλος του σχήματος με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Χαρακτηριστικά πασσάλου $D=0.6\text{m}$,
 $L=22\text{m}$
- Άμμος: αντίσταση αιχμής $q_c=12\text{MPa}$
(από δοκιμή CPT)
- Άργιλος: $c_u=35\text{kPa}$

Να γίνει ο έλεγχος σε φέρουσα ικανότητα του πασσάλου για κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο $V_G=800\text{kN}$ και $V_Q=250\text{kN}$ κατά EC7.

Οι υπολογισμοί των αντιστάσεων τριβής και αιχμής να γίνουν με βάση τους πίνακες υπολογισμού του κανονισμού DIN4014.



Άσκηση 7.3

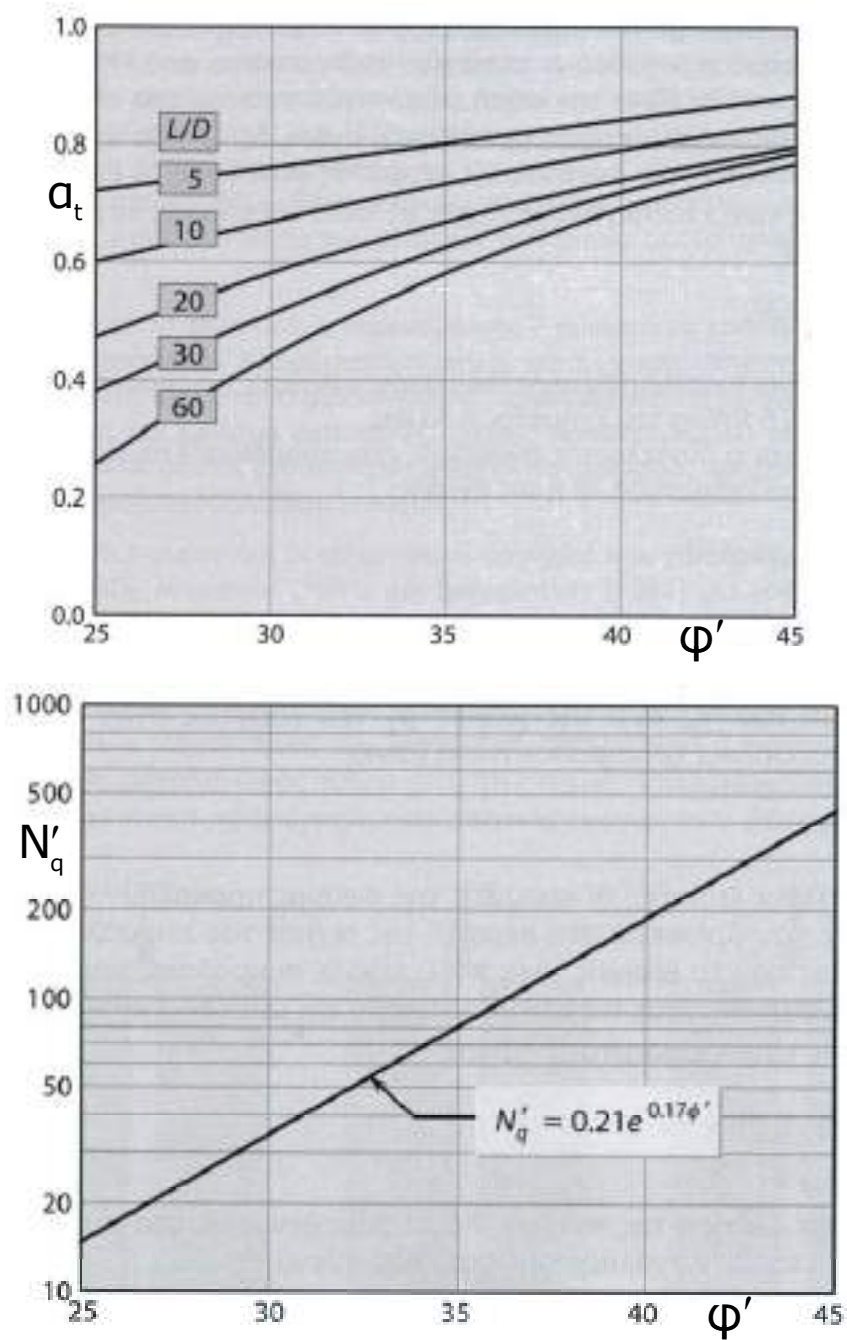
Δίνεται πάσσαλος τριβής από οπλισμένο σκυρόδεμα διαμέτρου $D=0.6\text{m}$, μήκους $L=24\text{m}$ σε αργιλικό έδαφος με χαρακτηριστικά $E_s = 20000\text{ kPa}$, δείκτης Poisson $\nu=0.4$, $\gamma=17\text{kN/m}^3$. Το κατακόρυφο φορτίο στον πάσσαλο είναι 1100kN . Το συνολικό πάχος του αργιλικού εδάφους έως το βράχο είναι $h=40\text{m}$. Για το υλικό οπλισμένου σκυροδέματος δίνεται μέτρο ελαστικότητας $E_p = 2.8 \cdot 10^7\text{ kPa}$

Να υπολογιστεί η καθίζηση του πασσάλου.

Άσκηση 7.4

Εφαρμογή για το σπίτι: Ποια η καθίζηση στον πάσσαλο της προηγούμενης άσκησης αν ήταν πάσσαλος αιχμής και η αιχμή του βρισκόταν σε πυκνή άμμο με $E_s = 40000\text{ kPa}$?

Νομογραφήματα και Διαγράμματα Άσκησης



Σχήμα 7.1. Άσκηση 7.1: Νομογραφήματα εύρεσης α_t και N'_q

Οριακή πλευρική τριβή φρεατοπασσάλων σε αμμώδες έδαφος (DIN4014)				
q_c (MPa)	0	5	10	15
f_s (kPa)	0	40	80	120

Οριακή αντίσταση αιχμής φρεατοπασσάλων σε αμμώδες έδαφος (DIN4014)				
q_c (MPa)	10	15	20	25
q_b (MPa)	2.0	3.0	3.5	4.0

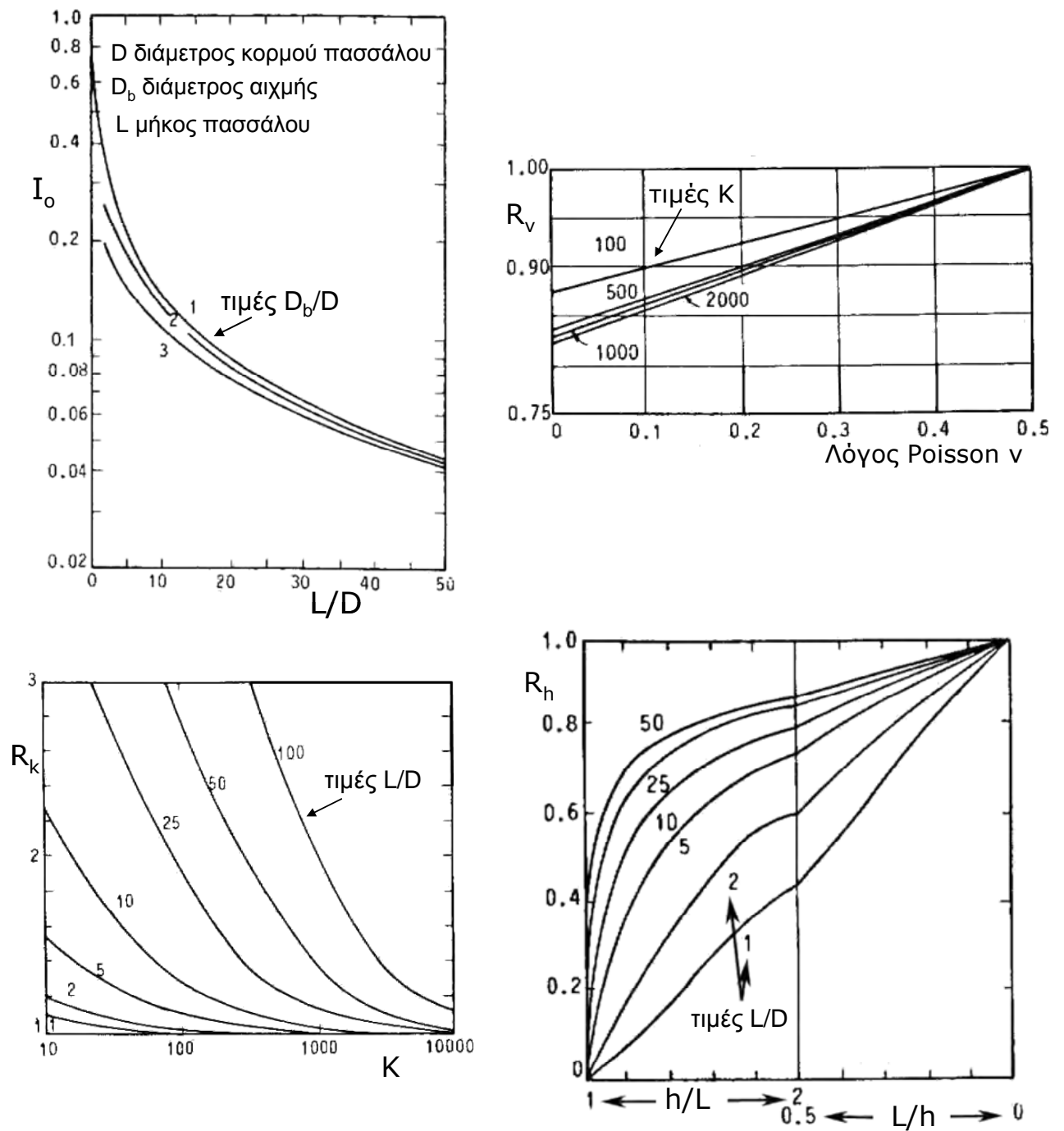
Συσχέτιση δοκιμών SPT-CPT (DIN4014)	
Είδος Εδάφους	
Ιλυώδης άμμος ή λεπτής ως μεσόκοκκη άμμος	0.3~0.4
Άμμος ή άμμος με λίγα χαλίκια	0.5~0.6
Καλά διαβαθμισμένη άμμος	0.5~1.0
Αμμώδη χαλίκια ή καθαρά χαλίκια	0.8~1.0

Σχήμα 7.2. Άσκηση 7.2: Πίνακες DIN4014 για αμμώδη εδάφη

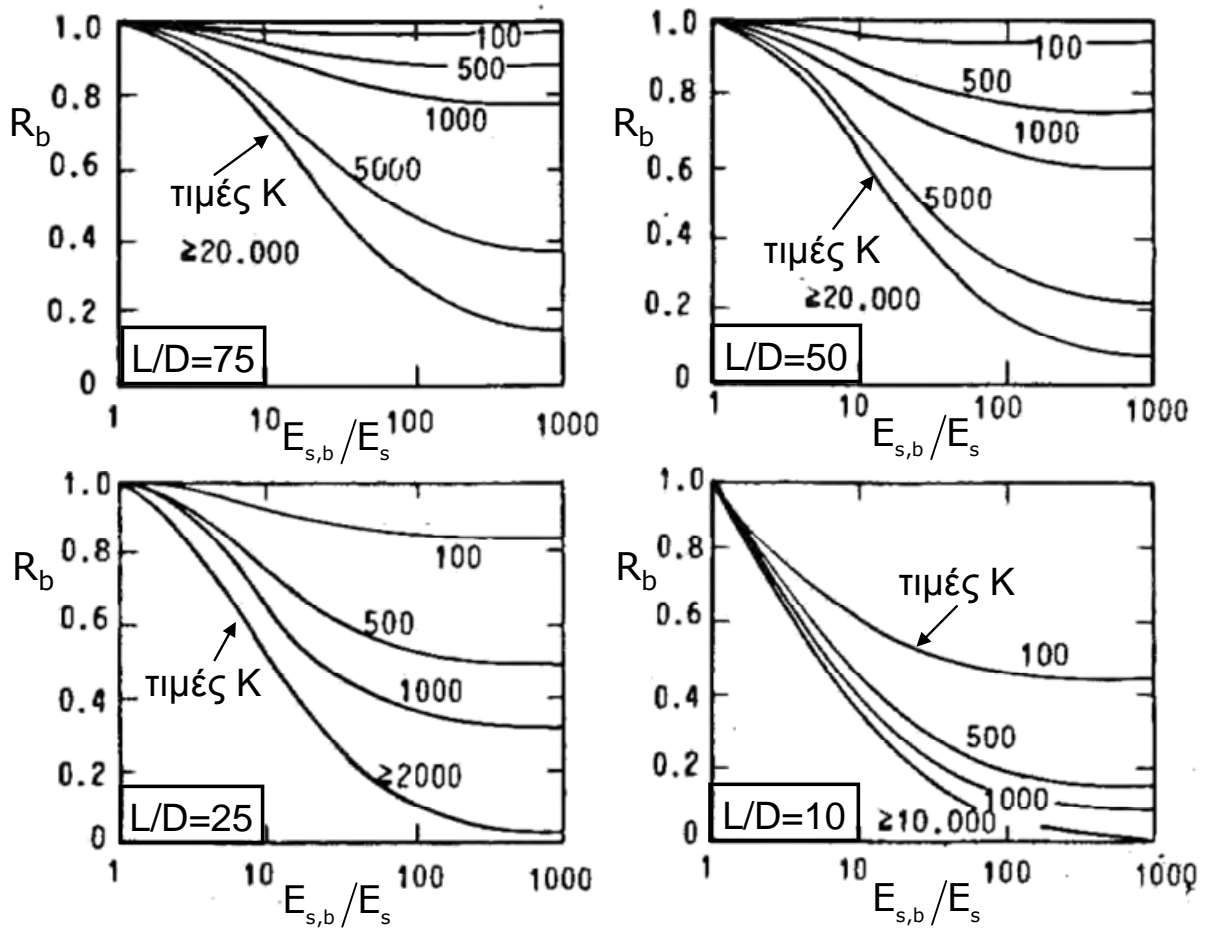
Οριακή πλευρική τριβή φρεατοπασσάλων σε αργιλικό έδαφος (DIN4014)				
c_u (kPa)	0	25	100	200
f_s (kPa)	0	25	40	60

Οριακή αντίσταση αιχμής φρεατοπασσάλων σε αργιλικό έδαφος (DIN4014)			
c_u (kPa)	0	100	≥ 200
q_b (MPa)	0	0.8	1.5

Σχήμα 7.3. Άσκηση 7.2: Πίνακες DIN4014 για αργιλικά εδάφη

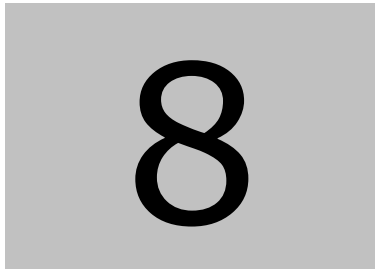


Σχήμα 7.4. Άσκηση 7.3: Νομογραφήματα εύρεσης συντελεστών για τον υπολογισμό καθίζησης πασσάλου



Σχήμα 7.5. Άσκηση 7.4: Νομογραφήματα εύρεσης συντελεστών για τον υπολογισμό καθίζησης πασσάλου

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ 8^ο

Τοίχος αντιστήριξης Ο/Σ

Στο 8^ο εργαστήριο του μαθήματος γίνεται μελέτη τοίχου αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 7.

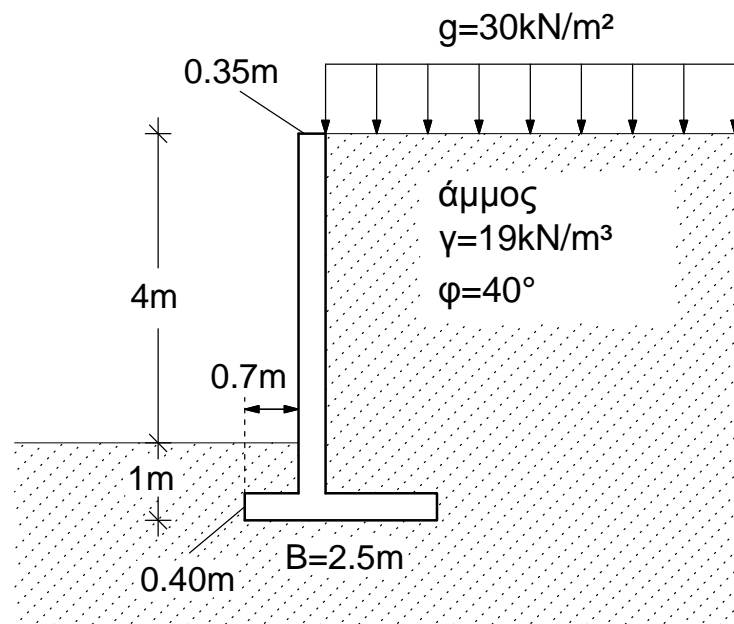
Άσκηση 8.1

Για τον τοίχο αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος του σχήματος να γίνουν οι ακόλουθοι έλεγχοι σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 7:

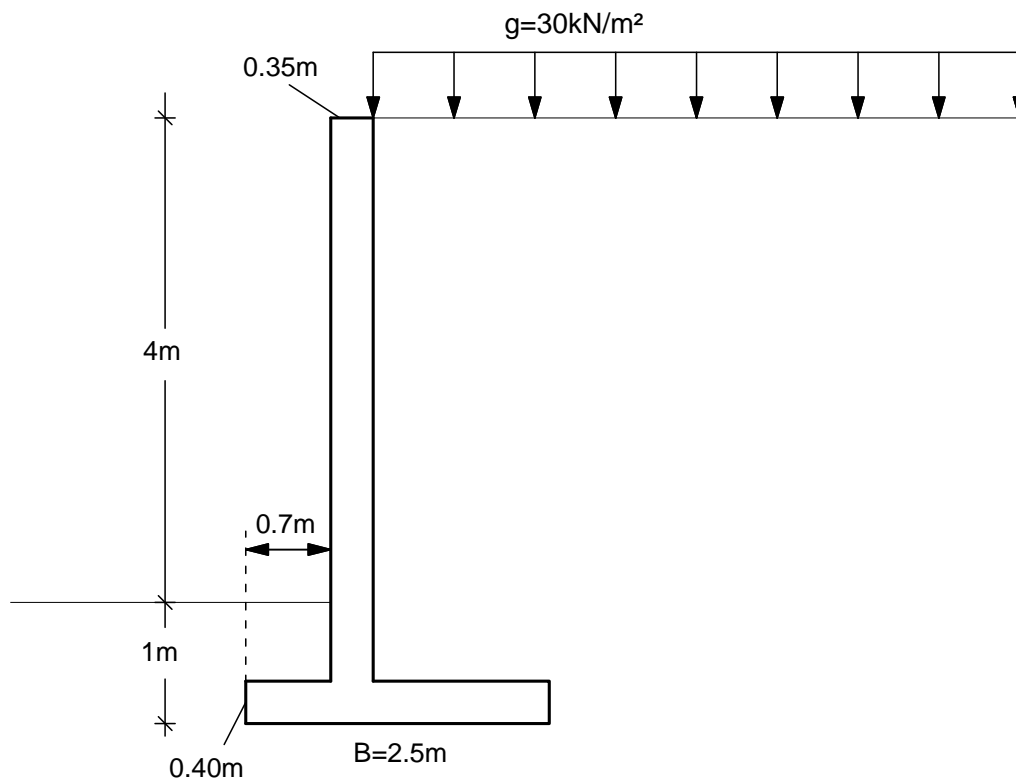
- (α) Να γίνει ο έλεγχος του τοίχου σε ανατροπή
- (β) Να γίνει ο έλεγχος του τοίχου σε ολίσθηση (τοίχος επί τόπου κατασκευασμένος)
- (γ) Να γίνει ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης (δίνεται οριακή τιμή τάσης εδάφους $q_u=600\text{kPa}$)

(δ) Να γίνει ο υπολογισμός του οπλισμού (έλεγχος σε κάμψη) και ο έλεγχος σε διάτμηση για τις κρίσιμες διατομές του τοίχου (δίνεται οπλισμένο σκυρόδεμα C25-B500C με ειδικό βάρος $\gamma_{\text{σκυρ}}=25\text{kN/m}^3$, συνολική επικάλυψη στον κορμό 5cm και στο πέλμα 9cm).

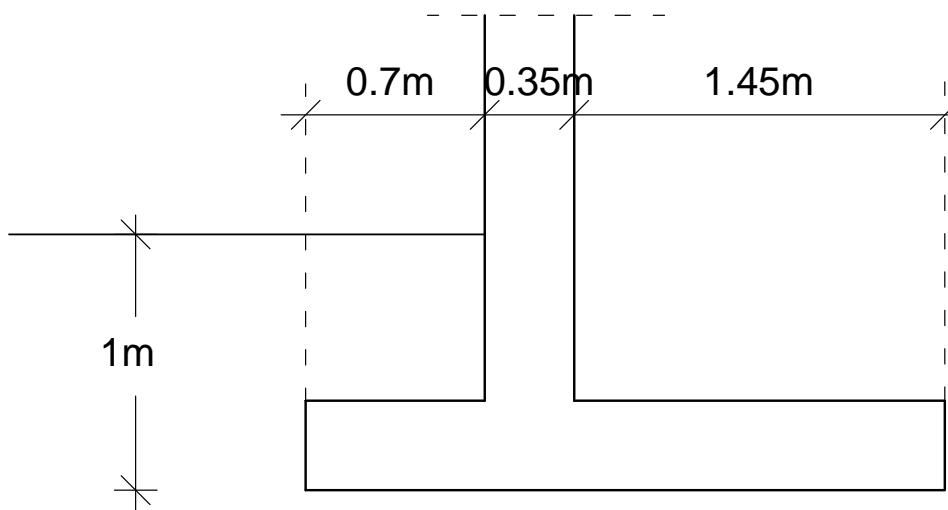
Σημειώνεται πως η επιφόρτιση 30kN/m^2 στην επιφάνεια του εδάφους οφείλεται σε μόνιμα φορτία g .



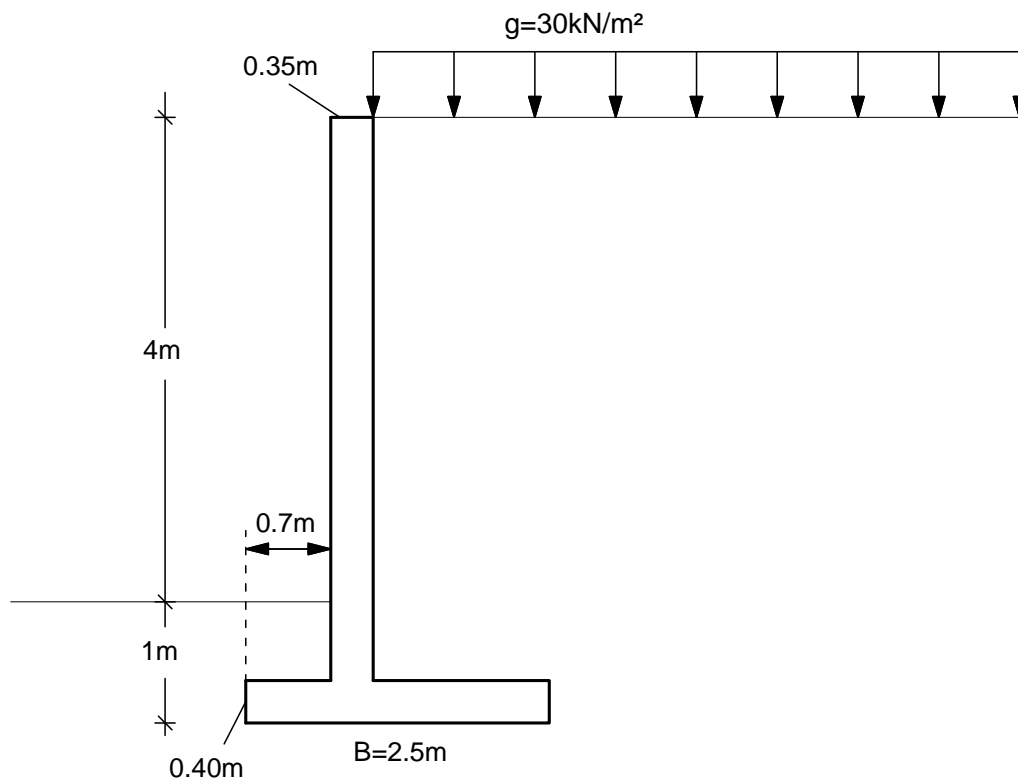
Σχήματα, Νομογραφήματα και Διαγράμματα Άσκησης



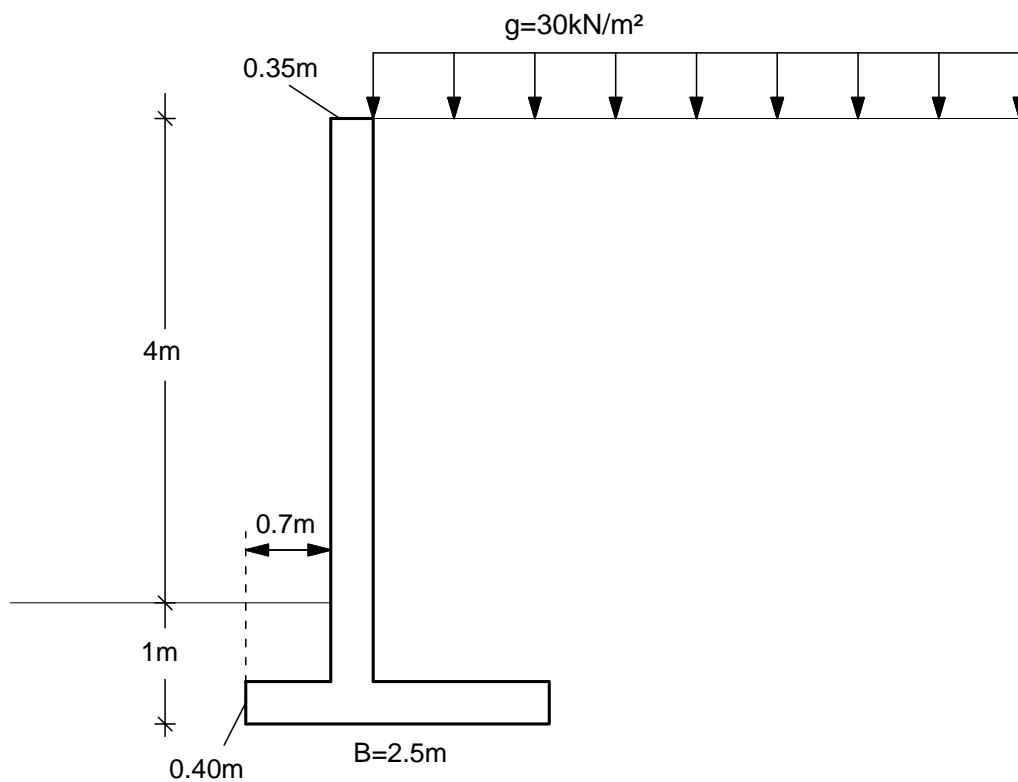
Σχήμα 8.1. Βοηθητικό σχήμα για τον υπολογισμό των ωθήσεων και των ιδίων βαρών στους ελέγχους ανατροπής και ολίσθησης



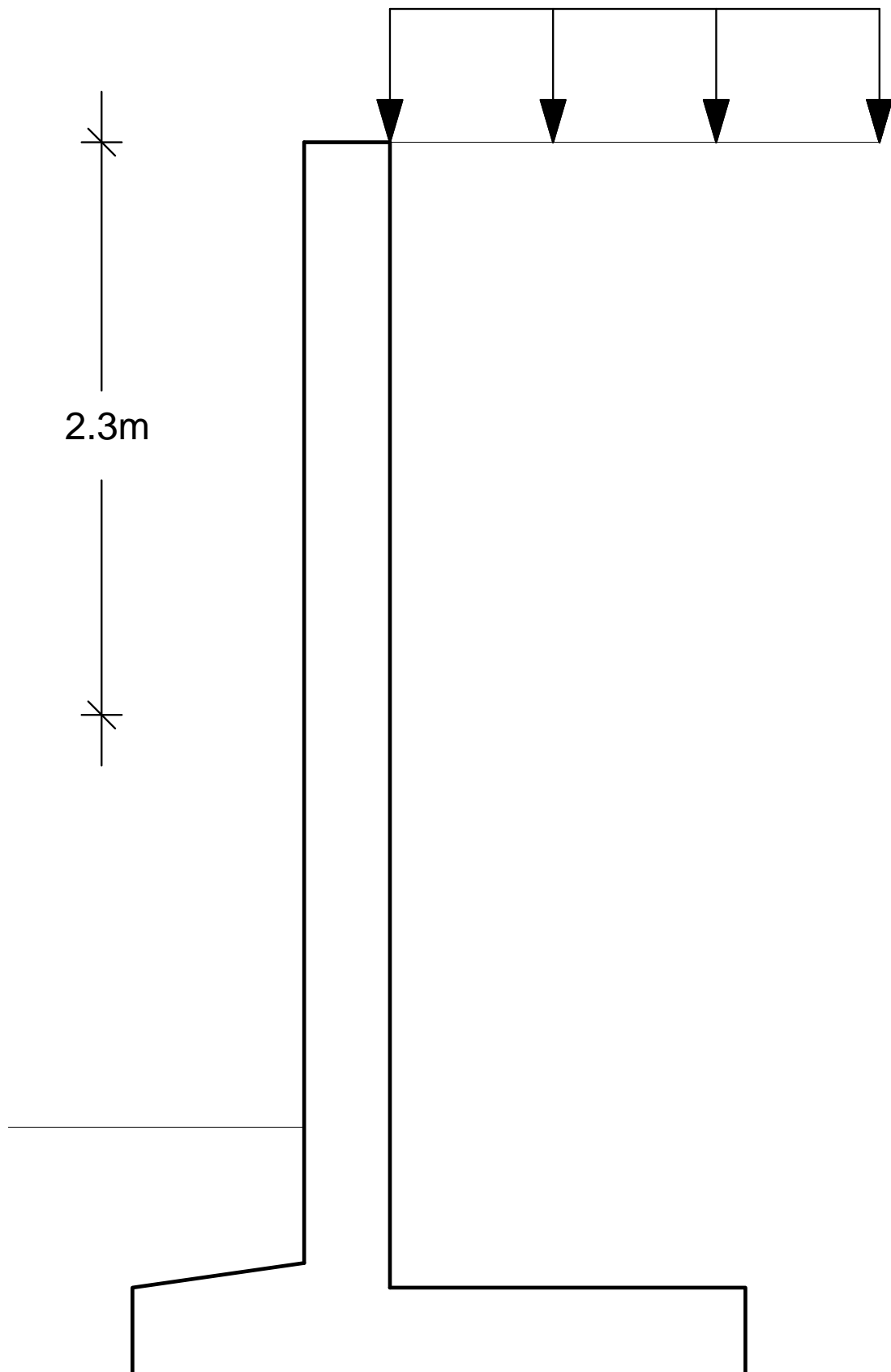
Σχήμα 8.2. Βοηθητικό σχήμα για τον υπολογισμό των τάσεων στη βάση του τοίχου και για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών στις διατομές II και III



Σχήμα 8.3. Βοηθητικό σχήμα για τον υπολογισμό των δυνάμεων στη διατομή I



Σχήμα 8.4. Βοηθητικό σχήμα για τον υπολογισμό των δυνάμεων στη διατομή I'



Σχήμα 8.5. Βοηθητικό σχήμα σχεδίασης οπλισμού του τοίχου