

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 12

ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ

Στο Κεφάλαιο αυτό αναπτύσσονται μερικά ειδικά θέματα Εδαφομηχανικής, τα οποία είτε συνθέτουν όσα αναφέρθηκαν στα προηγούμενα Κεφάλαια (όπως π.χ. η εκτίμηση των υποχωρήσεων των κατασκευών) είτε τα επεκτείνουν (όπως π.χ. η φέρουσα ικανότητα αβαθών θεμελίων). Τα θέματα που αναπτύσσονται είναι:

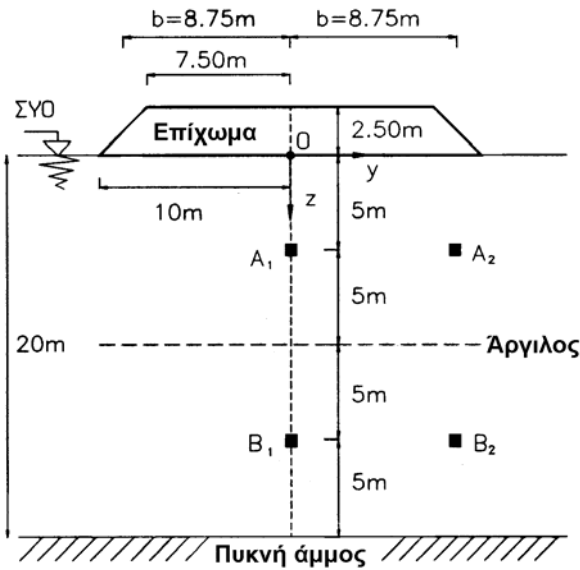
1. Η εκτίμηση των υποχωρήσεων των κατασκευών.
2. Η φέρουσα ικανότητα αβαθών θεμελίων.
3. Οι πλευρικές ωθήσεις γαιών σε τοίχους αντιστήριξης.
4. Η ευστάθεια των πρανών.
5. Η συμπύκνωση των εδαφών.

12.1 Εκτίμηση των Υποχωρήσεων των Κατασκευών

Στο εδάφιο αυτό παρουσιάζεται ένα παράδειγμα κατασκευής επιχώματος που εδράζεται σε στρώση μαλακής, συμπιεστής αργίλου και εκτιμώνται οι υποχωρήσεις και η ευστάθεια του έργου αμέσως μετά την κατασκευή, κατά τη διάρκεια της στερεοποίησης της αργιλικής στρώσης και μετά το πέρας της στερεοποίησης. Το παράδειγμα δεν έχει σκοπό να αποτελέσει πρότυπο υπολογισμού παρόμοιων κατασκευών, επειδή πολλές από τις παραδοχές που γίνονται κατά την ανάπτυξή του είναι "χονδροειδείς". Αντίθετα, έχει σκοπό να συνθέσει μερικές από τις έννοιες που αναφέρθηκαν στα προηγούμενα Κεφάλαια (Μετάδοση τάσεων στο έδαφος, Αστράγγιστη φόρτιση, Στερεοποίηση, Υπολογισμός υποχωρήσεων, Διατμητική αντοχή κλπ.) σε ένα πραγματικό πρόβλημα του Πολιτικού Μηχανικού.

Το Σχήμα 12.1 παρουσιάζει το επίχωμα, τη συμπιεστή άργιλο με στάθμη υπόγειου ορίζοντα στην επιφάνεια του εδάφους και την υποκείμενη πυκνή άμμο που θεωρείται πρακτικά ασυμπίεστη. Η κατασκευή του επιχώματος γίνεται με γρήγορο ρυθμό, ώστε να εξασφαλίζονται αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης της αργιλικής στρώσης. Αποδεικνύεται ότι οι υποχωρήσεις του εδάφους λόγω στερεοποίησης της αργιλικής στρώσης διαρκούν 50 περίπου χρόνια, οπότε η κατασκευή του επιχώματος, που τυπικά διαρκεί μερικές ημέρες (ή το πολύ εβδομάδες), μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιεί τη συνθήκη της αστράγγιστης φόρτισης.

Η εκτίμηση των πρόσθετων τάσεων, που επιβάλλονται στο έδαφος λόγω του φορτίου του επιχώματος, γίνεται με χρήση του μοντέλου του ομοιόμορφου λωριδωτού φορτίου στην επιφάνεια ομοιογενούς, ελαστικού ημιχώρου, για το οποίο υπάρχει απλή λύση (Κεφάλαιο 8), παρόλο που το φορτίο του επιχώματος δεν είναι παντού ομοιόμορφο (η φόρτιση στα άκρα είναι τριγωνική) και το έδαφος δεν είναι ομοιογενές και ελαστικό (η συμπιεστή στρώση έχει πάχος μόνον 20 m και η συμπιεστότητα των μαλακών αργίλων συνήθως μειώνεται με το βάθος). Επιπλέον, θεωρούνται δύο σημεία στον άξονα του επιχώματος (τα A_1 , B_1) και δύο κάτω από το άκρο του επιχώματος (τα A_2 , B_2) αντιπροσωπευτικά μιας στρώσης πάχους 20 m, δηλαδή θεωρείται ότι μία εδαφική στρώση πάχους 10 m υπόκειται στην ίδια εντατική κατάσταση (και συνεπώς παραμόρφωση) με το σημείο που την αντιπροσωπεύει. Αν



Επίχωμα:	$\rho_1 = 2 \text{ Mg/m}^3$,	$\gamma_1 = 2 \times 10 = 20 \text{ kN/m}^3$	
	$2b = 17.50 \text{ m}$,	$H_1 = 2.50 \text{ m}$,	$\Delta p = 2.50 \times 20 = 50 \text{ kPa}$
Αργίλος:	$\rho_2 = 1.7 \text{ Mg/m}^3$,	$\gamma'_2 = 1.7 \times 10 - 1 \times 10 = 7 \text{ kN/m}^3$	
	$K_0 = 0.50$,	$\phi = 30^\circ$,	$c = 15 \text{ kPa}$
	$H_2 = 20 \text{ cm}$,	$c_v = 2 \text{ m}^2/\text{έτος}$	
	$E = 4.3 \text{ MPa}$,	$\nu = 0.30$	

Αρχικές συνθήκες:

Σημείο	z (m)	α (rad)	β (rad)	σ'_{10} (kPa)	σ'_{30} (kPa)	u_0 (kPa)	σ_{10} (kPa)	σ_{30} (kPa)
A ₁	5	2.10	0	35	17.5	50	85	67.5
B ₁	15	1.06	0	105	52.5	150	255	202.5
A ₂	5	1.29	1.05	35	17.5	50	85	67.5
B ₂	15	0.86	0.53	105	52.5	150	255	202.5

Σχ. 12.1: Γεωμετρία του επιχώματος και αρχικές συνθήκες

και τα σημεία που επιλέχθηκαν βρίσκονται στο μέσον κάθε στρώσης (που κατά τεκμήριο έχει τις μέσες ιδιότητες), η παραδοχή της αντιπροσωπευτικότητας δεν είναι ακριβής.

Κατά την εκτίμηση των υποχωρήσεων θεωρείται ότι η στερεοποίηση είναι μονοδιάστατη (δηλαδή η κίνηση του νερού που διαφεύγει γίνεται μόνο στην κατακόρυφη διεύθυνση), παρόλο που η γεωμετρία του επιχώματος επιτρέπει τη διδιάστατη ροή. Βεβαίως, επειδή το πάχος της συμπιεστής στρώσης (20 m) δεν είναι σημαντικά μεγαλύτερο από το εύρος της επιφάνειας φόρτισης (μέσο εύρος 17.50 m), η επιρροή της στράγγισης στην οριζόντια διεύθυνση δεν είναι σημαντική. Επιπλέον, αν και οι υπερπίεσεις πόρων που αναπτύσσονται κατά την ταχεία κατασκευή του επιχώματος δεν είναι ομοιόμορφα κατανομημένες (ούτε ως προς το βάθος ούτε κατά το εύρος της επιφάνειας φόρτισης), η ανάλυση γίνεται με τη θεώρηση ομοιόμορφης αρχικής υπερπίεσης πόρων, επειδή για την περίπτωση αυτή υπάρχει λύση. Τέλος, κατά τη στερεοποίηση θεωρείται γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, πλήρης κορεσμός, μικρές παραμορφώσεις και αγνοείται ότι με την υποχώρηση του εδάφους ένα τμήμα του επιχώματος βυθίζεται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα, οπότε το βάρος του μεταβάλλεται (το βυθιζόμενο τμήμα πρέπει να λογίζεται με την υπό άνωση πυκνότητα).

ΠΙΝΑΚΑΣ 12.1

Τάσεις σε (kPa)	Αμέσως μετά τη φόρτιση ($t = 0^+$)				Τάσεις σε (kPa)	Στο τέλος της στερεοποίησης ($t = \infty$)			
	A ₁	B ₁	A ₂	B ₂		A ₁	B ₁	A ₂	B ₂
$\Delta\sigma_{zz}$	47.2	30.8	12.8	19.6	$\Delta\sigma'_{zz}$	47.2	30.8	12.8	19.6
$\Delta\sigma_{yy}$	19.7	3.0	28.3	7.8	$\Delta\sigma'_{yy}$	19.7	3.0	28.3	7.8
$\Delta\sigma_{xx} = \Delta\sigma_2$	33.5	16.9	20.6	13.7	$\Delta\sigma'_{xx} = \Delta\sigma'_2$	20.1	10.1	12.3	8.2
$\Delta\sigma_{yz}$	0	0	13.2	10.5	$\Delta\sigma_{yz}$	0	0	13.2	10.5
$\Delta\sigma_1$	47.2	30.8	35.8	25.8	$\Delta\sigma'_1$	47.2	30.8	35.8	25.8
$\Delta\sigma_3$	19.7	3.0	5.2	1.6	$\Delta\sigma'_3$	19.7	3.0	5.2	1.6
Δp	33.5	16.9	20.6	13.7	σ'_1	82.2	136	70.8	131
Δq	23.8	24.1	26.5	21.0	σ'_3	37.2	55.5	22.7	54.1
Δu	37.5	20.9	25.0	17.2	σ_1	132	286	121	281
σ_1	132	286	121	281	σ_3	87	206	72.7	204
σ_3	87.2	205	72.7	204					
σ'_1	44.7	115	45.8	114					
σ'_3	-0.3	34.6	-2.3	36.9					
Κατάσταση	OK	OK	αστοχεί	OK					
$\Delta\varepsilon_{zz}$ (%)	0.41	0.42	-0.23	0.18	$\Delta\varepsilon_{zz}$ (%)	0.81	0.62	0.01	0.34
$\Delta\varepsilon_{yy}$ (%)	-0.41	-0.42	0.23	-0.18	$\Delta\varepsilon_{yy}$ (%)	-0.01	-0.21	0.48	-0.01
$\Delta\gamma_{yz}$ (%)	0	0	0.79	0.63	$\Delta\gamma_{yz}$ (%)	0	0	0.79	0.63
$\Delta\varepsilon_{vol}$ (%)	0	0	0	0	$\Delta\varepsilon_{vol}$ (%)	0.80	0.41	0.50	0.33

Στον Πίνακα 12.1 δίνονται οι πρόσθετες τάσεις και παραμορφώσεις των σημείων A και B κατά την αστράγγιστη φόρτιση του εδάφους λόγω κατασκευής του επιχώματος. Οι τάσεις αυτές υπολογίστηκαν από τις σχέσεις (βλέπε και εδάφιο 8.6):

$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{\Delta p}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cdot \cos 2\beta)$$

$$\Delta\sigma_{yy} = \frac{\Delta p}{\pi} (\alpha - \sin \alpha \cdot \cos 2\beta)$$

$$\Delta\sigma_{xx} = \nu_u (\Delta\sigma_{yy} + \Delta\sigma_{zz})$$

$$\Delta\sigma_{yz} = \frac{\Delta p}{\pi} \sin \alpha \cdot \sin 2\beta$$

$$\Delta\sigma_1 = \frac{\Delta p}{\pi} (\alpha + \sin \alpha)$$

$$\Delta\sigma_3 = \frac{\Delta p}{\pi} (\alpha - \sin \alpha)$$

$$\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_{xx}$$

όπου για τα σημεία A₁, B₁ ισχύει:

$$\alpha = 2 \cdot \arctan\left(\frac{b}{z}\right), \quad b = 8.75 \text{ m}, \quad \beta = 0$$

ενώ για τα σημεία A₂, B₂ ισχύει:

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2b}{z}\right), \quad \beta = \arctan\left(\frac{b}{z}\right)$$

Η αναπτυσσόμενη υπερπίεση πόρων υπολογίζεται από την εξίσωση Henkel (σχέση 10.9):

$$\Delta u = \Delta p + (A - 1/3)\Delta q$$

όπου:

$$\Delta p = \frac{1}{3}(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3)$$

$$\Delta q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2}$$

Θεωρείται ότι $A = 0.50$ (παρόλο που είναι γνωστό ότι η τιμή του A εξαρτάται από την επιβαλλόμενη διατμητική τάση, που διαφέρει από θέση σε θέση). Τελικώς, οι ολικές και ενεργές τάσεις αμέσως μετά την κατασκευή του επιχώματος υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_i = \sigma_{io} + \Delta \sigma_i$$

$$\sigma'_i = \sigma'_{io} + (\Delta \sigma_i - \Delta u)$$

Στον Πίνακα 12.1 δίνονται και οι παραμορφώσεις, που υπολογίζονται από τις γνωστές σχέσεις ελαστικότητας:

$$\Delta \varepsilon_{zz} = \frac{1}{E_u} [\Delta \sigma_{zz} - \nu_u (\Delta \sigma_{yy} + \Delta \sigma_{xx})]$$

$$\Delta \varepsilon_{yy} = \frac{1}{E_u} [\Delta \sigma_{yy} - \nu_u (\Delta \sigma_{zz} + \Delta \sigma_{xx})]$$

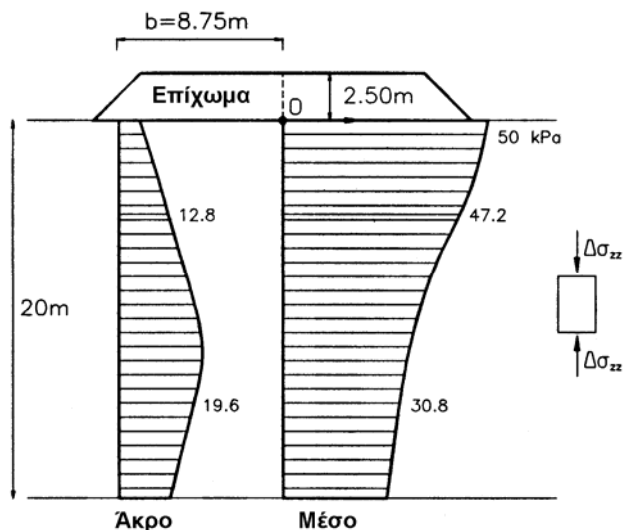
$$\Delta \gamma_{yz} = \frac{1}{G_u} \Delta \sigma_{yz}$$

όπου: $E_u = \frac{3E}{2(1+\nu)}$, $\nu_u = 0.50$. Θεωρώντας: $E = 4333 \text{ kPa}$, $\nu = 0.3$, προκύπτει ότι:

$$E_u = 5000 \text{ kPa και: } G_u = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)} = 16667 \text{ kPa.}$$

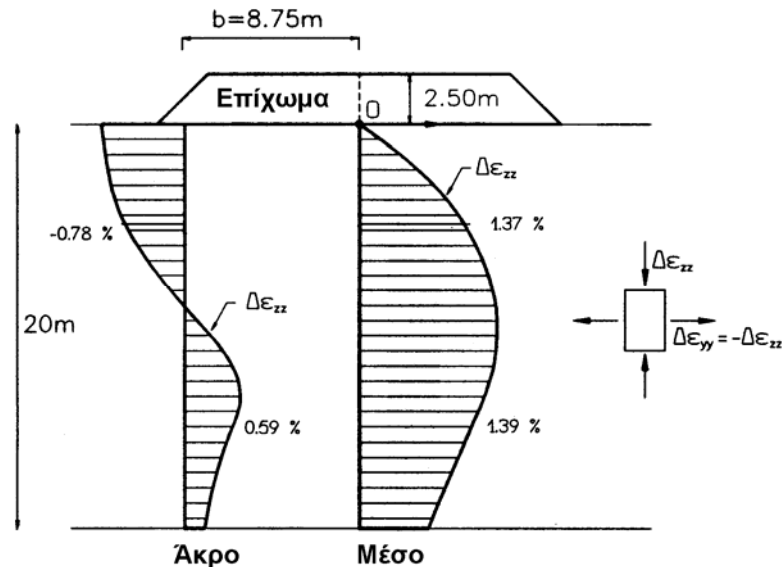
Από τις ανωτέρω τιμές των πρόσθετων τάσεων και παραμορφώσεων συμπεραίνονται τα εξής:

1. Η φόρτιση του εδάφους λόγω κατασκευής του επιχώματος δεν δημιουργεί συνθήκες μονοδιάστατης συμπίεσης, επειδή το εύρος της επιφάνειας φόρτισης είναι περιορισμένο. Κάτω από τον άξονα του επιχώματος η κατακόρυφη τάση ($\Delta \sigma_{zz}$) μειώνεται με το βάθος, ενώ κάτω από το άκρο του επιχώματος αρχικά αυξάνει και στη συνέχεια μειώνεται, όπως φαίνεται στο Σχήμα 12.2 που παρουσιάζει τις κατανομές με το βάθος της πρόσθετης κατακόρυφης τάσης ($\Delta \sigma_{zz}$) κάτω από τον άξονα και το άκρο του επιχώματος αμέσως μετά την κατασκευή του.



Σχ. 12.2: Κατανομές της κατακόρυφης τάσης με το βάθος

2. Οι κατανομές ως προς το βάθος της κατακόρυφης παραμόρφωσης κάτω από τον άξονα του επιχώματος και κάτω από το άκρο του φαίνονται στο Σχήμα 12.3. Σε μικρά βάθη κάτω από τον άξονα του επιχώματος η κατακόρυφη παραμόρφωση είναι πολύ μικρή (θα ήταν μηδέν για συνθήκες μονοδιάστατης συμπίεσης), ενώ σε μεγαλύτερα βάθη αυξάνει. Επειδή το έδαφος παραμορφώνεται χωρίς μεταβολή

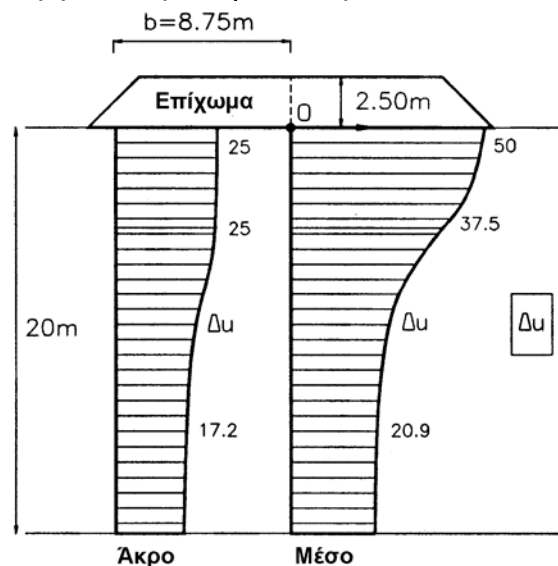


Σχ. 12.3: Κατανομές της κατακόρυφης παραμόρφωσης με το βάθος

του όγκου, η συμπίεση στην κατακόρυφη διεύθυνση συνοδεύεται από ισόποση πλευρική διόγκωση. Κάτω από το άκρο του επιχώματος η κατακόρυφη παραμόρφωση σε μικρά βάθη είναι αρνητική, δηλαδή οδηγεί σε ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους. Πράγματι, κατά την αστράγγιστη φόρτιση η βύθιση του εδάφους στον άξονα του επιχώματος δημιουργεί ανύψωση στα άκρα του.

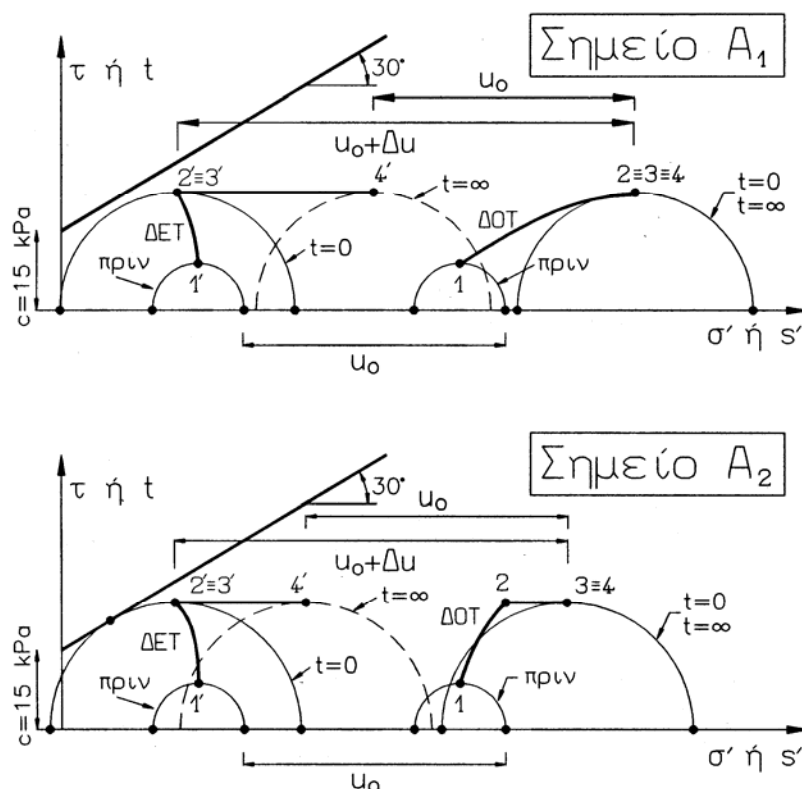
3. Το Σχήμα 12.4 παρουσιάζει τις κατανομές της αναπτυσσόμενης υπερπίεσης πόρων ως προς το βάθος κάτω από τον άξονα του επιχώματος και κάτω από το άκρο του. Οι υπερπίεσεις πόρων μειώνονται με το βάθος καθώς και με την απόσταση από τον άξονα του επιχώματος. Σε μικρά βάθη κάτω από τον άξονα του επιχώματος $\Delta u \approx 50$ kPa, δηλαδή περίπου ίση με την υπερπίεση πόρων κατά τη μονοδιάστατη συμπίεση.

4. Το Σχήμα 12.5 παρουσιάζει τους κύκλους Mohr και τις διαδρομές των ολικών και ενεργών τάσεων των σημείων A₁ και A₂ κατά την αστράγγιστη φόρτιση. Η διαδρομή των ολικών τάσεων παριστάνεται από την όδευση (1-2-3), όπου το σημείο 1 αντιστοιχεί στην αρχική (γεωστατική) κατάσταση. Η αντίστοιχη διαδρομή των ενεργών τάσεων (ΔΕΤ) ακολουθεί την όδευση (1'-2'-3'). Στο σχήμα είναι σημειωμένη και η περιβάλλουσα αστοχίας Coulomb. Οι ΔΕΤ των σημείων που εξετάστηκαν **προσεγγίζουν την αστοχία, δηλαδή η ταχεία κατασκευή του επιχώματος τείνει να οδηγήσει το έδαφος σε αστοχία**, επειδή οι διατμητικές τάσεις αυξάνουν. Ειδικότερα, η διαδρομή ενεργών τάσεων του σημείου A₂ **φθάνει στην αστοχία** (ο κύκλος Mohr εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας). Η κατάσταση αυτή δεν οδηγεί σε καταστροφή του επιχώματος με γενικευμένη αστοχία, επειδή η αστοχία περιορίζεται σε μία περιοχή κοντά στη γωνία του επιχώματος (τοπική αστοχία). Αν όμως η φόρτιση συνεχισθεί (με



Σχ. 12.4: Κατανομές της υπερπίεσης πόρων με το βάθος

(1-2-3), όπου το σημείο 1 αντιστοιχεί στην αρχική (γεωστατική) κατάσταση. Η αντίστοιχη διαδρομή των ενεργών τάσεων (ΔΕΤ) ακολουθεί την όδευση (1'-2'-3'). Στο σχήμα είναι σημειωμένη και η περιβάλλουσα αστοχίας Coulomb. Οι ΔΕΤ των σημείων που εξετάστηκαν **προσεγγίζουν την αστοχία, δηλαδή η ταχεία κατασκευή του επιχώματος τείνει να οδηγήσει το έδαφος σε αστοχία**, επειδή οι διατμητικές τάσεις αυξάνουν. Ειδικότερα, η διαδρομή ενεργών τάσεων του σημείου A₂ **φθάνει στην αστοχία** (ο κύκλος Mohr εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας). Η κατάσταση αυτή δεν οδηγεί σε καταστροφή του επιχώματος με γενικευμένη αστοχία, επειδή η αστοχία περιορίζεται σε μία περιοχή κοντά στη γωνία του επιχώματος (τοπική αστοχία). Αν όμως η φόρτιση συνεχισθεί (με



Σχ. 12.5: Διαδρομές ολικών και ενεργών τάσεων

περαιτέρω αύξηση του ύψους του επιχώματος), τότε η περιοχή τοπικής αστοχίας θα επεκταθεί και τελικά θα καλύψει το σύνολο της βάσης του επιχώματος, οπότε θα αναπτυχθεί επιφάνεια ολίσθησης και γενικευμένη αστοχία (θραύση του εδάφους). Αξίζει να σημειωθεί ότι η περιοχή τοπικής αστοχίας (όπως γύρω από το σημείο A_2) **δεν** υπόκειται σε μεγάλες διατμητικές παραμορφώσεις, επειδή περιορίζεται από τις γειτονικές περιοχές που δεν έχουν αστοχήσει. Απλώς, τα σημεία που έχουν αστοχήσει **δεν μπορούν να αναλάβουν μεγαλύτερες διατμητικές τάσεις**. Στην περίπτωση του σημείου A_2 η τελική κατάσταση ενεργών τάσεων, που υπολογίστηκε με χρήση της θεωρίας ελαστικότητας, έχει φθάσει στην κατάσταση αστοχίας. Είναι προφανές ότι η θεωρία Ελαστικότητας δεν μπορεί να προβλέψει την αστοχία του εδαφικού υλικού και έτσι αν το ύψος του επιχώματος αυξηθεί, η διαδρομή ενεργών τάσεων που προβλέπει η θεωρία Ελαστικότητας θα προχωρήσει πέραν της αστοχίας, δηλαδή θα οδηγήσει σε διατμητικές τάσεις μεγαλύτερες από τη διατμητική αντοχή του υλικού. Στην πραγματικότητα, μετά την αστοχία (στο σημείο $2'$) η διαδρομή των ενεργών τάσεων δεν μεταβάλλεται ($2' \equiv 3'$), ενώ η διαδρομή των ολικών τάσεων μετακινείται οριζόντια προς τα δεξιά ($2-3$), δηλαδή **το σημείο φορτίζεται** (το σ_1 αυξάνει) **με ισόποση αύξηση της σ_3 και της πίεσης πόρων χωρίς μεταβολή της διατμητικής τάσης**, οπότε η φόρτιση ανακατανέμεται στο εσωτερικό της εδαφικής μάζας με μεταφορά τάσεων από περιοχές που έχουν αστοχήσει σε περιοχές που δεν έχουν αστοχήσει.

Από τις παραμορφώσεις στην κατακόρυφη διεύθυνση κατά την αστράγγιστη φόρτιση μπορεί να υπολογισθεί η υποχώρηση της επιφάνειας του εδάφους στον άξονα του επιχώματος (στα άλλα σημεία η υποχώρηση θα είναι προφανώς διαφορετική):

$$\rho_o = \sum \Delta \varepsilon_z \cdot \Delta H \approx \Delta \varepsilon_{z1} \Delta H_1 + \Delta \varepsilon_{z2} \Delta H_2 = 4.11 \times 10^{-3} \times 1000 + 4.17 \times 10^{-3} \times 1000 = 8.28 \text{ cm}$$

Η υποχώρηση αυτή οφείλεται αποκλειστικά σε διατμητικές παραμορφώσεις χωρίς μεταβολή του όγκου (υποχώρηση κάτω από το επίχωμα και ανύψωση του εδάφους γύρω από αυτό).

Οι υπερπίεσεις πόρων που αναπτύσσονται κατά την ταχεία κατασκευή του επιχώματος δεν βρίσκονται σε ισορροπία με τις συνοριακές συνθήκες (ελεύθερη στράγγιση πάνω και κάτω), οπότε βαθμιαία εκτονώνονται και η συμπιεστή αργιλική στρώση στερεοποιείται. Ο Πίνακας 12.1 παρουσιάζει και τις μεταβολές τάσεων (ως προς την αρχική γεωστατική κατάσταση) υπό στραγγισμένες συνθήκες, δηλαδή μετά το τέλος της στερεοποίησης. Οι μεταβολές αυτές υπολογίστηκαν από τις γνωστές σχέσεις ελαστικότητας (όπως και κατά την αστράγγιστη φόρτιση), αλλά με χρήση των **πραγματικών** ιδιοτήτων του εδαφικού σκελετού ($E = 4.3 \text{ MPa}$, $\nu = 0.30$). Επειδή κατά τη φόρτιση απειρομήκους λωρίδας οι μεταβολές των τάσεων είναι ανεξάρτητες από τις ελαστικές σταθερές του εδάφους, οι ολικές τάσεις παραμένουν σταθερές κατά τη στερεοποίηση και συνεπώς η διαδρομή των ολικών τάσεων (3 - 4) αντιστοιχεί σε σημείο (3 $\equiv$ 4). Αντίθετα, η διαδρομή των ενεργών τάσεων είναι μία οριζόντια γραμμή προς τα δεξιά (3' - 4'), που ισοδυναμεί με αύξηση των ενεργών τάσεων, ώστε τελικά η απόσταση (4' - 4) να είναι ίση με την υδροστατική πίεση πόρων (u_o) στο συγκεκριμένο βάθος (όση δηλαδή και πριν την κατασκευή του επιχώματος). Κατά τη στερεοποίηση η εντατική κατάσταση των εδαφικών στοιχείων που εξετάστηκαν απομακρύνεται από την αστοχία, δηλαδή **ο βαθμός ασφαλείας του επιχώματος αυξάνει**. Συνεπώς: κατά τη φόρτιση των μαλακών αργίλων (οι οποίες αναπτύσσουν θετικές πιέσεις πόρων κατά τη διάτμηση) η δυσμενέστερη κατάσταση ως προς την αστοχία είναι αμέσως μετά την κατασκευή, ενώ ο βαθμός ασφαλείας αυξάνει με την πάροδο του χρόνου. Η αρχή αυτή εφαρμόζεται κατά τη σταδιακή κατασκευή υψηλών επιχωμάτων σε περισσότερες της μιας βαθμίδες ύψους. Κατά τη μέθοδο αυτή οι βαθμίδες κατασκευάζονται με κάποια χρονική καθυστέρηση, ώστε να μεσολαβεί επαρκής στερεοποίηση του εδάφους.

Η συνολική υποχώρηση της επιφάνειας του εδάφους στον άξονα του επιχώματος μετά το πέρας της στερεοποίησης μπορεί να υπολογισθεί από τις κατακόρυφες παραμορφώσεις $\Delta \varepsilon_z$:

$$\rho_{\infty} = \sum \Delta \varepsilon_{iz} \cdot \Delta H_i = 8.13 \times 10^{-3} \times 1000 + 6.21 \times 10^{-3} \times 1000 = 14.34 \text{ cm}$$

δηλαδή το μέσον του επιχώματος υποχωρεί κατά τη στερεοποίηση $14.34 - 8.28 \approx 6 \text{ cm}$. Οι υποχωρήσεις της επιφάνειας του εδάφους είναι μικρές, επειδή η φόρτιση λόγω του βάρους του επιχώματος είναι μικρή (50 kPa μόνον).

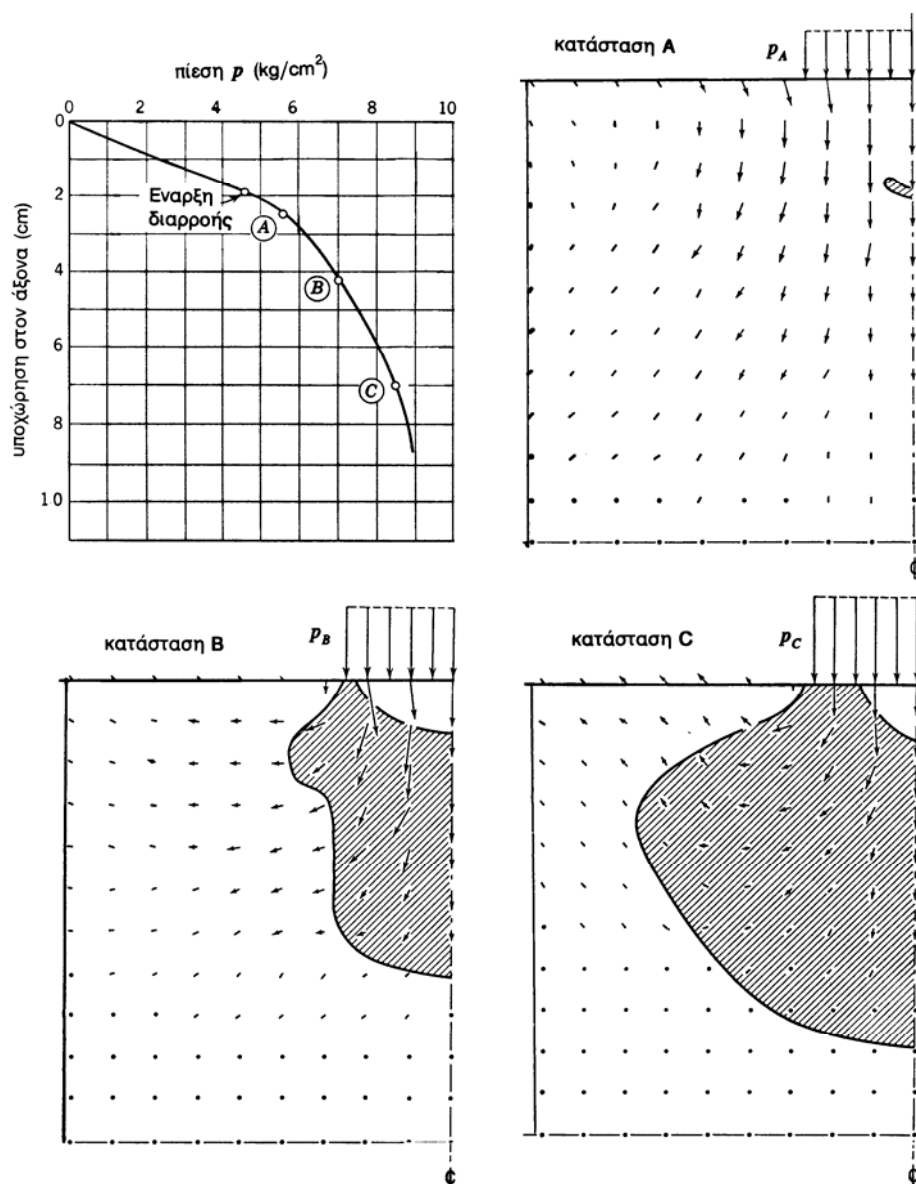
Η χρονική εξέλιξη των υποχωρήσεων μπορεί να εκτιμηθεί με την παραδοχή ότι η στερεοποίηση συμβαίνει μόνο στην κατακόρυφη διεύθυνση (όχι απόλυτα ακριβής παραδοχή, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως). Στην περίπτωση αυτή ο χρόνος που απαιτείται (πρακτικά) για την περάτωση της στερεοποίησης είναι:

$$t_{\infty} \approx \frac{H_d^2}{c_v} = \frac{10^2}{2} = 50 \text{ έτη}$$

Στη συνέχεια, η εκτίμηση της υποχώρησης του εδάφους σε κάθε χρονική στιγμή μπορεί να γίνει με τις καμπύλες $U - T_v$, που αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 7.

12.2 Φέρουσα Ικανότητα Αβαθών Θεμελίων

Όταν η ένταση της φόρτισης που επιβάλλεται στο έδαφος (όπως στο προηγούμενο παράδειγμα από το ομοιόμορφο λωριδωτό φορτίο) είναι σημαντική,



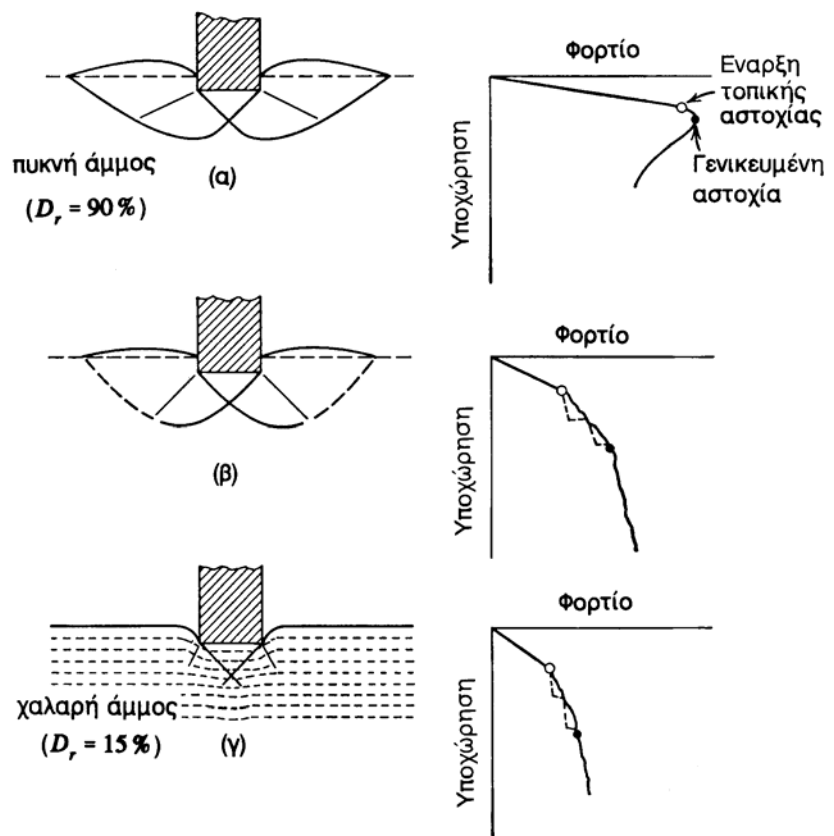
Σχ. 12.6: Εξέλιξη ζώνης τοπικής αστοχίας

κάτω από το φορτίο αναπτύσσεται μία ζώνη τοπικής αστοχίας, η οποία βαθμιαία επεκτείνεται και τελικώς, όταν διευρυνθεί πολύ, το έδαφος οδηγείται σε γενικευμένη αστοχία με μεγάλες παραμορφώσεις. Το Σχήμα 12.6 παρουσιάζει μία τυπική καμπύλη φορτίου-υποχώρησης για ένα λωριδωτό φορτίο στην επιφάνεια ελαστοπλαστικού εδάφους. Στην καμπύλη είναι σημειωμένες μία κατάσταση με περιορισμένη τοπική αστοχία (Α) και δύο καταστάσεις (Β και C) που αντιστοιχούν σε μεγαλύτερα φορτία. Οι γραμμοσκιασμένες περιοχές δείχνουν την έκταση της ζώνης αστοχίας σε κάθε περίπτωση.

Το Σχήμα 12.7 παρουσιάζει τους μηχανισμούς παραμόρφωσης κατά τη γενικευμένη αστοχία ενός λωριδωτού θεμελίου (α) σε μία πυκνή άμμο, (β) σε μία άμμο μέσης πυκνότητας και (γ) σε μία χαλαρή άμμο. Στην πυκνή άμμο αναπτύσσονται δύο σπειροειδείς επιφάνειες ολίσθησης και η βύθιση του θεμελίου κατά την αστοχία συνοδεύεται από σημαντική ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους γύρω από το θεμέλιο, η οποία οφείλεται στη διασταλτικότητα των πυκνών άμμων (αύξηση του όγκου κατά τη διάτμηση). Αντίθετα, στη χαλαρή άμμο δεν αναπτύσσονται οι χαρακτηριστικές επιφάνειες ολίσθησης, επειδή η άμμος

συμπίεζεται κατά τη φόρτιση (ο όγκος της μικραίνει) και συνεπώς η βύθιση του θεμελίου δεν δημιουργεί σημαντική τάση για ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Τέλος, η αστοχία της άμμου μέσης πυκνότητας γίνεται με ενδιάμεση μορφή μεταξύ της πυκνής και της χαλαρής άμμου.

Το μέγιστο φορτίο που μπορεί να αναλάβει ένα θεμέλιο πριν αστοχήσει ονομάζεται **φορτίο αστοχίας ή οριακό φορτίο** (Q_{ult}) και η αντίστοιχη πίεση στη βάση του θεμελίου ονομάζεται **πίεση αστοχίας ή οριακή πίεση** (q_{ult}). Η πίεση



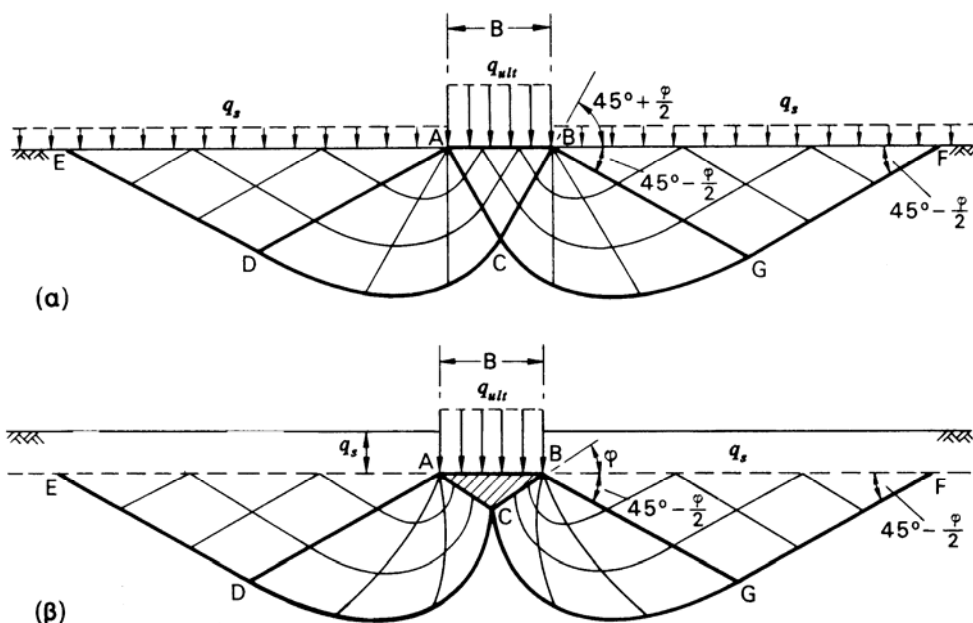
Σχ. 12.7: Αστοχία θεμελίου σε άμμους

αστοχίας εξαρτάται προφανώς από τη μορφή και τις διαστάσεις του θεμελίου και τις ιδιότητες του εδάφους θεμελίωσης. Συνεπώς, ο υπολογισμός της πίεσης αστοχίας εξαρτάται άμεσα από τον καταστατικό νόμο τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους θεμελίωσης. Το απλούστερο μοντέλο εδάφους για την εκτίμηση του φορτίου αστοχίας θεμελίων είναι το αρχικά-απαραμόρφωτο και στη συνέχεια τελείως-πλαστικό υλικό¹, δηλαδή ένα υλικό που δεν παραμορφώνεται μέχρι την κατάσταση αστοχίας και στη συνέχεια αναπτύσσει διακριτές επιφάνειες ολίσθησης, στις οποίες η διατμητική τάση παραμένει σταθερή και ίση με τη διατμητική αντοχή σε κάθε θέση (όπως προσδιορίζεται από το κριτήριο αστοχίας). Ο προσδιορισμός των επιφανειών ολίσθησης (χαρακτηριστικές γραμμές), οι οποίες ικανοποιούν το κριτήριο αστοχίας του Coulomb, αποτελεί αντικείμενο της **Θεωρίας των Χαρακτηριστικών**. Το Σχήμα 12.8 παρουσιάζει τις σπειροειδείς χαρακτηριστικές γραμμές που προσδιορίστηκαν από τον K. Terzaghi κάτω από ένα απειρομήκες λωριδωτό θεμέλιο: (α) με λεία βάση και (β) με τραχεία βάση. Στην περίπτωση του λωριδωτού θεμελίου με λεία βάση που εδράζεται σε ξηρό έδαφος, η επίλυση με τις χαρακτηριστικές καταλήγει στην ακόλουθη σχέση (εξίσωση Terzaghi) για την πίεση αστοχίας:

$$q_{ult} = c N_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma + q_s N_q \quad (12.1)$$

όπου B είναι το πλάτος του θεμελίου, q_s είναι η επιφόρτιση γύρω από το θεμέλιο στη στάθμη έδρασης, γ ($= \rho g$) είναι το ειδικό βάρος του εδάφους και (c , ϕ) είναι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους. Οι συντελεστές N_c , N_γ , N_q

¹ Η θεωρία Ελαστικότητας δεν προβλέπει αστοχία και συνεπώς δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας θεμελίων.

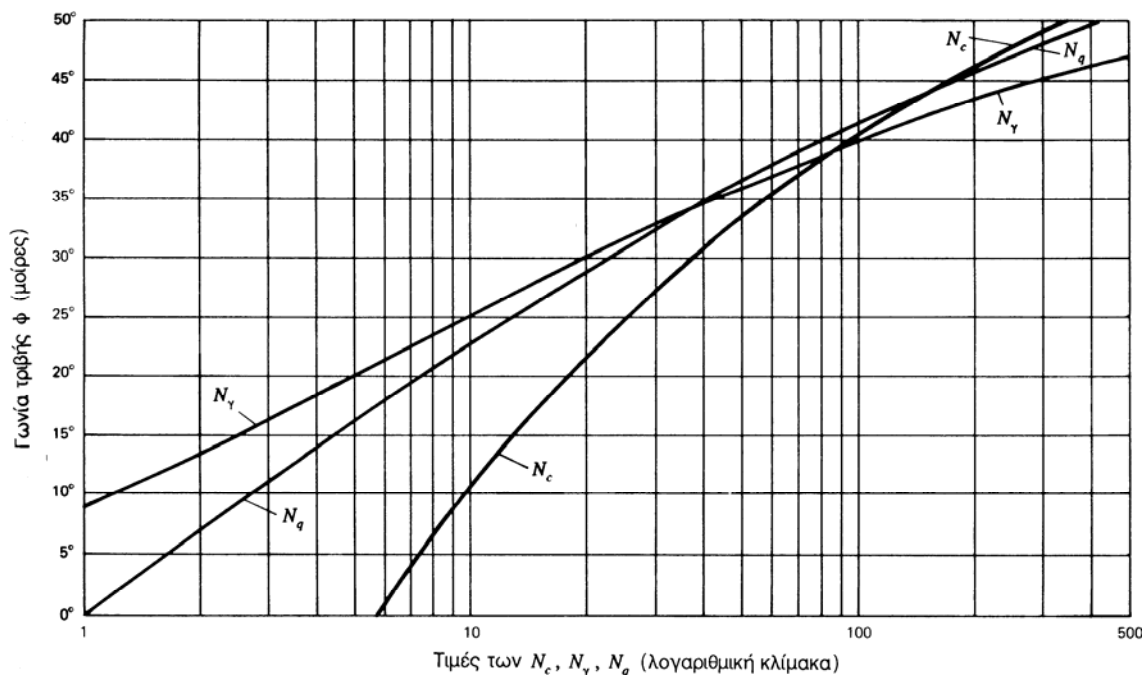


Σχ. 12.9: Χαρακτηριστικές γραμμές αστοχίας αβαθών θεμελίων

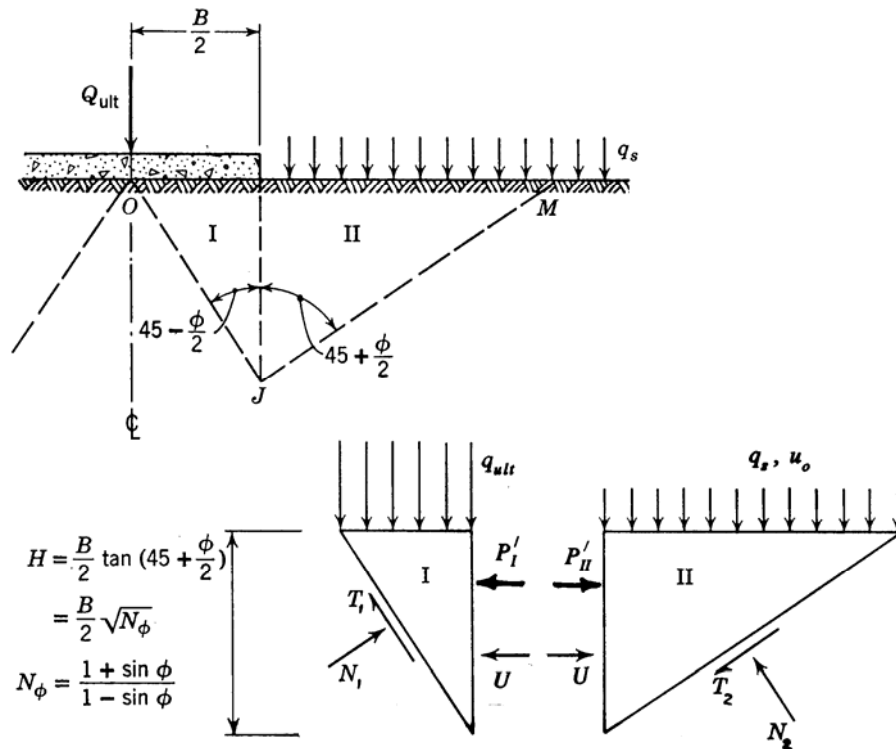
εξαρτώνται από τη γωνία τριβής (ϕ) του εδάφους και οι τιμές τους δίνονται στο Σχήμα 12.9. Στα επόμενα δίνεται μία απλοποιημένη "απόδειξη" της εξίσωσης Terzaghi, ώστε να καταστεί σαφής η μέθοδος υπολογισμού του οριακού φορτίου και οι σχετικές παραδοχές.

Το Σχήμα 12.10 παρουσιάζει ένα λωριδωτό θεμέλιο απείρου μήκους με πλάτος B , θεμελιωμένο σε μικρό βάθος από την επιφάνεια του εδάφους. Η υδατική πίεση στη στάθμη έδρασης του θεμελίου είναι u_o (λόγω του υδροφόρου ορίζοντα) και η κατακόρυφη ολική τάση γύρω από το θεμέλιο στη στάθμη έδρασής του είναι q_s . Ο υπολογισμός του οριακού φορτίου $Q_{ult} = q_{ult} \cdot B$ βασίζεται στις εξής παραδοχές:

1. Η μορφή της επιφάνειας αστοχίας είναι συμμετρική ως προς τον άξονα του θεμελίου και η μάζα που αστοχεί αποτελείται από τα πρίσματα (I) και (II). Το

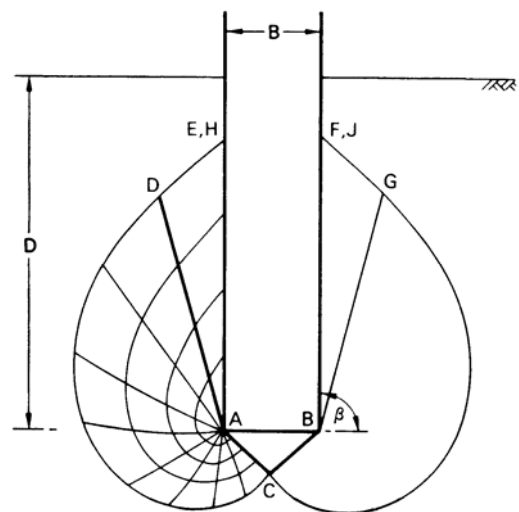


Σχ. 12.8: Συντελεστές υπολογισμού πίεσης αστοχίας



Σχ. 12. 11: Οριακό φορτίο λωριδωτού θεμελίου

- πρίσμα (I) αστοχεί με μέγιστη κύρια τάση την κατακόρυφη και συνεπώς η επιφάνεια ολίσθησης σχηματίζει γωνία $45 + \phi/2$ ως προς την οριζόντια. Το πρίσμα (II) πιέζεται από το πρίσμα (I) στην οριζόντια διεύθυνση και αστοχεί με μέγιστη κύρια τάση την οριζόντια, οπότε η επιφάνεια ολίσθησης σχηματίζει γωνία $45 + \phi/2$ ως προς την κατακόρυφο. Ο συνδυασμός των δύο ευθύγραμμων επιφανειών ολίσθησης είναι κινηματικά εφικτός και προσεγγίζει την (ακριβέστερη) λογαριθμική σπείρα του Σχήματος 12.8.
- Η αλληλεπίδραση των δύο πρισμάτων στην κατακόρυφη επιφάνεια επαφής γίνεται χωρίς τριβές, δηλαδή αναπτύσσονται μόνον οι ίσες και αντίθετες ορθές ενεργές δυνάμεις P'_I και P'_{II} και η δύναμη της υδατικής πίεσης U .
 - Το έδαφος πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης ασκεί μόνον την επιφόρτιση q_s , δηλαδή δεν συνεισφέρει στο οριακό φορτίο με τη διατμητική του αντοχή. Η παραδοχή αυτή δεν οδηγεί σε μεγάλο σφάλμα **αν το βάθος θεμελίωσης είναι μικρό**. Αντίθετα, αν το βάθος θεμελίωσης είναι μεγάλο (τυπικά μεγαλύτερο από τη διάσταση του θεμελίου), το εισαγόμενο σφάλμα είναι σημαντικό επειδή η συνεισφορά της διατμητικής αντοχής του εδάφους πάνω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου είναι μεγάλη. Κατά τον υπολογισμό του οριακού φορτίου των βαθιών θεμελιώσεων (πασσάλων), η διατμητική αντοχή του εδάφους πάνω από τη στάθμη της αιχμής του πασσάλου δεν



Σχ. 12. 10: Χαρακτηριστικές αστοχίες βαθείας θεμελίωσης

αμελείται (βλέπε Σχήμα 12.11) και συνεπώς για τις ίδιες εδαφικές συνθήκες το οριακό φορτίο της αιχμής ενός πασσάλου είναι μεγαλύτερο από το οριακό φορτίο μιας όμοιας επιφανειακής θεμελίωσης.

Σύμφωνα με τα προηγούμενα, η κατά Coulomb αστοχία του πρίσματος II καταλήγει στη γνωστή σχέση (εξίσωση 9.10):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

ή ισοδύναμα:

$$\frac{P'_II}{H} = [(q_s - u_o) + 0.5\gamma' H] N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (12.2)$$

όπου: $N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$ και ο όρος $0.5\gamma' H$ δίνει τη συνεισφορά του ίδιου βάρους του εδάφους (υπό άνωση ειδικό βάρος γ') στην κατακόρυφη ενεργό τάση στο μέσον του ύψους της επιφάνειας επαφής των δύο πρισμάτων. Αντίστοιχα, η κατά Coulomb αστοχία του πρίσματος I δίνει:

$$(q_{ult} - u_o) + 0.5\gamma' H = \frac{P'_I}{H} N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (12.3)$$

Επίσης, από τη γεωμετρία προκύπτει ότι:

$$H = \frac{B}{2} \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{B}{2} \sqrt{N_\phi} \quad (12.4)$$

Τελικώς, επειδή $P'_I = P'_II$, οι σχέσεις (12.2) και (12.3) δίνουν:

$$q_{ult} = u_o + cN_c + 0.5\gamma' B N_\gamma + (q_s - u_o) N_q \quad (12.5)$$

όπου: $N_c = 2(N_\phi + 1)\sqrt{N_\phi}$, $N_\gamma = 0.5(N_\phi^2 - 1)\sqrt{N_\phi}$, $N_q = N_\phi^2$, σχέσεις που δίνουν την εξάρτηση των συντελεστών N από τη γωνία τριβής του εδάφους (βλέπε και Σχήμα 12.9). Η σχέση (12.5) έχει τη γνωστή μορφή της εξίσωσης Terzaghi (εξίσωση 12.1) και επιπλέον περιλαμβάνει την επιρροή της υδατικής πίεσης στη στάθμη έδρασης του θεμελίου, σε περίπτωση που υπάρχει στάθμη υδροφόρου ορίζοντα. Ειδικότερα:

1. Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι πάνω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου, η σχέση (12.5) εφαρμόζεται με την παραπάνω μορφή.
2. Όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται σε βάθος Z_w κάτω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου, όπου: $Z_w < H = 0.5B\sqrt{N_\phi}$, τότε (προφανώς) $u_o = 0$ και, επιπλέον, ο όρος $0.5\gamma' B N_\gamma$ της σχέσης (12.5) αντικαθίσταται από τον όρο: $0.5 [Z_w \gamma + (H - Z_w) \gamma'] B N_\gamma$, επειδή μόνον ένα τμήμα του εδάφους κάτω από τη στάθμη έδρασης του θεμελίου βρίσκεται υπό άνωση. Τέλος, όταν $Z_w > H$, στη σχέση (12.5) τίθεται το ολικό ειδικό βάρος (γ) του εδάφους αντί του υπό άνωση ειδικού βάρους (γ').

Ο ανωτέρω υπολογισμός του οριακού φορτίου του θεμελίου έγινε ως προς τις **ενεργές τάσεις**, επειδή ως γνωστόν η αστοχία του εδάφους διέπεται από τις ενεργές τάσεις. Όμως, στην περίπτωση κορεσμένων εδαφών όταν η φόρτιση είναι αρκετά ταχεία ώστε να μην προλάβει να συμβεί στερεοποίηση (αστράγγιστες συνθήκες), η ανάλυση της αστοχίας μπορεί **ισοδύναμα** να γίνει και ως προς τις **ολικές τάσεις** με χρήση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (c_u) του εδάφους και μηδενική "γωνία τριβής" ($\phi_u = 0$) (βλέπε εδάφιο 9.5). Στην περίπτωση αυτή: $N_\phi = 1$, $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$ και $N_c = 5.14$ (αντί της τιμής $N_c = 4$ που προβλέπει η απλοποιημένη θεώρηση των δύο πρισμάτων), οπότε η σχέση (12.5) γράφεται:

$$q_{ult} = 5.14 c_u + q_s \quad (12.6)$$

Η εξίσωση (12.6) δίνει την οριακή πίεση ενός επιφανειακού λωριδωτού θεμελίου που εδράζεται σε κορεσμένη άργιλο, όταν η φόρτιση είναι ταχεία (αστράγγιστες συνθήκες).

Σε θεμέλια που δεν μπορούν να προσομοιασθούν με απειρομήκη λωρίδα, η οριακή πίεση υπολογίζεται από σχέσεις της ίδιας μορφής με τις προηγούμενες και διορθωτικούς **συντελεστές σχήματος** (S):

$$q_u = u_o + c N_c S_c + 0.5 \gamma' B N_\gamma S_\gamma + (q_s - u_o) N_q S_q \quad (12.7)$$

Οι συντελεστές (S) έχουν τις εξής τιμές:

1. Για κυκλικό θεμέλιο με διάμετρο B :

$$S_c = 1.3, \quad S_\gamma = 0.6, \quad S_q = 1$$

2. Για ορθογωνικό θεμέλιο με διαστάσεις L και B ($L > B$):

$$S_c = 1 + 0.3 \frac{B}{L}, \quad S_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L}, \quad S_q = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

12.3 Πλευρικές Ωθήσεις Γαιών - Τοίχοι Αντιστήριξης

Τα εδάφη, λόγω του βάρους των, ασκούν πιέσεις (**πλευρικές ωθήσεις**) στα κατακόρυφα στοιχεία που τα περιορίζουν. Η πιο συνηθισμένη ίσως περίπτωση είναι η πλευρική ώθηση που ασκείται κατά τη γεωστατική κατάσταση (δηλαδή όταν παρεμποδίζεται η πλευρική παραμόρφωση), οπότε:

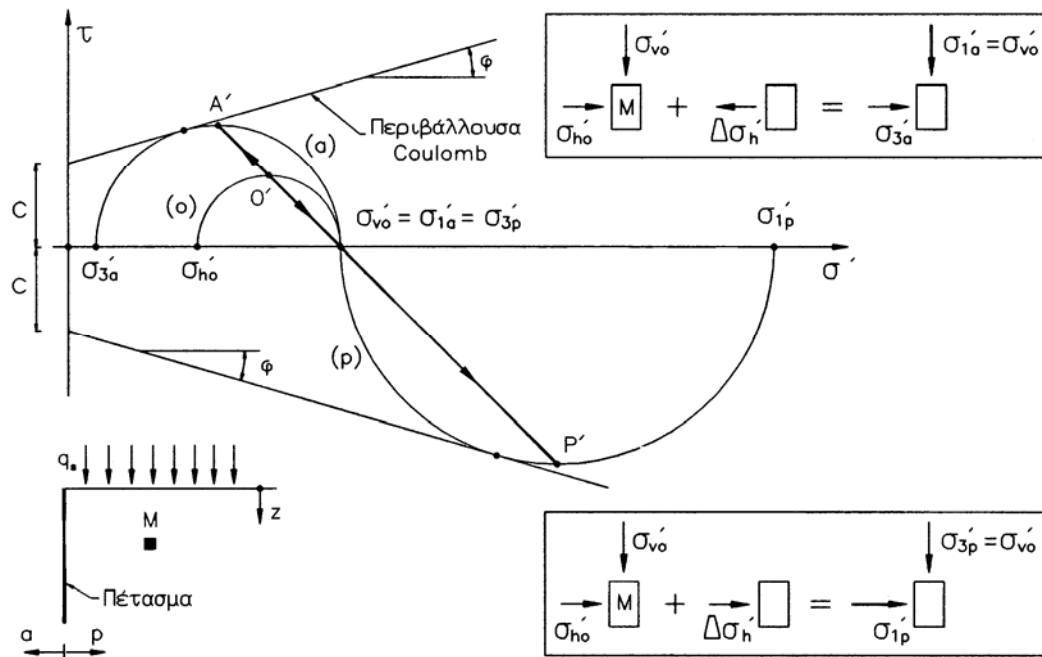
$$\sigma_h = u + \sigma'_h = u + K_o \sigma'_v \quad (12.8)$$

όπου σ'_v είναι η κατακόρυφη ενεργός τάση σε κάποια στάθμη (λόγω του βάρους των υπερκείμενων γαιών και τυχόν επιφόρτισης), u είναι η πίεση πόρων και K_o ο **συντελεστής πλευρικής ώθησης για παρεμπόδιση της πλευρικής παραμόρφωσης**.

Η εκτίμηση των ωθήσεων που ασκούν τα εδαφικά υλικά είναι απαραίτητη σε πολλούς τύπους κατασκευών όπως τοίχοι αντιστήριξης γαιών, περιμετρικά τοιχεία υπογείων, αντιστηρίξεις εκσκαφών, επενδύσεις σηράγγων κλπ.

Το κυριότερο χαρακτηριστικό της ώθησης γαιών είναι ότι το μέγεθος της εξαρτάται από την **πλευρική μετακίνηση**, δηλαδή από τη δυνατότητα του στοιχείου που δέχεται την ώθηση να ενδώσει στην οριζόντια διεύθυνση ή να κινηθεί προς το έδαφος και να το συμπίεσει. Τα ανωτέρω μπορούν να γίνουν καλύτερα κατανοητά με το Σχήμα 12.12, το οποίο παρουσιάζει ένα εδαφικό στοιχείο (M) με γεωστατική ένταση ($\sigma'_{vo} = q_s + \gamma z$, $\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo}$) και τον αντίστοιχο κύκλο Mohr (O). Το έδαφος περιορίζεται από ένα κατακόρυφο πέτασμα, το οποίο μπορεί να κινηθεί στην οριζόντια διεύθυνση είτε προς το στοιχείο (M) (διεύθυνση " p ") είτε απομακρυνόμενο από αυτό (διεύθυνση " a "). Αν θεωρηθεί ότι το πέτασμα είναι λείο (δηλαδή ότι δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στην επιφάνεια επαφής του με το έδαφος), κατά την κίνηση του πετάσματος η εντατική κατάσταση του σημείου M θα μεταβληθεί χωρίς στροφή των κυρίων τάσεων και χωρίς μεταβολή της κατακόρυφης τάσης (σ'_{vo}). Εάν το πέτασμα κινηθεί στη διεύθυνση " a " η οριζόντια τάση θα μειωθεί, ενώ αν κινηθεί στη διεύθυνση " p " η οριζόντια τάση θα αυξηθεί. Αν η κίνηση συνεχισθεί, η οριζόντια τάση θα συνεχίσει να μεταβάλλεται μέχρις ότου το εδαφικό στοιχείο M αστοχήσει. Το Σχήμα 12.12 παρουσιάζει τις διαδρομές τάσεων O'A' και O'P', τους κύκλους αστοχίας (a) και (p) και τις αντίστοιχες οριζόντιες ενεργές τάσεις:

$$\sigma'_{ha} \equiv \sigma'_{3a} = \sigma'_{vo} \frac{1}{N_\phi} - 2c \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \quad (12.9\alpha)$$



Σχ. 12.12: Ενεργητική και παθητική ώθηση γαιών

$$\sigma'_{hp} \equiv \sigma'_{1p} = \sigma'_{vo} N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (12.9\beta)$$

όπου: $N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$. Οι οριακές καταστάσεις (a) και (p) ονομάζονται **ενεργητική** και **παθητική** κατάσταση αντίστοιχα, ενώ οι οριακές πλευρικές τάσεις σ'_{ha} , σ'_{hp} ονομάζονται **ενεργητική** και **παθητική** τάση αντίστοιχα. Η ενεργητική και παθητική οριακή κατάσταση ονομάζονται γενικώς **καταστάσεις Rankine** από το όνομα του επιστήμονα που τις μελέτησε.

Στα μή-συνεκτικά εδάφη (δηλαδή όταν $c = 0$) ορίζονται οι εξής συντελεστές:

1. Ο **συντελεστής ενεργητικής ώθησης**:

$$K_a \equiv \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{vo}} = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (12.10\alpha)$$

δηλαδή ο λόγος της ενεργητικής τάσης προς την κατακόρυφη ενεργό τάση και

2. Ο **συντελεστής παθητικής ώθησης**:

$$K_p \equiv \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_{vo}} = N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (12.10\beta)$$

δηλαδή ο λόγος της παθητικής τάσης προς την κατακόρυφη ενεργό τάση.

Η πλευρική ώθηση στο πέτασμα κατά την κίνηση στη διεύθυνση "a" κυμαίνεται μεταξύ των τιμών σ'_{ho} (μέγιστη) και σ'_{ha} (ελάχιστη), ενώ κατά την κίνηση στη διεύθυνση "p" κυμαίνεται μεταξύ των τιμών σ'_{ho} (ελάχιστη) και σ'_{hp} (μέγιστη).

Η παραμόρφωση που απαιτείται για να επιτευχθούν οι οριακές καταστάσεις εξαρτάται από το είδος του εδαφικού υλικού (κοκκώδες ή συνεκτικό) και την κατάσταση του (σχετική πυκνότητα ή συνεκτικότητα). Μία τυπική μεταβολή του συντελεστή ώθησης με την οριζόντια παραμόρφωση του εδάφους παρουσιάζεται στο Σχήμα 12.13 για μία μεσόκοκκη πυκνή άμμο. Η παθητική οριακή κατάσταση επιτυγχάνεται σε πολύ μεγαλύτερη παραμόρφωση από ότι η ενεργητική οριακή κατάσταση. Επίσης, οι χαλαρές άμμοι απαιτούν μεγαλύτερη παραμόρφωση από τις πυκνές για να φθάσουν στην οριακή κατάσταση, όπως και οι κανονικά

στερεοποιημένες άργιλοι απαιτούν μεγαλύτερη παραμόρφωση από τις ισχυρά υπερστερεοποιημένες.

Οι ανωτέρω ορισμοί των οριακών καταστάσεων αναφέρονται σε ένα εδαφικό στοιχείο με μικρές διαστάσεις. Στην περίπτωση εκτεταμένων εδαφικών μαζών που αντιστηρίζονται με κατακόρυφα πετάσματα (τοίχους αντιστήριξης, τοιχία, επενδύσεις κλπ.), το σύνολο της εδαφικής μάζας πίσω από το πέτασμα φθάνει στην οριακή κατάσταση Rankine υπό τις εξής προϋποθέσεις:

1. Η επιφάνεια του εδάφους είναι επίπεδη και η αρχική εντατική κατάσταση γεωστατική και ομοιόμορφη.
2. Το πέτασμα είναι κατακόρυφο και λείο, δηλαδή δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στην επιφάνεια επαφής πετάσματος και εδάφους.
3. Το πέτασμα στρέφεται περί τη βάση του.

Με τις ανωτέρω προϋποθέσεις, όταν το έδαφος πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης φθάσει στην οριακή κατάσταση Rankine, η συνολική δύναμη (ώθηση) που ασκείται στον τοίχο μπορεί να υπολογισθεί. Κατά την ενεργητική κατάσταση σε τοίχο ύψους H που αντιστηρίζει ένα ξηρό εδαφικό υλικό με οριζόντια επιφάνεια, ισχύει:

$$\sigma'_{ha} = \frac{1}{N_\phi} \sigma'_{vo} - 2c \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \quad (12.11)$$

όπου: $\sigma'_{vo} = q_s + \gamma z$, δηλαδή η ενεργητική πίεση (σ'_{ha}) στον τοίχο αυξάνει γραμμικά με το βάθος (z). Η συνισταμένη της ενεργητικής πίεσης, δηλαδή η ενεργητική ώθηση, δίνεται από τη σχέση:

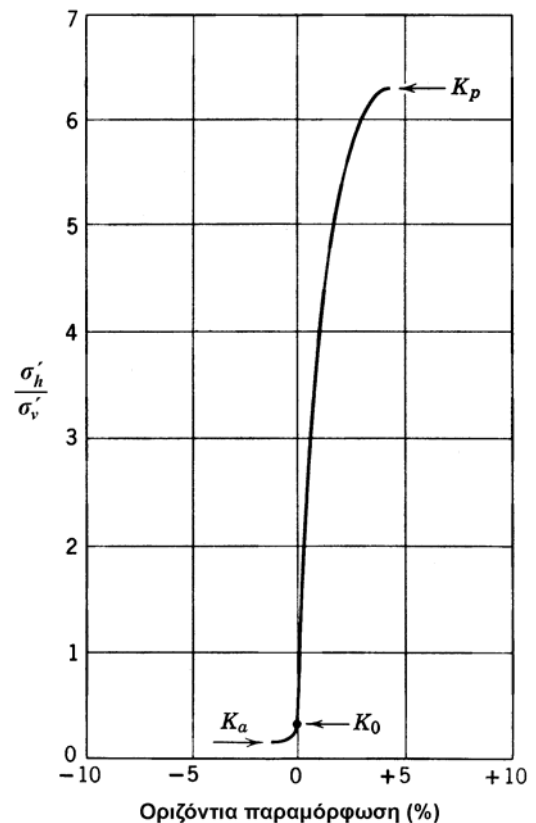
$$P_a = K_a \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q_s H \right) - 2cH \frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \quad (12.12)$$

Η σχέση (12.12) ισχύει για τιμές της συνοχής (c) μικρότερες ή ίσες από:

$$c_o = \frac{q_s}{2\sqrt{N_\phi}} \quad (12.13)$$

Όταν $c > c_o$, η τιμή της σ'_{ha} είναι αρνητική, δηλαδή εφελκυστική, στο ανώτερο τμήμα του τοίχου (από την εξίσωση 12.11), ενώ είναι προφανές ότι η επιφάνεια επαφής τοίχου-γαιών δεν μπορεί να αναλάβει εφελκυστικές τάσεις. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να υπολογισθεί το βάθος $Z_{cr} = 2c\sqrt{N_\phi}/\gamma$ από την επιφάνεια του εδάφους, στο οποίο αναπτύσσονται οι εφελκυστικές τάσεις, και να υπολογισθεί η συνισταμένη μόνον των ενεργητικών τάσεων (σ'_{ha}) κάτω από τη στάθμη (Z_{cr}), που είναι:

$$P_a = \frac{1}{2} (H - Z_{cr}) (q_s + \gamma H - 2c\sqrt{N_\phi}) \quad (12.14)$$



Σχ. 12.13: Συντελεστής ενεργητικής και παθητικής ώθησης

Κατά την παθητική κατάσταση πίσω από ένα τοίχο που αντιστηρίζει ξηρό εδαφικό υλικό, όταν η επιφάνεια του εδάφους είναι οριζόντια, ισχύει:

$$\sigma'_{hp} = N_{\phi} \sigma'_{vo} + 2c\sqrt{N_{\phi}} \quad (12.15)$$

όπου: $\sigma'_{vo} = q_s + \gamma z$, οπότε η ολική παθητική ώθηση στον τοίχο δίνεται από τη σχέση:

$$P_p = K_p \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q_s H \right) + 2cH\sqrt{N_{\phi}} \quad (12.16)$$

Παρατηρήσεις:

1. Στην περίπτωση πολύστρωτου εδαφικού σχηματισμού πρέπει να υπολογίζονται οι οριακές τάσεις σ'_{ha} και σ'_{hp} σε κάθε θέση με χρήση των αντίστοιχων (για κάθε στρώση) παραμέτρων διατμητικής αντοχής (c, ϕ) και στη συνέχεια να υπολογίζεται η συνισταμένη της κατανομής των οριακών τάσεων.
2. Στην περίπτωση που στο έδαφος πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης υπάρχει μόνιμη στάθμη υπογείου ορίζοντα:
 - (α) Υπολογίζονται οι κατανομές των οριακών ενεργών τάσεων με το βάθος. Προφανώς, για τις θέσεις κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα πρέπει να χρησιμοποιείται το υπό άνωση ειδικό βάρος του εδάφους. Στη συνέχεια, υπολογίζεται η συνισταμένη των ενεργών τάσεων που αποτελεί την οριακή **ενεργό ώθηση**.
 - (β) Στην οριακή ενεργό ώθηση προστίθεται η ώθηση που προκύπτει από τις υδροστατικές πιέσεις στον τοίχο αντιστήριξης:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w (H - Z_w)^2 \quad (12.17)$$

όπου Z_w είναι το βάθος του υπογείου ορίζοντα από την επιφάνεια του εδάφους και γ_w το ειδικό βάρος του νερού.

3. Στην περίπτωση που το έδαφος είναι πλήρως κορεσμένο και η κατασκευή του έργου αντιστήριξης γίνεται με ταχύ ρυθμό ώστε να ικανοποιείται η συνθήκη της αστράγγιστης φόρτισης, ο υπολογισμός της ενεργητικής και παθητικής ώθησης μπορεί να γίνει και ως προς τις ολικές τάσεις με χρήση ανάλυσης τύπου " $\phi = 0$ ". Στην περίπτωση αυτή: $N_{\phi} = K_a = K_p = 1$, οπότε, για οριζόντια επιφάνεια εδάφους, η ενεργητική ώθηση δίνεται από τη σχέση:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 + q_s H - 2c_u H \quad (12.18)$$

εφόσον: $c_u \leq q_s/2$ (με το ίδιο όπως προηγουμένως σκεπτικό). Εάν $c_u > q_s/2$, υπολογίζεται ένα κρίσιμο βάθος: $Z_{cr} = 2c_u/\gamma$, οπότε:

$$P_a = \frac{1}{2} (H - Z_{cr})(q_s + \gamma H - 2c_u) \quad (12.19)$$

Αντίστοιχα, η παθητική ώθηση δίνεται από τη σχέση:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + q_s H + 2c_u H \quad (12.20)$$

όπου c_u είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή και γ το ολικό ειδικό βάρος του εδάφους. Εάν το έδαφος αποτελείται από στρώσεις με διαφορετικές τιμές του c_u , υπολογίζεται η κατανομή των σ_{ha} και σ_{hp} με το βάθος και η συνισταμένη τους.

4. Το σημείο εφαρμογής της οριακής ώθησης υπολογίζεται από την κατανομή των οριακών πιέσεων με το βάθος. Σε περίπτωση τριγωνικής κατανομής, το σημείο εφαρμογής της ώθησης βρίσκεται (κατά τα γνωστά) στο ένα τρίτο του ύψους του τοίχου.

Οι προηγούμενες οριακές πλευρικές ωθήσεις γαιών υπολογίσθηκαν με την παραδοχή ότι **στο σύνολο της εδαφικής μάζας πίσω από τον τοίχο αναπτύσσεται η εντατική κατάσταση Rankine (ενεργητική ή παθητική)**. Σε πολλά πρακτικά προβλήματα, όμως, δεν ικανοποιούνται κάποιες από τις προϋποθέσεις για την ανάπτυξη της κατάστασης Rankine, όπως ότι ο τοίχος δεν είναι λείος και κατακόρυφος, η επιφάνεια του εδάφους δεν είναι επίπεδη, η επιφόρτιση q_s δεν είναι σταθερή ή η αρχική κατάσταση δεν είναι γεωστατική. Στις περιπτώσεις αυτές ο προσδιορισμός των οριακών ωθήσεων πρέπει να γίνει με αριθμητικές μεθόδους (συνήθως με τη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων) και χρήση κατάλληλων καταστατικών νόμων συμπεριφοράς του εδάφους.

Σε περιπτώσεις που δεν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις της κατάστασης Rankine, ο υπολογισμός των οριακών ωθήσεων μπορεί να γίνει με τη **μέθοδο Coulomb**, η οποία δεν είναι μεν απόλυτα ακριβής αλλά υπό ορισμένες προϋποθέσεις δίνει παραδεκτές (ελαφρά συντηρητικές) τιμές των ωθήσεων. Κατά τη μέθοδο Coulomb (βλέπε Σχήμα 12.14), εξετάζονται μόνον επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης (όπως η OB) και προσδιορίζεται η δυσμενέστερη, που αποτελεί την οριακή επιφάνεια ολίσθησης. Οι ωθήσεις που προσδιορίζονται με τη μέθοδο Coulomb δεν είναι ακριβείς, επειδή, όταν δεν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις Rankine, η πραγματική οριακή επιφάνεια ολίσθησης δεν είναι επίπεδη (ιδίως στην περίπτωση της παθητικής ώθησης). Εκτός από την παραδοχή της επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης, η μέθοδος θεωρεί ότι και η επιφάνεια του τοίχου είναι επίπεδη. Οι ανωτέρω παραδοχές δεν περιορίζουν σημαντικά το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου, δεδομένου ότι η μέθοδος περιλαμβάνει τριβή μεταξύ γαιών και τοίχου (γωνία τριβής δ), έδαφος με τριβή (γωνία ϕ) και συνοχή c ², τυχαία γεωμετρία της επιφάνειας του εδάφους και τυχαία επιφόρτιση Q στην επιφάνεια του εδάφους. Ο υπολογισμός των οριακών ωθήσεων γίνεται με τη μέθοδο του δυναμοπολύγωνου των δυνάμεων που ενεργούν στο εδαφικό πρίσμα OAB. Οι δυνάμεις αυτές είναι:

- (α) Το βάρος του πρίσματος (W), γνωστό κατά μέγεθος και διεύθυνση.
- (β) Η επιφόρτιση (Q), γνωστή κατά μέγεθος και διεύθυνση.
- (γ) Η δύναμη συνοχής (C), γνωστή κατά μέγεθος και διεύθυνση.
- (δ) Η συνισταμένη (F) της ορθής δύναμης (N) και της δύναμης τριβής (T) που ασκούνται στο επίπεδο ολίσθησης. Η F είναι γνωστή μόνον κατά διεύθυνση, επειδή σχηματίζει γωνία (ϕ) με την κάθετο στο επίπεδο ολίσθησης.
- (ε) Η **πιθανή** ώθηση ($P_{A\theta}$ ή $P_{P\theta}$) στον τοίχο, που είναι γνωστή μόνον κατά διεύθυνση επειδή σχηματίζει γωνία (δ) με την κάθετο στην επιφάνεια του τοίχου.

Το δυναμοπολύγωνο των ανωτέρω δυνάμεων³ μπορεί να επιλυθεί, επειδή όλες οι δυνάμεις είναι γνωστές κατά μέγεθος και διεύθυνση εκτός από τις F και P , που είναι γνωστές μόνον κατά διεύθυνση.

Με τη μέθοδο που περιγράφηκε υπολογίζονται οι πιθανές ωθήσεις για διάφορες τιμές της γωνίας θ , οπότε οι οριακές ωθήσεις προκύπτουν ως εξής:

1. Η **ενεργητική ώθηση** σαν η μέγιστη τιμή μεταξύ των $P_{A\theta}$.
2. Η **παθητική ώθηση** σαν η ελάχιστη τιμή μεταξύ των $P_{P\theta}$.

Οι ανωτέρω ακρότατες τιμές εξηγούνται ως εξής (βλέπε και Σχήμα 12.14):

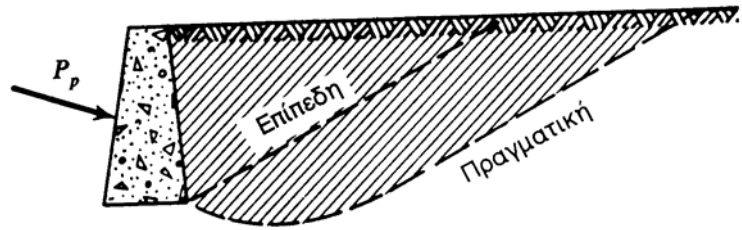
1. Η ενεργητική κατάσταση πραγματοποιείται κατά τη βαθμιαία μείωση της ουδέτερης ώθησης και συνεπώς η ολίσθηση συμβαίνει κατά μήκος του επιπέδου

² δύναμη συνοχής $C = c \cdot (OB)$

³ **Προσοχή:** Τα δυναμοπολύγωνα της ενεργητικής και παθητικής ώθησης δεν είναι σχεδιασμένα στην ίδια κλίμακα.

$$K'_p = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \left\{ \sqrt{\sin(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i)}{\sin(\beta - i)}} \right\}^2}$$

Ο υπολογισμός της ενεργητικής ώθησης με τη μέθοδο Coulomb συνήθως οδηγεί σε μικρά μόνον σφάλματα, επειδή η επιφάνεια ολίσθησης κατά την ενεργητική κατάσταση είναι πρακτικά επίπεδη, ακόμη και στις περιπτώσεις που δεν ικανο-

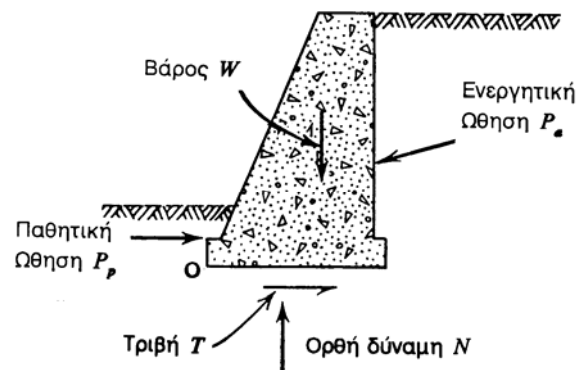


Σχ. 12.15: Επιφάνεια ολίσθησης κατά την παθητική ώθηση

ποιούνται οι προϋποθέσεις Rankine. Επιπλέον, η μέθοδος Coulomb υπερεκτιμά την ενεργητική ώθηση, γεγονός που είναι προς την πλευρά της ασφάλειας. Αντίθετα, η επιφάνεια ολίσθησης κατά την παθητική κατάσταση δεν είναι επίπεδη, όταν η γωνία τριβής γαιών-τοίχου είναι μεγάλη (βλέπε Σχήμα 12.15) και συνεπώς η μέθοδος Coulomb υπερεκτιμά σημαντικά την παθητική ώθηση, γεγονός που δεν είναι προς την πλευρά της ασφάλειας. Συνεπώς, η μέθοδος Coulomb πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή σε εκτιμήσεις της παθητικής ώθησης γαιών.

Μετά την εκτίμηση του μεγέθους των οριακών ωθήσεων γαιών πρέπει να ελεγχθεί η ευστάθεια των έργων αντιστήριξης υπό την επιρροή των εξής δυνάμεων (βλέπε Σχήμα 12.16):

1. Της οριακής ώθησης γαιών πίσω από τον τοίχο (ενεργητική ώθηση στο συγκεκριμένο παράδειγμα).
2. Της παθητικής ώθησης γαιών (P_p) εμπρός από τον τοίχο, σε περίπτωση που το θεμέλιο του τοίχου έχει σημαντικό ύψος. Είναι, όμως, γνωστό ότι η παθητική ώθηση απαιτεί σημαντικά μεγαλύτερη παραμόρφωση από την ενεργητική. Συνεπώς, όταν πίσω από τον τοίχο έχει ενεργοποιηθεί η ενεργητική ώθηση, δεν έχει ενεργοποιηθεί η πλήρης παθητική ώθηση εμπρός από τον τοίχο. Για το λόγο αυτό, η παθητική ώθηση εμπρός από τον τοίχο συχνά αμελείται ή τουλάχιστον λαμβάνεται με μειωμένη τιμή.



Σχ. 12.16: Δυνάμεις σε ένα τοίχο αντιστήριξης

3. Του βάρους του τοίχου (W).

4. Της ορθής δύναμης (N) και της δύναμης τριβής (T) στη βάση του τοίχου.

Οι έλεγχοι ασφάλειας που πρέπει να γίνονται είναι:

1. Έλεγχος επάρκειας σε ολίσθηση στη βάση του τοίχου:

$$F S_s = \frac{N \cdot \tan \delta}{T} > 1.50$$

όπου δ είναι η γωνία τριβής μεταξύ της βάσης τοίχου και του υποκείμενου εδάφους.

2. Έλεγχος επάρκειας σε ανατροπή ως προς το σημείο Ο. Υπολογίζεται η ροπή ανατροπής της P_a και οι ροπές στήριξης των W και P_p (εφόσον λογίζεται). Ο συντελεστής ασφαλείας σε ανατροπή (λόγος των ροπών στήριξης προς τις ροπές

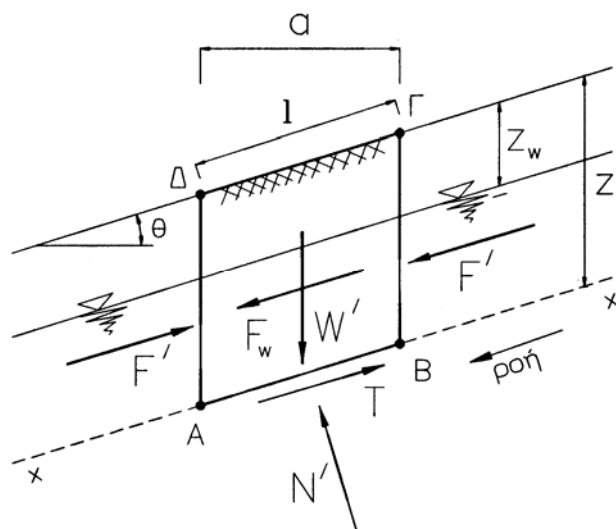
- ανατροπής) πρέπει να υπερβαίνει το 2. Κατά τον έλεγχο σε ανατροπή δεν λογίζεται η συνεισφορά της N , επειδή κατά την ανατροπή η N εφαρμόζεται στο σημείο Ο και συνεπώς ο μοχλοβραχίονάς της είναι μηδέν.
3. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους στη βάση του τοίχου (λωριδωτό θεμέλιο με έκκεντρη φόρτιση).
 4. Έλεγχος του μεγέθους των ορθών τάσεων στη βάση του τοίχου. Υπολογίζεται το διάγραμμα των ορθών τάσεων στη βάση του θεμελίου, που ισοδυναμεί με τη δύναμη N και τη ροπή των εξωτερικών δυνάμεων. Η μέγιστη τάση στο σημείο Ο της βάσης του τοίχου δεν πρέπει να υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τάση του εδάφους.
 5. Υπολογισμός των υποχωρήσεων του τοίχου λόγω των επιβεβλημένων κατακόρυφων φορτίων και σύγκριση με τις ανεκτές υποχωρήσεις.
 6. Τέλος, πρέπει να ελεγχθεί η στατική επάρκεια του φορέα του τοίχου (έλεγχος μέγιστων τάσεων σε τοίχους από άοπλο σκυρόδεμα και έλεγχος επάρκειας διατομών σε τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα).

12.4 Ευστάθεια Πρανών

Η ευστάθεια των φυσικών πρανών και των πρανών εκσκαφών δεν απαιτεί πάντοτε την κατασκευή έργων αντιστήριξης: όταν η κλίση είναι ήπια και τα ύψη σχετικώς μικρά, τα πρανή είναι ευσταθή χωρίς αντιστήριξη. Στο εδάφιο αυτό μελετώνται οι συνθήκες ευστάθειας των φυσικών πρανών και των πρανών εκσκαφών. Κατ' αρχήν αναλύεται η ευστάθεια πρανών με μεγάλο (θεωρητικώς άπειρο) ύψος και ομοιόμορφη κλίση και στη συνέχεια η ευστάθεια πρανών με περιορισμένο ύψος και τυχαία κλίση.

12.4.1 Πρανή μεγάλου ύψους με ομοιόμορφη κλίση

Το Σχήμα 12.17 παρουσιάζει ένα πρανές μεγάλου μήκους με ομοιόμορφη κλίση (θ). Στο εσωτερικό του πρανού υπάρχει μόνιμη υδατική ροή (διήθηση) με διεύθυνση παράλληλη προς το πρανές και ελεύθερη επιφάνεια ροής σε βάθος z_w . Λόγω του μεγάλου μήκους του πρανού, η πιθανή επιφάνεια ολίσθησης είναι παράλληλη με την επιφάνεια του πρανού. Για το λόγο αυτό εξετάζεται η εντατική κατάσταση σε ένα επίπεδο (xx) παράλληλο με την επιφάνεια, σε βάθος z . Στο εδαφικό τέμαχος (ΑΒΓΔ) ασκούνται οι ενεργές δυνάμεις⁴ που είναι σημειωμένες στο Σχήμα 12.17. Το "ενεργό" βάρος του τεμάχους είναι:



Σχ. 12.17: Πρανές μεγάλου μήκους με υδατική ροή

$$W' = a [z_w \gamma + (z - z_w) \gamma']$$

⁴ ανά μονάδα πλάτους του πρανού

όπου γ είναι το ολικό ειδικό βάρος και γ' το υπό άνωση ειδικό βάρος του εδάφους. Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο εδάφιο 4.6, η δύναμη διήθησης είναι ίση με:

$$F_w = (i \gamma_w) a (z - z_w)$$

όπου $i = \sin \theta$ είναι η υδραυλική κλίση (επειδή η ελεύθερη επιφάνεια της ροής έχει κλίση θ). Τέλος, λόγω συμμετρίας, οι δυνάμεις F' που ασκούνται στις πλευρές του τεμάχους είναι ίσες και αντίθετες. Συνεπώς, η στατική ισορροπία του τεμάχους δίνει:

$$T = F_w + W' \sin \theta = a z \gamma \sin \theta$$

$$N' = W' \cos \theta = a(z\gamma' + z_w\gamma_w) \cos \theta$$

Η ορθή ενεργός τάση (σ') και η διατμητική τάση (τ) στο επίπεδο (xx) υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\sigma' = N'/l = (z\gamma' + z_w\gamma_w) \cos^2 \theta$$

$$\tau = T/l = z \gamma \sin \theta \cdot \cos \theta$$

οπότε, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι πιθανής αστοχίας στο επίπεδο (xx) είναι:

$$FS = \frac{\tau_u}{\tau} = \frac{c + \sigma' \tan \phi}{\tau} = \frac{c + (z\gamma' + z_w\gamma_w) \cos^2 \theta \tan \phi}{z \gamma \sin \theta \cos \theta} \quad (12.21)$$

Ο ανωτέρω συντελεστής ασφαλείας εξειδικεύεται σε μερικές συνήθεις περιπτώσεις πρακτικών εφαρμογών:

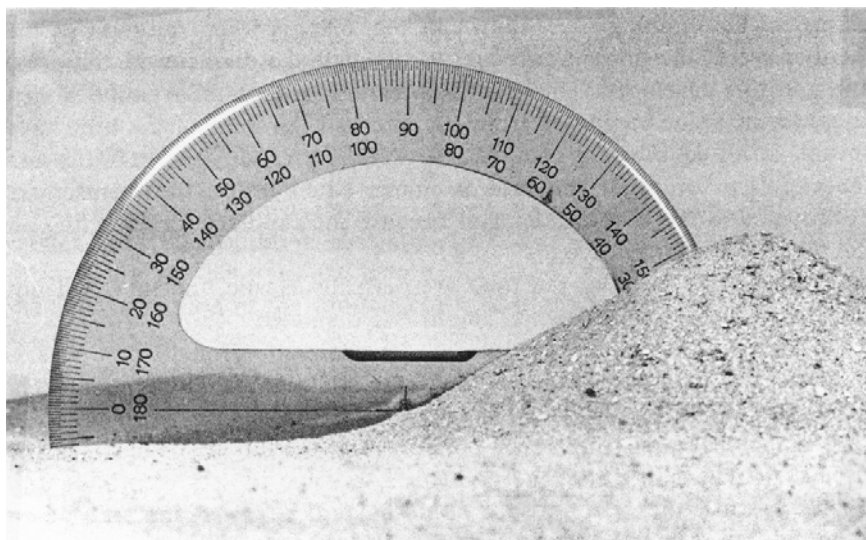
1. **Πρανές ξηρής άμμου** ($c = 0$, $z_w = 0$, $\gamma = \gamma'$). Στην περίπτωση αυτή:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (12.22)$$

δηλαδή το πρανές αστοχεί, όταν η κλίση του είναι ίση με τη γωνία τριβής της άμμου. Συχνά, το συμπέρασμα αυτό χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της γωνίας τριβής μιας ξηρής άμμου σε πολύ χαλαρή διάταξη: η γωνία τριβής θεωρείται ίση με τη γωνία της ελεύθερης απόθεσης (βλέπε Σχήμα 12.18).

Η συμπεριφορά μιας άμμου που είναι πλήρως βυθισμένη στο νερό (π.χ. άμμος στον πυθμένα της θάλασσας) είναι όμοια με τη συμπεριφορά της ξηρής άμμου και συνεπώς το βυθισμένο πρανές αστοχεί όταν η κλίση του γίνει ίση με τη γωνία τριβής. Η περίπτωση της υγρής άμμου (π.χ. άμμος παραλίας) είναι διαφορετική, επειδή οι αρνητικές πιέσεις πόρων που αναπτύσσονται στους τριχοειδείς μηνίσκους αυξάνουν τις ενεργές τάσεις, με συνέπεια την εμφάνιση "φαινόμενης συνοχής".

2. **Πρανές άμμου με ελεύθερη επιφάνεια ροής στην επιφάνεια του εδάφους**



Σχ. 12.18: Γωνία απόθεσης μιας ξηρής άμμου

($c = 0$, $z_w = 0$). Στην περίπτωση αυτή:

$$FS = \frac{\gamma'}{\gamma} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \theta'} \quad (12.23)$$

δηλαδή η ύπαρξη ροής μειώνει το συντελεστή ασφαλείας του πρανούς, επειδή $\gamma' < \gamma$ (βλέπε σχέση 12.22). Το πρανές αστοχεί, όταν η γωνία κλίσης γίνει:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma'}{\gamma} \tan \phi\right) < \phi$$

3. **Πρανές άμμου με ροή** ($c = 0$). Στην περίπτωση αυτή:

$$FS = \frac{z\gamma' + z_w\gamma_w}{z\gamma + z_w\gamma_w} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \theta} \quad (12.24)$$

Η ανωτέρω σχέση δηλώνει ότι, για ορισμένη κλίση του πρανούς, ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται με το βάθος και συνεπώς:

(α) Όταν: $\tan \theta < \frac{\gamma'}{\gamma} \cdot \tan \phi$, το πρανές δεν αστοχεί.

(β) Όταν: $\frac{\gamma'}{\gamma} \tan \phi < \tan \theta < \frac{\gamma}{\gamma + \gamma_w} \tan \phi$, το πρανές αστοχεί σε βάθη μεγαλύτερα από την κρίσιμη τιμή:

$$z_{cr} = z_w \frac{\gamma_w (\tan \phi - \tan \theta)}{\gamma \tan \theta - \gamma' \tan \phi}$$

(γ) Όταν: $\frac{\gamma}{\gamma + \gamma_w} \tan \phi < \tan \theta < \tan \phi$, το πρανές αστοχεί σε όλα τα βάθη κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια της ροής.

(δ) Όταν, τέλος: $\tan \theta \geq \tan \phi$, το πρανές αστοχεί σε όλες τις θέσεις.

4. **Πρανές συνεκτικού υλικού με ροή**. Στην περίπτωση αυτή ισχύει η εξίσωση (12.21) που δηλώνει ότι ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται με το βάθος. Το **κρίσιμο βάθος**, κάτω από το οποίο το έδαφος αστοχεί, δίνεται από τη σχέση:

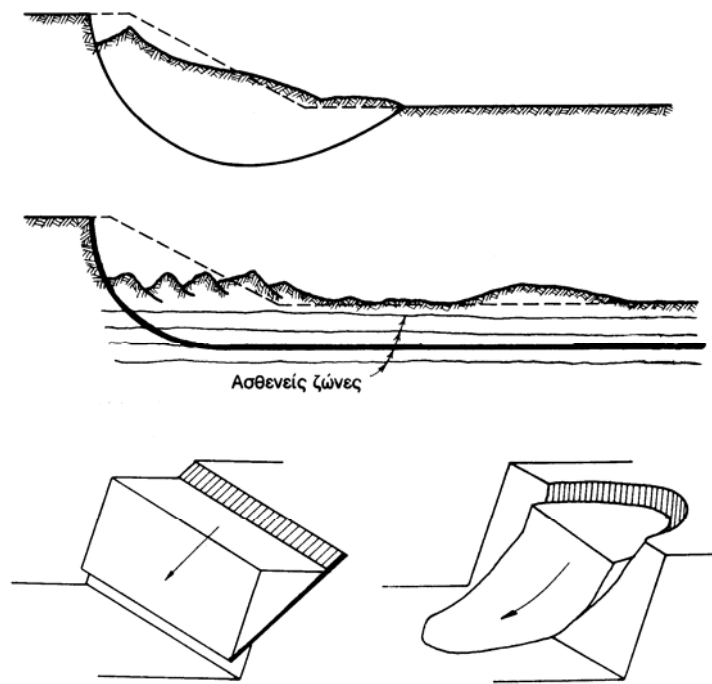
$$z_{cr} = \frac{\frac{c}{\cos^2 \theta} + z_w \gamma_w (\tan \phi - \tan \theta)}{\gamma \tan \theta - \gamma' \tan \phi} \quad (12.25)$$

Το κρίσιμο βάθος και ο συντελεστή ασφαλείας μειώνονται όταν η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι υψηλότερη (δηλαδή όσο μειώνεται το z_w). Η παρατήρηση αυτή επιβεβαιώνεται και στη φύση, όπου φυσικά πρανή συνήθως αστοχούν μετά από έντονες βροχοπτώσεις, οπότε η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα ανέρχεται.

12.4.2 Πρανή περιορισμένου ύψους

Όταν το ύψος του πρανούς δεν είναι πολύ μεγαλύτερο από το κρίσιμο βάθος των επιπέδων αστοχίας (z_{cr}), οι δυνάμεις F' που ασκούνται σε κατακόρυφα επίπεδα (Σχήμα 12.17) δεν είναι ίσες και συνεπώς η αστοχία μπορεί να συμβεί σε επιφάνειες που δεν είναι παράλληλες με την επιφάνεια του εδάφους. Στην περίπτωση αυτή η ευστάθεια του πρανούς πρέπει να μελετηθεί με τις μεθόδους που αφορούν πρανή περιορισμένου ύψους και περιγράφονται στα επόμενα.

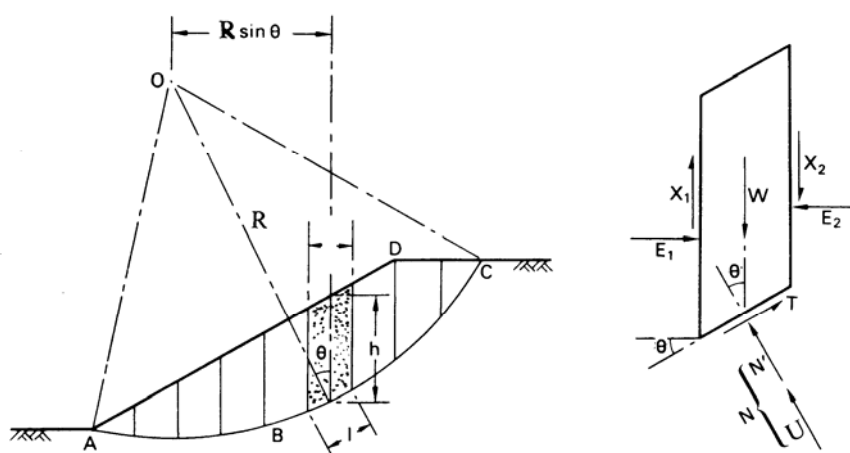
Σε φυσικά πρανή ή εκσκαφές περιορισμένου ύψους οι πρώτες ενδείξεις μιας επερχόμενης αστοχίας είναι συνήθως η ανύψωση του εδάφους (φούσκωμα) στη βάση του πρανούς και η εμφάνιση ρωγμών στη στέψη του. Κατά την αστοχία μία εδαφική μάζα, που περιλαμβάνει το σύνολο (ή μέρος μόνον) του πρανούς, μετακινείται προς τα κατόντη μέχρι να φθάσει σε νέα θέση ισορροπίας, οπότε η κίνησή της σταματά (Σχήμα 12.19). Συχνά η κινούμενη μάζα τεμαχίζεται και παραμορφώνεται. Η επιφάνεια πάνω στην οποία γίνεται η ολίσθηση της εδαφικής μάζας (επιφάνεια αστοχίας) έχει συνήθως κυλινδρικό σχήμα



Σχ. 12.19: Τυπικές μορφές αστοχίας πρανών

(οπότε η αστοχία συμβαίνει υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης) ή σφαιρικό σχήμα, οπότε η αστοχία είναι τριδιάστατη. Σε ορισμένες περιπτώσεις η επιφάνεια ολίσθησης είναι επίπεδη ή αποτελείται από σύστημα επιπέδων και κυλινδρικών επιφανειών. Τούτο συμβαίνει όταν το έδαφος περιλαμβάνει ασθενείς εδαφικές στρώσεις που καθορίζουν την επιφάνεια ολίσθησης. Λόγω της ποικιλίας μορφών της επιφάνειας ολίσθησης, έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι για την ανάλυση της ευστάθειας πρανών με οποιαδήποτε μορφή πιθανής επιφάνειας ολίσθησης. Οι απλούστερες από τις μεθόδους αυτές (που είναι και οι συχνότερα χρησιμοποιούμενες) αναλύουν κυλινδρικές επιφάνειες αστοχίας, δηλαδή κυκλικές σε μία τυπική διατομή του πρανούς. Η προτίμηση μεθόδων ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια αστοχίας οφείλεται στους εξής λόγους:

1. Κατά την ανάλυση της ευστάθειας πρανών συνήθως δεν είναι γνωστή η πιθανή επιφάνεια αστοχίας, επειδή οι ασθενείς εδαφικές στρώσεις έχουν μικρό πάχος και δύσκολα εντοπίζονται κατά τη γεωτεχνική έρευνα. Ακόμη και σε περιπτώσεις ανάλυσης αστοχιών που έχουν ήδη συμβεί, ο προσδιορισμός της ακριβούς



Σχ. 12.20: Μέθοδος των Λωρίδων

γεωμετρίας της επιφάνειας ολίσθησης δεν είναι ευχερής (συνήθως μόνον η επιφανειακή αποτύπωση της θέσης της επιφάνειας ολίσθησης είναι δυνατή).

2. Ένα σημαντικό ποσοστό των αστοχιών που έχουν μελετηθεί έχουν κυκλική επιφάνεια ολίσθησης.
3. Οι μέθοδοι ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια ολίσθησης είναι οι απλούστερες και στις περισσότερες περιπτώσεις (με εξαίρεση ιδιαίτερα ρηχές επίπεδες αστοχίες ή αστοχίες με αποσφήνωση) ο εκτιμώμενος συντελεστής ασφαλείας πλησιάζει τον πραγματικό.

Οι πιο συνηθισμένες μέθοδοι ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια αστοχίας είναι οι **μέθοδοι των λωρίδων**. Κατά τις μεθόδους αυτές η εδαφική μάζα χωρίζεται σε κατακόρυφες λωρίδες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 12.20. Το Σχήμα 12.21 παρουσιάζει τις δυνάμεις που δρουν σε μία τυπική λωρίδα (i). Αυτές είναι:

1. Το βάρος (W_i) της λωρίδας και η εξωτερική επιφόρτιση (κατακόρυφη συνιστώσα P_i και οριζόντια συνιστώσα H_i).
2. Οι ορθές πλευρικές δυνάμεις (E_i και E_{i+1}) και οι αντίστοιχες διατμητικές (X_i και X_{i+1}) που δρουν στις διεπιφάνειες μεταξύ της λωρίδας (i) και των γειτονικών της.
3. Η ορθή ενεργός δύναμη (N'_i), η δύναμη ($U_i = u_i \cdot \Delta l_i$) που οφείλεται στην πίεση πόρων (u_i) και η διατμητική δύναμη (T_i) στη βάση της λωρίδας.

Η μέθοδος θεωρεί ότι ο συντελεστής ασφαλείας (F) είναι σταθερός σε όλες τις λωρίδες, οπότε η διατμητική τάση στη βάση της λωρίδας (i) είναι:

$$\tau_i = \frac{1}{F} (c_i + \sigma'_i \tan \phi_i) \quad (12.26)$$

όπου (c_i, ϕ_i) είναι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους στη βάση της λωρίδας (i) και σ'_i η ορθή ενεργός τάση στη βάση της ίδιας λωρίδας. Η σχέση (12.26) δίνει:

$$T_i = \frac{1}{F} (c_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi_i) \quad (12.27)$$

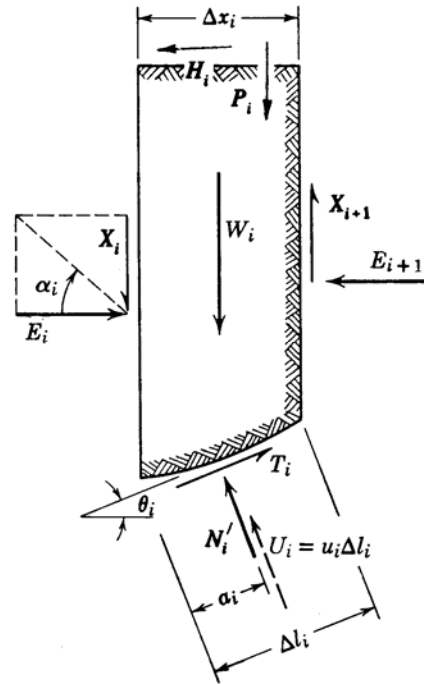
Οι άγνωστοι του προβλήματος είναι (για n λωρίδες):

1. Οι πλήθους (n) ορθές ενεργές δυνάμεις (N'_i) στις βάσεις των λωρίδων.
2. Οι πλήθους ($n-1$) ορθές πλευρικές δυνάμεις (E_i) στις διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων.
3. Οι πλήθους ($n-1$) γωνίες (α_i), που επιτρέπουν τον υπολογισμό των διατμητικών πλευρικών δυνάμεων X_i .
4. Ο άγνωστος συντελεστής ασφαλείας (F), που επιτρέπει τον υπολογισμό των διατμητικών δυνάμεων (T_i), σύμφωνα με την εξίσωση (12.27).

Δηλαδή, συνολικά ($3n-1$) άγνωστοι.

Οι διαθέσιμες εξισώσεις που διέπουν το πρόβλημα είναι:

1. Οι πλήθους ($2n$) εξισώσεις ισορροπίας δυνάμεων (στους δύο άξονες).



Σχ. 12.21: Δυνάμεις σε μία λωρίδα

2. Η εξίσωση ισορροπίας ροπών της ολισθαίνουσας μάζας ως προς το κέντρο (Ο) του κύκλου ολίσθησης.

Δηλαδή συνολικά $(2n+1)$ εξισώσεις. Συνεπώς, οι άγνωστοι του προβλήματος είναι κατά $(n-2)$ περισσότεροι από τις εξισώσεις, οπότε πρέπει να προστεθούν $(n-2)$ ακόμη εξισώσεις μεταξύ των αγνώστων (με τη μορφή πρόσθετων παραδοχών).

Πριν αναφερθούν οι πρόσθετες εξισώσεις που επιτρέπουν την επίλυση του προβλήματος, θα διατυπωθεί η εξίσωση ισορροπίας ροπών ως προς το κέντρο (Ο) του κύκλου ολίσθησης (κύκλος με ακτίνα R). Η εξίσωση αυτή εκφράζει ότι η ανθιστάμενη στην ολίσθηση ροπή των διαμηθικών δυνάμεων T_i ισούται με τις ροπές των δυνάμεων που προκαλούν την ολίσθηση, δηλαδή του βάρους των λωρίδων (W_i) και των εξωτερικών επιφορτίσεων (P_i και H_i):

$$R \cdot \sum_i T_i = R \cdot \sum_i (W_i + P_i) \sin \theta_i + \sum_i H_i y_i \quad (12.28)$$

Ο συνδυασμός των (12.27) και (12.28) δίνει την ακόλουθη έκφραση για το συντελεστή ασφαλείας του πρανούς:

$$F = \frac{\sum_i (c_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi_i)}{\sum_i (W_i + P_i) \sin \theta_i + \frac{1}{R} \sum_i H_i y_i} \quad (12.29)$$

Στη σχέση αυτή είναι άγνωστες οι δυνάμεις N'_i , που υπολογίζονται από τις υπόλοιπες εξισώσεις του προβλήματος και τις πρόσθετες παραδοχές.

Οι $(n-2)$ πρόσθετες παραδοχές που απαιτούνται για την επίλυση του προβλήματος και τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας του πρανούς (από τη σχέση 12.29) δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένες. Ειδικότερα, έχουν προταθεί διάφορες ομάδες παραδοχών και για κάθε μία από αυτές προκύπτει η αντίστοιχη τιμή του συντελεστή ασφαλείας (μία μέθοδος λωρίδων). Στα επόμενα αναφέρονται δύο από τις πιο συνηθισμένες μεθόδους λωρίδων.

1. Η μέθοδος Fellenius

Κατά τη μέθοδο αυτή θεωρείται ότι $\alpha_i = \theta_i$ στις $(n-1)$ διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων, δηλαδή γίνονται $(n-1)$ παραδοχές αντί των $(n-2)$ που απαιτούνται, οπότε υπάρχουν περισσότερες εξισώσεις από αγνώστους. Κατά συνέπεια, δεν μπορούν να ικανοποιηθούν όλες οι εξισώσεις ισορροπίας και η λύση που προκύπτει δεν είναι ακριβής. Με βάση τις παραδοχές αυτές, η ισορροπία δυνάμεων κατά τη διεύθυνση της N'_i σε κάθε λωρίδα δίνει:

$$N'_i = (W_i + P_i) \cos \theta_i - H_i \sin \theta_i - u_i \cdot \Delta l_i \quad (12.30)$$

Από τη σχέση αυτή προσδιορίζεται η δύναμη N'_i , η οποία στη συνέχεια αντικαθίσταται στην εξίσωση (12.29) που δίνει το συντελεστή ασφαλείας (F).

Το σφάλμα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας με τη μέθοδο Fellenius είναι συνήθως της τάξης του 10-15% προς την πλευρά της ασφάλειας, δεδομένου ότι η μέθοδος δίνει τιμές του F μικρότερες από τις πραγματικές. Σε ορισμένες περιπτώσεις το σφάλμα μπορεί να φθάσει και το 60%, πάλι όμως προς την πλευρά της ασφάλειας.

2. Η απλοποιημένη μέθοδος Bishop

Κατά τη μέθοδο αυτή θεωρείται ότι $\alpha_i = 0$ στις $(n-1)$ διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων, δηλαδή γίνονται $(n-1)$ παραδοχές αντί των $(n-2)$ που απαιτούνται, οπότε δεν μπορούν να ικανοποιηθούν όλες οι εξισώσεις ισορροπίας και η λύση που προκύπτει δεν είναι ακριβής (όπως και στη μέθοδο Fellenius). Με βάση τις

παραδοχές αυτές, η ισορροπία δυνάμεων στην κατακόρυφη διεύθυνση σε κάθε λωρίδα δίνει:

$$N'_i = \frac{(W_i + P_i) - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{1}{F} \cdot c_i \cdot \Delta x_i \cdot \tan \theta_i}{\cos \theta_i \left(1 + \frac{1}{F} \tan \theta_i \cdot \tan \phi_i \right)} \quad (12.31)$$

Από τη σχέση αυτή προσδιορίζεται η δύναμη (N'_i), η οποία στη συνέχεια αντικαθίσταται στην εξίσωση (12.29) που δίνει το συντελεστή ασφαλείας. Επειδή, όμως, η σχέση (12.31) περιλαμβάνει το συντελεστή ασφαλείας (F), η επίλυση απαιτεί δοκιμαστικές επαναλήψεις. Το πιθανό σφάλμα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας με τη μέθοδο Bishop είναι γενικά μικρότερο από το σφάλμα της μεθόδου Fellenius και πάλι όμως προς την πλευρά της ασφάλειας.

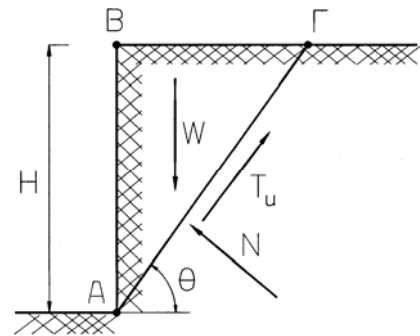
Σε περίπτωση ταχείας κατασκευής ενός πρανούς σε αργιλικά εδάφη μπορεί να θεωρηθεί ότι η φόρτιση γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, οπότε αντί της ανάλυσης με ενεργές τάσεις (χρήση των πραγματικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής του εδάφους) μπορεί να γίνει ανάλυση με ολικές τάσεις (τύπου " $\phi = 0$ "). Κατά την ανάλυση αυτή, η εξίσωση (12.29) δίνει:

$$F = \frac{\sum_i c_{ui} \cdot \Delta l_i}{\sum_i (W_i + P_i) \sin \theta_i + \frac{1}{r} \sum_i H_i y_i} \quad (12.32)$$

όπου c_{ui} είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στη βάση της λωρίδας (i).

Η σχέση (12.32) μπορεί να εφαρμοσθεί στην ανάλυση της ευστάθειας κατά την ταχεία εκσκαφή ενός πρανούς με κατακόρυφο μέτωπο σε αργιλικό έδαφος (Σχήμα 12.22). Μία κατά προσέγγιση τιμή του F προκύπτει, αν θεωρηθεί ότι το πρανές αποτελείται από μία μόνον λωρίδα, οπότε η σχέση (12.32) δίνει:

$$F(\theta) = \frac{c_u (A\Gamma)}{W \cdot \sin \theta} = \frac{2 c_u}{\gamma H \cos \theta}$$



Σχ. 12.22: Κατακόρυφη εκσκαφή

με ελάχιστη τιμή:

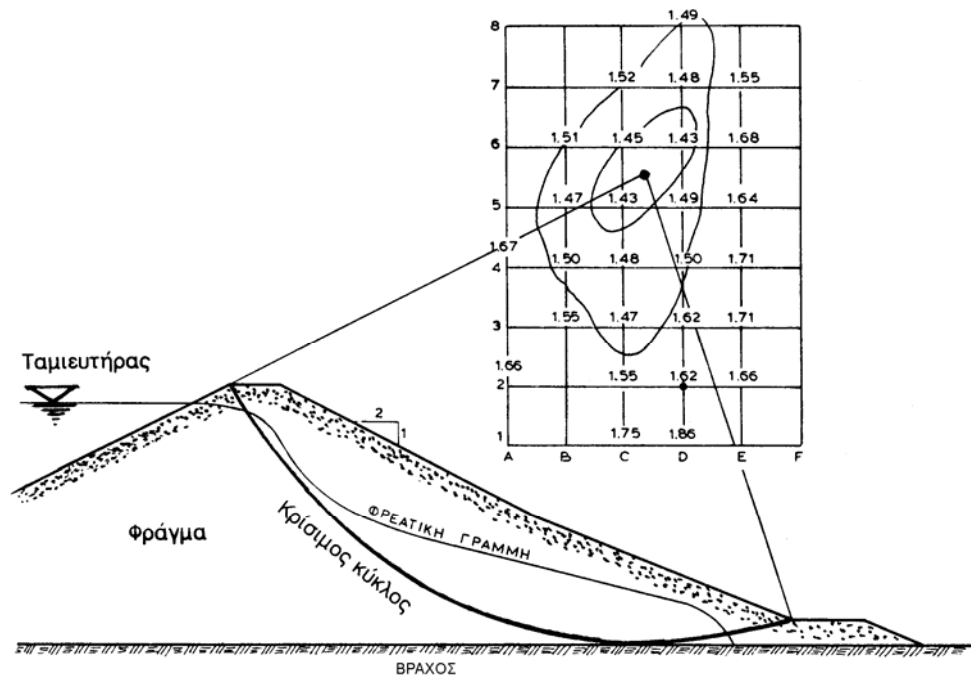
$$F = \frac{2 c_u}{\gamma H} \quad (12.33)$$

δηλαδή το πρανές αστοχεί ($F = 1$), όταν το ύψος (H) γίνει ίσο με το κρίσιμο ύψος:

$$H_{cr} = \frac{2 c_u}{\gamma} \quad (12.34)$$

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι ο ανωτέρω "ελάχιστος" συντελεστής ασφαλείας είναι δυνατόν να μην είναι ο απόλυτα ελάχιστος, επειδή θεωρήθηκαν μόνον ευθύγραμμες επιφάνειες ολίσθησης. Είναι δυνατόν κάποια μή-επίπεδη (π.χ. κυκλική) επιφάνεια ολίσθησης να αντιστοιχεί σε μικρότερο συντελεστή ασφαλείας.

Εκτός από τις μεθόδους Fellenius και Bishop, έχουν αναπτυχθεί και άλλες μέθοδοι λωρίδων, που βασίζονται (και αυτές) σε παραδοχές για την τιμή της γωνίας κλίσης (α_i) των πλευρικών δυνάμεων. Όλες οι μέθοδοι αυτού του τύπου (εκτός από τη μέθοδο Fellenius) καταλήγουν σε σχέσεις που δίνουν το συντελεστή ασφαλείας (F) με πλεγμένη μορφή και συνεπώς απαιτούν επίλυση με δοκιμές. Τέλος, οι μέθοδοι λωρίδων, εκτός από την ανακρίβεια λόγω των $(n-1)$ αντί των $(n-2)$



Σχ. 12.23: Έλεγχος ευστάθειας κατάντη πρανούς φράγματος

παραδοχών δεν ικανοποιούν και την ισορροπία ροπών σε κάθε μία λωρίδα, αλλά μόνον στο σύνολο της μάζας που ολισθαίνει.

Ο έλεγχος της ευστάθειας ενός πρανούς δεν εξαντλείται με τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας κάποιου πιθανού κύκλου ολίσθησης, εκτός εάν πρόκειται για συγκεκριμένη αστοχία με γνωστή τη θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Κατά τη μελέτη πρανών που πρόκειται να κατασκευασθούν ζητείται να προσδιορισθεί ο **κρίσιμος κύκλος ολίσθησης**, δηλαδή το κέντρο και η ακτίνα του κύκλου που δίνει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας. Στην περίπτωση αυτή πρέπει να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας για κύκλους με διάφορες θέσεις του κέντρου και για κάθε θέση του κέντρου με διάφορες τιμές της ακτίνας, υπολογισμοί που καθιστούν απαραίτητη τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή. Το Σχήμα 12.23 παρουσιάζει ένα τυπικό κανάβο κέντρων πιθανών κύκλων ολίσθησης, τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας και τη θέση του κρίσιμου κύκλου στην περίπτωση του κατάντη πρανούς ενός χωμάτινου φράγματος.

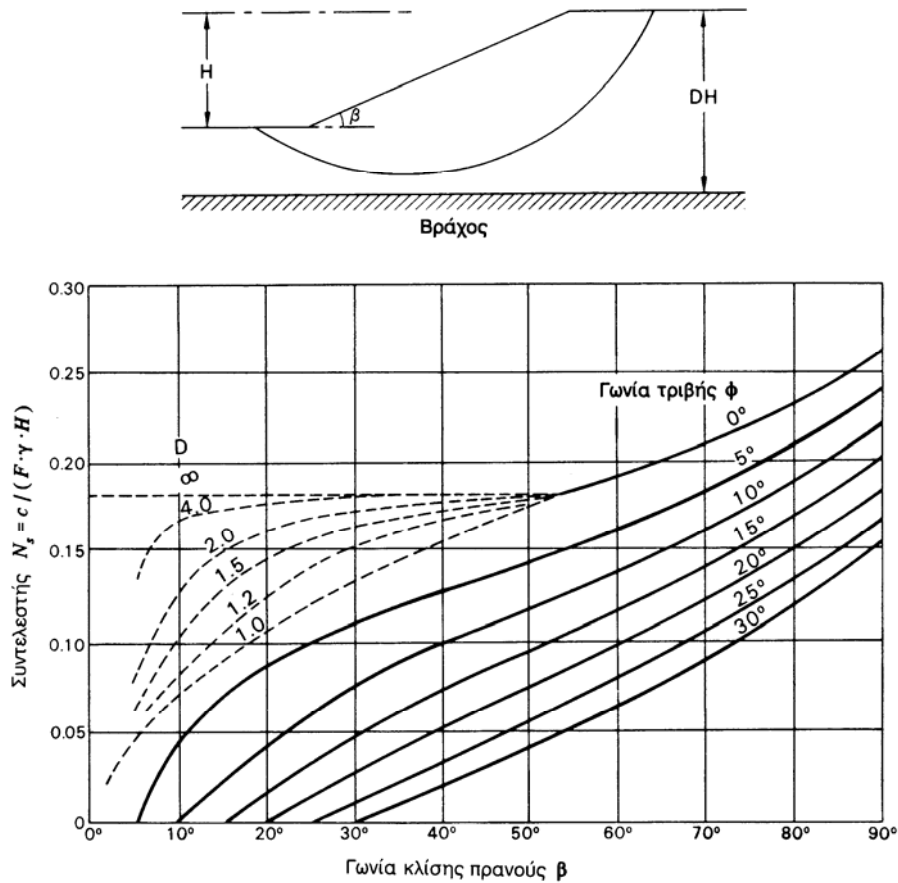
Ο έλεγχος της ευστάθειας πρανών με απλή γεωμετρία σε ομοιόμορφους εδαφικούς σχηματισμούς απλουστεύεται σημαντικά με τη χρήση νομογραφημάτων, στα οποία δίνεται ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς σαν συνάρτηση των (σταθερών) παραμέτρων c, ϕ του εδάφους και της γεωμετρίας (γωνία κλίσης και ύψος του πρανούς). Το Σχήμα 12.24 παρουσιάζει ένα νομογράφημα αυτού του τύπου (νομογράφημα Taylor), με το οποίο υπολογίζεται ο **συντελεστής ευστάθειας** N_s . Ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς προκύπτει από τον συντελεστή ευστάθειας ως εξής:

$$F = \frac{c}{N_s \gamma H} \quad (12.35)$$

Το νομογράφημα αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε ομοιόμορφα εδάφη χωρίς υδροφόρο ορίζοντα καθώς και για ελέγχους ευστάθειας τύπου " $\phi = 0$ ".

Κατά τον προσδιορισμό του κρίσιμου κύκλου ολίσθησης και του αντίστοιχου συντελεστή ασφαλείας πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι εξής παράγοντες:

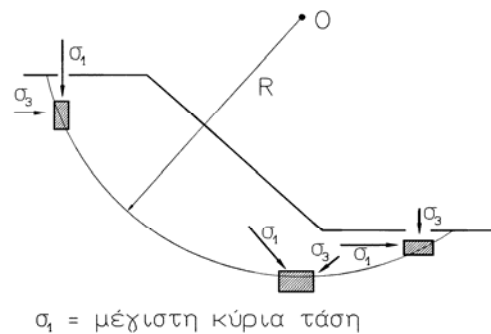
1. Η πιθανή μορφή της επιφάνειας ολίσθησης που πολλές φορές δεν είναι κυκλική.



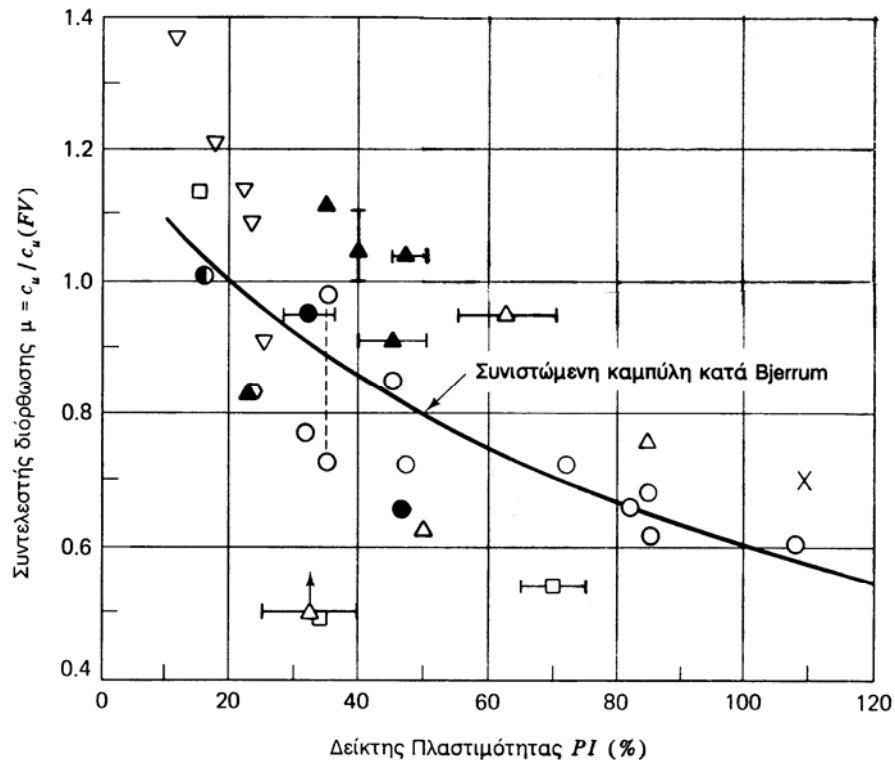
Σχ. 12.24: Συντελεστής ευστάθειας κατά Taylor

2. Η εμφάνιση ρωγμών στην κορυφή του πρανούς πριν από την ολίσθηση. Οι ρωγμές αυτές μηδενίζουν τη συνοχή του εδάφους και αποτελούν δίοδο για την είσοδο νερού, το οποίο ασκεί υδροστατικές πιέσεις και μειώνει το συντελεστή ασφαλείας.
3. Η τριδιάστατη γεωμετρία της επιφάνειας ολίσθησης σε σχέση με τις συνήθεις μεθόδους υπολογισμού του βασίζονται σε αστοχία με κυλινδρική επιφάνεια ολίσθησης (απείρου μήκους). Οι αστοχίες φυσικών πρανών και επιχωμάτων συνήθως έχουν περιορισμένο μήκος, γεγονός που εισάγει την ανάγκη διόρθωσης του συντελεστή ασφαλείας, ώστε να περιληφθεί και η επιρροή της διατμητικής αντοχής των άκρων της επιφάνειας ολίσθησης. Η πρόσθετη αυτή διατμητική αντοχή, που αμελείται στους διδιάστατους υπολογισμούς, αυξάνει τον πραγματικό συντελεστή ασφαλείας του πρανούς.
4. Οι τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής (c, ϕ) του εδάφους, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν στους υπολογισμούς. Ειδικότερα:

(α) Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους δεν είναι σταθερές "ιδιότητες" του υλικού αλλά εξαρτώνται από το είδος της επιβαλλόμενης έντασης. Σε συνθήκη πρανή η αστοχία συμβαίνει υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης και με στροφή των διευθύνσεων των κυρίων τάσεων. Το Σχήμα 12.25 παρουσιάζει τις διευθύνσεις



Σχ. 12.25: Κύριες τάσεις κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης



Σχ. 12.26: Συντελεστής διόρθωσης Bjerrum

των κυρίων τάσεων σε χαρακτηριστικές θέσεις της επιφάνειας ολίσθησης. Λόγω της στροφής των κυρίων τάσεων δεν είναι ακριβής η χρήση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής που προκύπτουν από τη δοκιμή κυλινδρικής τριαξονικής φόρτισης (και από άλλες εργαστηριακές και επιτόπου δοκιμές). Η διόρθωση του πιθανού σφάλματος μπορεί να γίνει με εμπειρικούς διορθωτικούς συντελεστές. Το Σχήμα 12.26 παρουσιάζει τις τιμές του εμπειρικού συντελεστή (μ) κατά Bjerrum για τη διόρθωση της τιμής της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που προσδιορίζεται από την επιτόπου Δοκιμή Πτερυγίου, $c_u(FV)$, σε εκτιμήσεις της ευστάθειας πρανών σε μαλακές αργίλους με τη μέθοδο ανάλυσης τύπου " $\phi = 0$ ". Η τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που πρέπει να χρησιμοποιηθεί στους υπολογισμούς δίνεται από τη σχέση:

$$c_u = \mu \cdot c_u(FV) \quad (12.35)$$

- (β) Οι τιμές των (c, ϕ) εξαρτώνται από την ταχύτητα φόρτισης, η οποία είναι πολύ μεγαλύτερη στο Εργαστήριο (όπου μία δοκιμή διαρκεί το πολύ μερικές ημέρες) απ' ότι στη φύση (όπου η κατασκευή ενός πρανού μπορεί να διαρκέσει μερικούς μήνες). Επιπλέον, δεν πρέπει να αγνοηθεί η επιρροή της διατάραξης κατά τη δειγματοληψία και τη μόρφωση των δοκιμών στις τιμές των παραμέτρων διατμητικής αντοχής που μετρούνται στο εργαστήριο.
- (γ) Στις υπερστερεοποιημένες αργίλους, οι παράμετροι διατμητικής αντοχής (c, ϕ) που αντιστοιχούν στη μέγιστη διατμητική τάση⁵ είναι διαφορετικές από αυτές που αντιστοιχούν σε μεγάλες παραμορφώσεις⁶ (βλέπε Κεφάλαιο 10). Συνεπώς, οι τιμές των (c, ϕ) που πρέπει να χρησιμοποιηθούν κατά την

⁵ μέγιστη διατμητική αντοχή

⁶ παραμένουσα διατμητική αντοχή

ανάλυση της ευστάθειας πρανών σε υπερστερεοποιημένες αργίλους δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένες. Βεβαίως, κατά την ολίσθηση του πρανούς οι διατμητικές παραμορφώσεις κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας είναι μεγάλες, γεγονός που συνηγορεί στη χρήση των παραμέτρων παραμένουσας αντοχής, αλλά κατά την έναρξη της ολίσθησης οι παραμορφώσεις δεν είναι ίδιες σε όλο το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης. Συνεπώς, κατά την έναρξη της ολίσθησης ορισμένα εδαφικά σημεία έχουν υπερβεί την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή και οδεύουν προς την παραμένουσα αντοχή, ενώ άλλα δεν έχουν φθάσει ακόμη τη μέγιστη αντοχή (προοδευτική θραύση). Η λύση του προβλήματος απαιτεί θεώρηση του συμβιβαστού των παραμορφώσεων κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης και δεν μπορεί να αντιμετωπισθεί με τις μεθόδους των λωρίδων, οι οποίες υποθέτουν ότι η κατάσταση αστοχίας συμβαίνει ταυτόχρονα σε όλο το μήκος της επιφάνειας ολίσθησης. Μία "ακριβέστερη" ανάλυση μπορεί να γίνει με αριθμητικές μεθόδους (π.χ. τη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων), οι οποίες λαμβάνουν υπόψη την καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους μέσω του καταστατικού νόμου συμπεριφοράς. Όμως η πολυπλοκότητα των μεθόδων αυτών σε συνδυασμό με την ανυπαρξία αξιόπιστων καταστατικών νόμων κοινής αποδοχής περιορίζουν το πεδίο των πρακτικών τους εφαρμογών.

5. Η ευστάθεια των πρανών πρέπει να εξετάζεται σε όλες τις πιθανές συνθήκες. Τυπικά, εφόσον η κατασκευή ενός πρανούς γίνεται με ρυθμό που να δικαιολογεί αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, πρέπει να ελέγχεται η ευστάθεια αμέσως μετά την κατασκευή με τη μέθοδο των ολικών τάσεων (ανάλυση " $\phi = 0$ "). Στη συνέχεια, πρέπει να ελέγχεται η μακρόχρονη λειτουργία του πρανούς με τη μέθοδο των ενεργών τάσεων για τις δυσμενέστερες συνθήκες επιφόρτισης και υδροφορίας. Τέλος, στην περίπτωση χωμάτων φραγμάτων πρέπει να γίνεται και έλεγχος ευστάθειας του ανάντη πρανούς του φράγματος για συνθήκες απότομου καταβιβασμού της στάθμης του ταμιευτήρα (υπό αστράγγιστες συνθήκες). Σε όλες τις περιπτώσεις, τέλος, πρέπει να γίνεται έλεγχος της ευστάθειας των πρανών με σεισμική επιφόρτιση, δεδομένου ότι πολλές αστοχίες πρανών έχουν παρατηρηθεί κατά τη διάρκεια σεισμών. Οι μέθοδοι ελέγχου της ευστάθειας πρανών με σεισμική επιφόρτιση υπερβαίνουν το σκοπό του παρόντος συγγράμματος.
6. Η γνώση της ακριβούς κατανομής των υδατικών πιέσεων κατά μήκος της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης επηρεάζει σημαντικά τον υπολογιζόμενο συντελεστή ασφαλείας. Σε πρανή στα οποία είναι εγκατεστημένα (αρκετά, κατάλληλα και καλώς λειτουργούντα) πιεζόμετρα, οι υδατικές πιέσεις πόρων κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης μπορούν να εκτιμηθούν με παρεμβολή μεταξύ των τιμών που μετρούνται στις θέσεις των πιεζομέτρων. Στα περισσότερα πρανή, όμως, όπου οι συνθήκες υδροφορίας είναι άγνωστες καθώς και σε πρανή που πρόκειται να κατασκευασθούν, οι πιέσεις πόρων πρέπει να εκτιμηθούν, γεγονός που εισάγει σφάλματα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας.

Οι ανωτέρω παράγοντες εισάγουν αγνώστου μεγέθους σφάλματα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας. Συνεπώς, η απάντηση στο (σύνθηες) ερώτημα: "ποιος είναι ο ελάχιστος αποδεκτός συντελεστής ασφαλείας ενός πρανούς" δεν είναι μονοσήμαντη αλλά εξαρτάται από την υπολογιστική μέθοδο, την ακρίβεια των γεωτεχνικών παραμέτρων, τη γνώση των υδατικών πιέσεων, τον τύπο του εδάφους αλλά και τη σημασία του έργου, τις συνέπειες από πιθανή αστοχία, το κόστος επισκευής ή αντικατάστασής του κλπ.

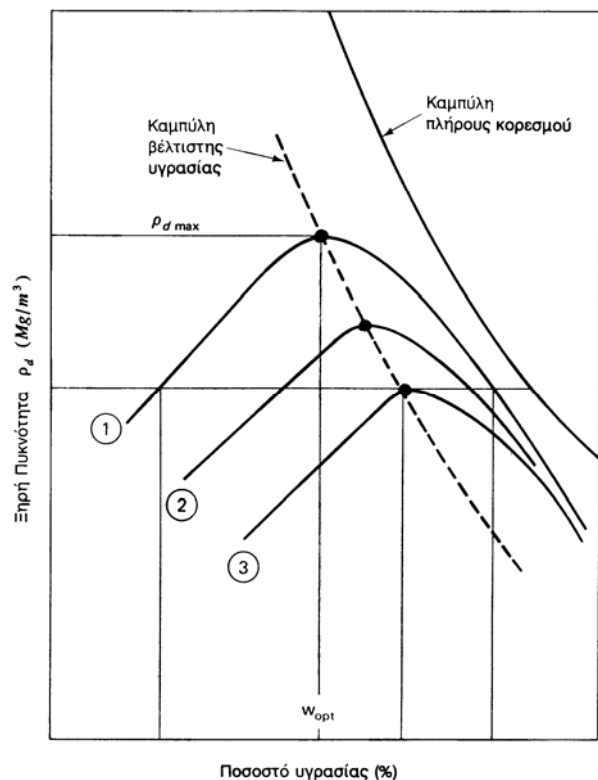
12.5 Συμπύκνωση των Εδαφών

Τα εδάφη στην περιοχή όπου πρόκειται να θεμελιωθεί κάποιο έργο (π.χ. κτίριο, επίχωμα, φράγμα) συχνά δεν έχουν τις επιθυμητές ιδιότητες: π.χ. μπορεί να μην έχουν επαρκή αντοχή, να είναι πολύ συμπιεστά ή να έχουν μεγάλη διαπερατότητα. Στις περιπτώσεις αυτές, εκτός από την αλλαγή του τρόπου θεμελίωσης (π.χ. θεμελίωση με πασσάλους) ή την αλλαγή της θέσης του έργου, μπορεί να επιχειρηθεί η **βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους**, μέθοδος που συχνά είναι η οικονομικότερη. Η βελτίωση των ιδιοτήτων του εδάφους μπορεί να γίνει με μηχανικές, χημικές ή ηλεκτρικές μεθόδους. Στο εδάφιο αυτό μελετάται μία από τις μηχανικές μεθόδους, η συμπύκνωση με την προσθήκη μηχανικής ενέργειας. Η συμπύκνωση του εδάφους με την προσθήκη μηχανικής ενέργειας έχει επίσης μεγάλες εφαρμογές στα χωματουργικά έργα, όπου το έδαφος χρησιμοποιείται σαν υλικό κατασκευής (π.χ. επιχώματα οδοποιίας, φράγματα και αναχώματα). Με τη συμπύκνωση:

1. Μειώνεται η συμπιεστότητα του εδάφους και συνεπώς οι υποχωρήσεις μετά την κατασκευή του έργου.
2. Αυξάνεται η διατμητική αντοχή και συνεπώς ο συντελεστή ασφαλείας των πρηνών.
3. Βελτιώνεται η φέρουσα ικανότητα και συνεπώς αυξάνεται η επιτρεπόμενη τάση έδρασης των θεμελίων κτιρίων.
4. Ελέγχονται οι μεταβολές όγκου που προέρχονται από τον παγετό και μεταβολές της υγρασίας.
5. Οι ιδιότητες του εδάφους γίνονται περισσότερο ομοιόμορφες, δηλαδή μειώνεται η τυχαία ανομοιομορφία των φυσικών εδαφικών σχηματισμών.

Η συμπύκνωση των εδαφών με την προσθήκη μηχανικής ενέργειας μπορεί να γίνει με διάφορους τρόπους. Στα κοκκώδη εδάφη η προσφορότερη, ίσως, μέθοδος συμπύκνωσης είναι η δόνηση (π.χ. με δονητικούς οδοστρωτήρες ή με ελεύθερη πτώση βάρους). Τα συνεκτικά εδάφη στο εργαστήριο συμπυκνώνονται με πτώσεις βάρους, ενώ στα χωματουργικά έργα χρησιμοποιούνται μηχανικοί οδοστρωτήρες. Οι βασικές μέθοδοι συμπύκνωσης των εδαφών μελετήθηκαν από τον R.R. Proctor στις Η.Π.Α. περί το 1930, ο οποίος και ανέπτυξε την κυριότερη εργαστηριακή μέθοδο μελέτης της συμπύκνωσης εδαφών, που φέρει και το όνομά του (μέθοδος Proctor). Διαπιστώθηκε ότι, με την προσθήκη μηχανικής ενέργειας σε ένα εδαφικό δοκίμιο, η επιτυγχανόμενη συμπύκνωση (που εκφράζεται ποσοτικά με την πυκνότητα του ξηρού υλικού ρ_d) εξαρτάται από:

- (i) το είδος του εδαφικού υλικού,
- (ii) την ενέργεια συμπύκνωσης ανά μονάδα όγκου του δοκιμίου και
- (iii) την υγρασία του εδάφους κατά τη συμπύκνωση.



Σχ. 12.27: Καμπύλη συμπύκνωσης εδαφών

Κατά την εργαστηριακή δοκιμή Proctor, η συμπίκνωση του εδαφικού δείγματος γίνεται σε μεταλλικό δοχείο ορισμένου όγκου, με πτώση σφύρας συγκεκριμένου βάρους από ορισμένο ύψος και η ενέργεια συμπίκνωσης μετράται με τον αριθμό των πτώσεων της σφύρας ή, ακριβέστερα, με τη συνολική ενέργεια πτώσης της σφύρας ανά μονάδα όγκου του εδαφικού δείγματος. Το Σχήμα 12.27 παρουσιάζει τυπικές καμπύλες συμπίκνωσης σε διάγραμμα της επιτυγχανόμενης ξηρής πυκνότητας ως προς την υγρασία του δείγματος κατά τη συμπίκνωση. Οι καμπύλες συμπίκνωσης, όπως οι (1), (2) και (3) προσδιορίζονται με τη συμπίκνωση αρκετών δειγμάτων που έχουν διάφορα ποσοστά υγρασίας και μέτρηση της ξηρής πυκνότητας που επιτυγχάνεται σε κάθε περίπτωση. Κάθε μία από τις καμπύλες (1), (2) και (3) αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη ενέργεια συμπίκνωσης: η μέγιστη ενέργεια αντιστοιχεί στην καμπύλη (1) και η ελάχιστη στην καμπύλη (3). Οι καμπύλες συμπίκνωσης παρουσιάζουν ένα μέγιστο, που αντιστοιχεί στην ξηρή πυκνότητα που επιτυγχάνεται όταν η συμπίκνωση γίνει στη **βέλτιστη υγρασία** (w_{opt}). Στο ίδιο σχήμα φαίνεται η καμπύλη βέλτιστης υγρασίας για διάφορες τιμές της ενέργειας συμπίκνωσης και η καμπύλη **πλήρους κορεσμού** ($S = 100\%$), που αντιστοιχεί στην εξίσωση:

$$\rho_d = \rho_d(w) = \frac{\rho_w}{w + (\rho_w / \rho_s)} \quad (12.36)$$

και εξαρτάται μόνον από την πυκνότητα των στερεών κόκκων (ρ_s), επειδή $\rho_w = 1 \text{ Mg/m}^3$. Γενικώς, μπορούν να προσδιορισθούν οι καμπύλες που αντιστοιχούν σε οποιοδήποτε βαθμό κορεσμού από την εξίσωση:

$$\rho_d = \frac{\rho_w S}{w + (\rho_w / \rho_s) S} \quad (12.37)$$

Η κωδωνοειδής μορφή των καμπύλων συμπίκνωσης είναι αρκετά ενδιαφέρουσα. Κατά τη συμπίκνωση σε υγρασία μικρότερη της βέλτιστης, όσο αυξάνει το ποσοστό υγρασίας τα αργιλικά πλακίδια αναπτύσσουν μεγαλύτερες διπλές στρώσεις οι οποίες κατά κάποιο τρόπο τα "λιπαίνουν" και καθιστούν ευκολότερη την αναδιάταξή τους σε πυκνότερη δομή. Με την περαιτέρω αύξηση της υγρασίας (πάνω από το w_{opt}) η ξηρή πυκνότητα αρχίζει να μειώνεται, επειδή η προσθήκη νερού απομακρύνει πλέον τους στερεούς κόκκους (αντί να γεμίζει τα κενά μεταξύ των κόκκων) και $\rho_w < \rho_s$. Η κωδωνοειδής μορφή των καμπύλων συμπίκνωσης κατά την εργαστηριακή δοκιμή Proctor, εμφανίζεται και κατά την επιτόπου συμπίκνωση των εδαφών και μάλιστα η χρησιμότητα της εργαστηριακής δοκιμής συμπίκνωσης βασίζεται ακριβώς στην αναλογία αυτή. Ειδικότερα, αν "βαθμονομηθούν" οι μέθοδοι επιτόπου συμπίκνωσης (δηλαδή αν προσδιορισθεί η ενέργεια συμπίκνωσης που αντιστοιχεί σε μία διέλευση συγκεκριμένου οδοστρωτήρα), μπορεί να προσδιορισθεί ο απαιτούμενος αριθμός διελεύσεων και η υγρασία συμπίκνωσης για να επιτευχθεί ο επιθυμητός βαθμός συμπίκνωσης (ξηρή πυκνότητα) με βάση τις εργαστηριακές καμπύλες συμπίκνωσης.

Η σημασία της υγρασίας του εδάφους κατά τη συμπίκνωση δεν περιορίζεται στη βέλτιστη υγρασία. Η δομή και συνεπώς οι μηχανικές ιδιότητες των συνεκτικών εδαφών εξαρτώνται από την υγρασία συμπίκνωσης. Η επιρροή της υγρασίας συμπίκνωσης στις μηχανικές ιδιότητες των συνεκτικών εδαφών είναι η εξής:

1. Η **διαπερατότητα** των συνεκτικών εδαφών μειώνεται με την αύξηση της υγρασίας συμπίκνωσης μέχρι μία ελάχιστη τιμή περί τη βέλτιστη υγρασία συμπίκνωσης. Με την περαιτέρω αύξηση της υγρασίας η διαπερατότητα αυξάνει ελαφρά ή παραμένει σταθερή. Επίσης, για συγκεκριμένη υγρασία η διαπερατότητα μειώνεται με την αύξηση της ενέργειας συμπίκνωσης.

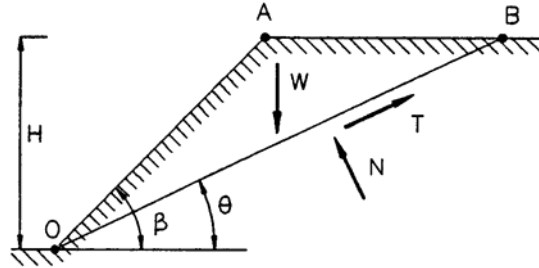
2. Η **συμπιεστικότητα** των συμπυκνωμένων αργίλων εξαρτάται από την ένταση της φόρτισης. Σε χαμηλές πιέσεις, άργιλοι που έχουν συμπυκνωθεί σε υγρασία μεγαλύτερη της βέλτιστης είναι περισσότερο συμπιεστές. Σε υψηλές πιέσεις ισχύει ακριβώς το αντίθετο.
3. Η τάση για **διόγκωση** (κατά την έκθεση στο νερό) είναι μεγαλύτερη σε αργίλους που έχουν συμπυκνωθεί σε υγρασία μικρότερη της βέλτιστης. Αντίθετα, η τάση για **συρρίκνωση** κατά την ξήρανση των συνεκτικών εδαφών είναι μεγαλύτερη σε αργίλους που έχουν συμπυκνωθεί σε υγρασία μεγαλύτερη της βέλτιστης.
4. Η επιρροή της υγρασίας συμπύκνωσης στη **διατμητική αντοχή** των συνεκτικών εδαφών είναι σύνθετη, αλλά συνήθως εδαφικά δείγματα που έχουν συμπυκνωθεί σε υγρασία μικρότερη της βέλτιστης έχουν μεγαλύτερη αντοχή από ότι αντίστοιχα δείγματα που έχουν συμπυκνωθεί σε μεγαλύτερη υγρασία. Αν, όμως, τα δείγματα εκτεθούν στο νερό και διογκωθούν πριν από τη διάτμηση, η συμπεριφορά αντιστρέφεται, επειδή τα ξηρότερα δείγματα διογκώνονται περισσότερο.

Συνεπώς, η επιλογή της υγρασίας συμπύκνωσης των εδαφικών υλικών στα χωματουργικά έργα δεν είναι μονοσήμαντη, αλλά εξαρτάται από το είδος του εδαφικού υλικού, το είδος του έργου και τα διαθέσιμα μηχανήματα. Στις συνήθεις περιπτώσεις επιχωμάτων οδοποιίας, άργιλοι χαμηλής και μέσης πλαστιμότητας συμπυκνώνονται με υγρασία περί τη βέλτιστη τιμή ($w_{opt} \pm 2\%$), ενώ άργιλοι μεγάλης πλαστιμότητας συμπυκνώνονται με υγρασία μεγαλύτερη της βέλτιστης.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

Παράδειγμα 12.1

Στο παράδειγμα αυτό αναλύεται η ευστάθεια ενός πρανούς με κλίση β (βλέπε Σχήμα 12.1-1), σε έδαφος με συνοχή c και γωνία τριβής ϕ , χωρίς την παρουσία υδροφόρου ορίζοντα. Στο παράδειγμα μελετώνται μόνον επίπεδες πιθανές επιφάνειες ολίσθησης και μεταξύ αυτών προσδιορίζεται η δυσμενέστερη, αυτή δηλαδή που αντιστοιχεί στον μικρότερο συντελεστή ασφαλείας. Προφανώς, η ανωτέρω επίπεδη επιφάνεια δεν είναι η δυσμενέστερη μεταξύ όλων των πιθανών επιφανειών. Είναι δυνατόν κυκλικές επιφάνειες ολίσθησης ή επιφάνειες άλλης μορφής να αντιστοιχούν σε ακόμη μικρότερο συντελεστή ασφαλείας. Στα επόμενα αναλύεται μία επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης που σχηματίζει γωνία S ως προς το οριζόντιο επίπεδο.



Σχήμα 12.1-1: Παράδειγμα 12.1

Από τη γεωμετρία προκύπτει ότι:

$$OB \equiv L = \frac{H}{\sin \theta} \quad (12.1-1)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \cdot \sin \theta} \quad (12.1-2)$$

όπου W είναι το βάρος του πρίσματος OAB (ανά μονάδα πλάτους του πρανούς).

Από την ισορροπία του πρίσματος OAB προκύπτει ότι:

$$N = W \cos \theta, \quad T = W \sin \theta \quad (12.1-3)$$

Επιπλέον, ο νόμος αστοχίας Coulomb κατά μήκος της επίπεδης επιφάνειας OB δίνει:

$$T = \frac{1}{F} T_u = \frac{1}{F} (cL + N \tan \phi) \quad (12.1-4)$$

όπου F είναι ο συντελεστής ασφαλείας κατά μήκος της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης OB και T_u η διατμητική αντοχή κατά μήκος του ίδιου επιπέδου.

Αντικατάσταση των (1), (2), (3) στην (4) δίνει:

$$F \gamma H \sin(\beta - \theta) \sin \theta = 2c \sin \beta + \gamma H \sin(\beta - \theta) \cos \theta \tan \phi \quad (12.1-5)$$

Ο συντελεστής ευστάθειας N_s που, ως γνωστόν, ορίζεται από τη σχέση:

$$N_s \equiv \frac{c}{F \gamma H} \quad (12.1-6)$$

όταν αντικατασταθεί στη σχέση (5), δίνει:

$$N_s = \frac{\left[\sin \theta - \frac{1}{F} \cos \theta \tan \phi \right] \sin(\beta - \theta)}{2 \sin \beta} \quad (12.1-7)$$

Η δυσμενέστερη τιμή του N_s υπολογίζεται όταν $F = 1$ και ο συντελεστής N_s είναι μέγιστος, δηλαδή όταν: $\frac{\partial N_s}{\partial \theta} = 0$. Παραγωγή της (7) ως προς S (για $F = 1$) δίνει:

$$\tan(\beta - \theta) = \tan(\theta - \phi) \Rightarrow \theta = \frac{1}{2}(\beta + \phi) \quad (12.1-8)$$

οπότε η εξίσωση (7) δίνει τη δυσμενέστερη τιμή του N , που είναι (για $\theta = (\beta + \phi)/2$):

$$N_s = \frac{1 - \cos(\beta - \phi)}{4 \sin \beta \cos \phi} \quad (12.1-9)$$

Ο Πίνακας 12.1-1 δίνει τις τιμές του συντελεστή N_s για επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης, όταν η γωνία τριβής του εδάφους είναι $\phi = 30^\circ$, για διάφορες τιμές της γωνίας κλίσης του πρανού β . Στον ίδιο Πίνακα δίνονται και οι τιμές του συντελεστή N_s που προκύπτουν από τη μέθοδο Taylor για κυκλική επιφάνεια αστοχίας (βλέπε Σχήμα 12.24). Οι τιμές του N_s που αντιστοιχούν σε κυκλική επιφάνεια αστοχίας είναι μεγαλύτερες από αυτές που αντιστοιχούν σε επίπεδη επιφάνεια αστοχίας. Τούτο σημαίνει ότι η κυκλική επιφάνεια αστοχίας είναι δυσμενέστερη (πιθανότερη). Το σφάλμα στην εκτίμηση του N_s (και συνεπώς και του συντελεστή ασφαλείας), εάν χρησιμοποιηθεί επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης αντί της κυκλικής, είναι σημαντικό για ήπιες κλίσεις του πρανού (δηλαδή για μικρές τιμές της γωνίας β), γίνεται όμως ελάχιστο όταν το πρανές είναι απότομο. Συνεπώς, σε πρανή με απότομες κλίσεις, η χρήση επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης δεν εισάγει σημαντικό σφάλμα στους υπολογισμούς.

ΠΙΝΑΚΑΣ 12.1-1

Κλίση πρανού β (μοίρες)	Τιμές του N_s για $\phi = 30^\circ$		Σφάλμα (%)
	Επίπεδη επιφάνεια αστοχίας *	Κυκλική επιφάνεια αστοχίας (Taylor)	
30	0	0	-
40	0.0068	0.022	69 %
60	0.0447	0.068	34 %
70	0.0719	0.087	17 %
80	0.1047	0.12	13 %
90	0.1443	0.155	7 %

* από τη σχέση (9).

Σημείωση: Στην περίπτωση κατακόρυφου πρανού ($\beta = 90$ μοίρες) ο συντελεστής N_s για επίπεδη επιφάνεια αστοχίας είναι (από τη σχέση 9):

$$N_s = \frac{1 - \sin \phi}{4 \cos \phi}$$

οπότε το κρίσιμο ύψος του πρανού είναι (από τη σχέση 6):

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma N_s} = \frac{4c}{\gamma} \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

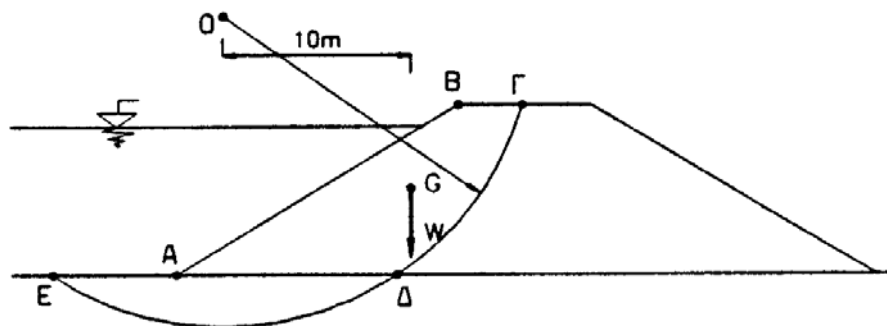
Το κρίσιμο ύψος είναι το μέγιστο ύψος του πρανού που δεν αστοχεί (δηλαδή έχει συντελεστή ασφαλείας $F = 1$). Σε περίπτωση ταχείας εκσκαφής με κατακόρυφα πρανή σε κορεσμένο αργιλικό έδαφος, οπότε μπορεί να θεωρηθεί ότι επικρατούν αστράγγιστες συνθήκες ($c = c_u$, $\phi = \phi_u = 0$), η τελευταία σχέση δίνει το ακόλουθο μέγιστο βάθος εκσκαφής: $H_{cr} = 4c / \gamma$.

Εφαρμογή: Για ταχεία εκσκαφή σε στριφρή άργιλο ($c_u = 50$ kPa, $\gamma = 20$ kN/m³) με κατακόρυφα πρανή, το κρίσιμο βάθος της εκσκαφής είναι: $H_{cr} = 4 \times 50 / 20 = 10$ m, ενώ σε μία σχετικώς μαλακή άργιλο ($c_u = 10$ kPa, $\gamma = 18$ kN/m³), το κρίσιμο βάθος της εκσκαφής είναι: $H_{cr} = 4 \times 10 / 18 = 2.22$ m.

Παράδειγμα 12.2

Προσεγγιστικός υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας του ανάντη πρανού ενός φράγματος.

Το φράγμα του Σχήματος 12.2-1 έχει κατασκευασθεί από συμπυκνωμένη άργιλο με πυκνότητα $\rho = 2$ Mg/m³. Δοκιμές αστράγγιστης φόρτισης σε αδιατάρακτα δείγματα από το υλικό του φράγματος έδωσαν αστράγγιστη διατμητική αντοχή $c_u = 50$ kPa. Στα επόμενα



Σχήμα 12.2-1: Παράδειγμα 12.2

εξετάζεται ο συντελεστής ασφαλείας που αντιστοιχεί σε ένα συγκεκριμένο πιθανό κύκλο ολίσθησης με κέντρο Ο, για τον οποίο:

- (α) Το εμβαδόν (ΑΒΓΔΕΑ) είναι 400 m^2 .
- (β) Το μήκος του τόξου (ΕΔΓ) είναι 45 m .
- (γ) Η θέση του κέντρου βάρους G της μάζας (ΑΒΓΔΕΑ) απέχει 10 μέτρα από το κέντρο O του κύκλου (στην οριζόντια διεύθυνση).
- (δ) Η ακτίνα του κύκλου ολίσθησης είναι 30 m .

Να προσδιορισθούν οι συντελεστές ασφαλείας που αντιστοιχούν στο συγκεκριμένο κύκλο ολίσθησης:

1. Όταν ο ταμιευτήρας είναι γεμάτος. Κατά προσέγγιση μπορεί να θεωρηθεί ότι η στάθμη του πλήρους ταμιευτήρα ταυτίζεται με τη στάθμη της στέψης του φράγματος.
2. Εάν ο ταμιευτήρας εκκενωθεί ταχέως.

Και στις δύο περιπτώσεις να θεωρηθεί ότι η αστοχία γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες.

Λύση:

1. Όταν ο ταμιευτήρας είναι πλήρης, το υλικό του φράγματος βρίσκεται υπό άνωση. Συνεπώς, η ροπή ανατροπής είναι: $M_o = W x = \gamma' A x = (20-10) \times 400 \times 10 = 40000 \text{ kNm/m}$. Η ροπή στήριξης, που οφείλεται στη διατμητική αντοχή του υλικού του φράγματος κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης, είναι: $M_r = c_u L R = 50 \times 45 \times 30 = 67500 \text{ kNm/m}$. Επομένως, ο συντελεστής ασφαλείας του φράγματος, για το συγκεκριμένο πιθανό κύκλο ολίσθησης, είναι:

$$F = \frac{M_r}{M_o} = \frac{67500}{40000} = 1.69$$

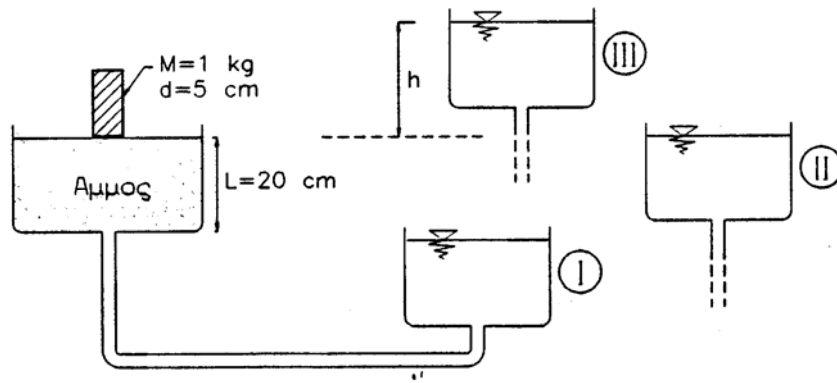
2. Όταν ο ταμιευτήρας εκκενωθεί ταχέως, η ροπή στήριξης δεν μεταβάλλεται, ενώ η ροπή ανατροπής μεγαλώνει, επειδή το υλικό του φράγματος δεν βρίσκεται πλέον υπό άνωση. Συνεπώς: $M_o = 20 \times 400 \times 10 = 80000 \text{ kNm/m}$. Επομένως, ο συντελεστής ασφαλείας είναι:

$$F' = \frac{M_r}{M_o} = \frac{67500}{80000} = 0.84 < 1$$

Τούτο σημαίνει ότι το φράγμα δεν θα πρέπει να εκκενωθεί ταχέως, επειδή υπάρχει κίνδυνος αστοχίας.

Παράδειγμα 12.3

Η διάταξη που φαίνεται στο Σχήμα 12.3-1 αποτελείται από δύο δοχεία συνδεδεμένα με ελαστικό σωλήνα. Το αριστερό δοχείο περιέχει άμμο (σε βάθος $L = 20 \text{ cm}$) με τα εξής γεωτεχνικά χαρακτηριστικά: γωνία τριβής $\phi = 35^\circ$, ξηρή πυκνότητα $\rho_x = 1.8 \text{ Mg/m}^3$, πυκνότητα στερεών κόκκων $\rho_s = 2.70 \text{ Mg/m}^3$ και πορώδες $n = 35\%$. Πάνω στην άμμο έχει τοποθετηθεί ένα κυλινδρικό αντικείμενο (βάρους) με διάμετρο βάσης $d = 5 \text{ cm}$ και μάζα



Σχήμα 12.3-1: Παράδειγμα 12.3

$M = 1 \text{ kg}$. Το δεξί δοχείο περιέχει νερό και επικοινωνεί ελεύθερα με το αριστερό δοχείο διαμέσου του ελαστικού σωλήνα.

1. Να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας της θεμελίωσης (έδρασης) του βάρους στην άμμο, όταν η στάθμη του νερού στο δεξί δοχείο είναι χαμηλότερα από τη βάση του αριστερού δοχείου (θέση I). Θεωρείστε ότι στην περίπτωση αυτή η άμμος είναι ξηρή.
2. Να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας της θεμελίωσης (έδρασης) του βάρους στην άμμο, όταν το δεξί δοχείο ανυψωθεί (θέση II), έτσι ώστε η στάθμη του νερού στα δύο δοχεία να ταυτίζεται με την επιφάνεια της άμμου.
3. Να προσδιορισθεί το ύψος h , στο οποίο πρέπει να ανυψωθεί το δεξί δοχείο (θέση III), ώστε η έδραση του βάρους στο αριστερό δοχείο να αστοχήσει (δηλαδή το βάρος να βυθισθεί στην άμμο).

Λύση:

Προσδιορισμός του δείκτη πόρων της άμμου:

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.35}{1-0.35} = 0.538$$

Προσδιορισμός του ποσοστού υγρασίας, όταν η άμμος κορεσθεί με νερό (θέσεις II και III):

$$w = \frac{Se \rho_w}{\rho_s} = \frac{1 \times 0.538 \times 1}{2.70} = 0.20$$

Προσδιορισμός της κορεσμένης πυκνότητας της άμμου:

$$\rho_{\text{κορ}} = \rho_s \left(\frac{1+w}{1+e} \right) = 2.70 \times \frac{1.20}{1.538} = 2.11 \text{ Mg/m}^3$$

Εμβαδόν επιφάνειας έδρασης του βάρους M :

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.05^2}{4} = 0.001963 \text{ m}^2$$

Πίεση έδρασης του βάρους στο έδαφος:

$$\sigma_o = \frac{W}{A} = \frac{M g}{A} = \frac{1 \times 9.81}{0.001963} = 5000 \text{ N/m}^2 = 5 \text{ kPa}$$

1. Η φέρουσα ικανότητα της άμμου σε ξηρή κατάσταση (δηλαδή όταν το δεξί δοχείο βρίσκεται στη θέση I) είναι: $q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$, επειδή: $c = 0$, $q_s = u_o = 0$ και $\gamma = \gamma' = \gamma_{\text{ξηρ}}$.

Επιπλέον: $N_\gamma = 40$ (επειδή $\phi = 35^\circ$) και $S_\gamma = 0.60$ (κυκλικό θεμέλιο). Συνεπώς: $q_{ult} = 0.5 \times (1.8 \times 9.81) \times 0.05 \times 40 \times 0.60 = 10.6 \text{ kPa}$, οπότε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του θεμελίου είναι:

$$F_1 = \frac{q_{ult}}{\sigma_o} = \frac{10.6}{5} = 2.12$$

2. Όταν το δεξί δοχείο ανέλθει στη θέση II, η άμμος θα κορεσθεί, επειδή η στάθμη του νερού στα δύο δοχεία θα είναι ίδια (αρχή των συγκοινωνούντων δοχείων). Στην περίπτωση αυτή:

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma S_\gamma = \frac{1}{2} \times (2.11 - 1) \times 9.81 \times 0.05 \times 40 \times 0.60 = 6.53 \text{ kPa}$$

Οπότε ο νέος συντελεστής ασφαλείας είναι:

$$F_2 = \frac{q_{ult}}{\sigma_o} = \frac{6.53}{5} = 1.31$$

Η μείωση του συντελεστή ασφαλείας είναι σημαντική (από 2.12 σε 1.31) όταν η άμμος βρίσκεται υπό άνωση.

3. Στην περίπτωση που το δεξί δοχείο ανέλθει πάνω από τη θέση II (στη θέση III), θα δημιουργηθεί ανισοσταθμία της επιφάνειας του νερού μεταξύ των δύο δοχείων και συνεπώς ροή νερού από το δεξί δοχείο προς το αριστερό. Η ροή διαμέσου της άμμου έχει διεύθυνση από κάτω προς τα άνω και υδραυλική κλίση $i = h / L$. Στην περίπτωση αυτή, το "ενεργό" βάρος της άμμου είναι $\gamma'' = \gamma' - i\gamma_w$ (βλέπε Κεφάλαιο 4), οπότε η φέρουσα ικανότητα της άμμου είναι:

$$q_{ult} = \frac{1}{2} (\gamma' - i\gamma_w) B N_\gamma S_\gamma \quad (12.3-1)$$

Από την ανωτέρω σχέση προκύπτει ότι, αν η υδραυλική κλίση της ροής γίνει κρίσιμη: $i_{cr} = \gamma' / \gamma_w$, η φέρουσα ικανότητα της άμμου μηδενίζεται (κατάσταση ρευστοποίησης).

Για να αστοχήσει η άμμος υπό το βάρος M , θα πρέπει: $q_{ult} = \sigma_o$, οπότε η σχέση (1) δίνει:

$$i = \frac{1}{\gamma_w} \left[\gamma' - \frac{2\sigma_o}{B N_\gamma S_\gamma} \right] = \frac{1}{9.81} \times \left[(2.11 - 1) \times 9.81 - \frac{2 \times 5}{0.05 \times 40 \times 0.60} \right] = 0.261$$

Συνεπώς: $h = i \cdot L = 0.261 \times 20 = 5.2 \text{ cm}$, δηλαδή αρκεί η στάθμη του δεξιού δοχείου να ανέλθει 5.2 cm πάνω από την επιφάνεια της άμμου για να βυθιστεί το βάρος (να αστοχήσει).

Σημείωση: Για να επιτευχθεί κατάσταση ρευστοποίησης της άμμου, απαιτείται μεγαλύτερη ανύψωση του δεξιού δοχείου. Επειδή: $i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{2.11 - 1}{1} = 1.11$, η απαιτούμενη ανύψωση είναι:

$$h_{cr} = i_{cr} \cdot L = 1.11 \times 20 = 22.2 \text{ cm}.$$

Παράδειγμα 12.4

Να προσδιορισθεί το απαιτούμενο πάχος (B) του τοίχου αντιστήριξης από άοπλο σκυρόδεμα ($\gamma_{σκ} = 22 \text{ kN/m}^3$) του Σχήματος 12.4-1, ώστε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης να είναι τουλάχιστον 1.5 και ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής τουλάχιστον 2. Να θεωρηθεί ότι η γωνία τριβής γαιών-τοίχου στην ανάντη παρειά του τοίχου είναι μηδέν, ενώ η αντίστοιχη γωνία τριβής στη βάση του τοίχου είναι $\delta = 35^\circ$. Να θεωρηθεί επίσης ότι το έδαφος θεμελίωσης του τοίχου παρέχει επαρκή ασφάλεια έναντι αστοχίας (έχει επαρκή φέρουσα ικανότητα).

Για τις εδαφικές στρώσεις δίνονται:
 Στρώση I: $c = 0$, $\phi = 30^\circ$, $\rho = 1.7 \text{ Mg/m}^3$,
 $\rho_{\text{κορ}} = 1.9 \text{ Mg/m}^3$.
 Στρώση II: $c = 0$, $\phi = 40^\circ$, $\rho_{\text{κορ}} = 2 \text{ Mg/m}^3$.

Λύση:

Επειδή η γωνία τριβής γαιών-τοιχού στην ανάντη παρειά του τοίχου είναι μηδέν, κατά την ολίσθηση του τοίχου μπορεί να αναπτυχθεί κατάσταση αστοχίας τύπου Rankine. Οι συντελεστές ενεργητικής ώθησης στην περίπτωση αυτή είναι:

Στρώση I:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

Στρώση II:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{40}{2} \right) = 0.217$$

Οι ενεργητικές ωθήσεις πίσω από τον τοίχο σε διάφορα βάθη είναι:

Βάθος $z = 0$: $\sigma_h = \sigma'_h = K_a \sigma'_v = 0.333 \times 10 = \underline{3.33 \text{ kPa}}$

Βάθος $z = 2 \text{ m}$: $\sigma_h = \sigma'_h = 0.333 \times (10 + 2 \times 17) = \underline{14.7 \text{ kPa}}$

Βάθος $z = 4^- \text{ m}$: $\sigma'_h = 0.333 \times (10 + 2 \times 17 + 2 \times (19 - 10)) = 0.333 \times 62 = 20.6 \text{ kPa}$
 $\sigma_h = 20.6 + 2 \times 10 = \underline{40.6 \text{ kPa}}$

Βάθος $z = 4^+ \text{ m}$: $\sigma'_h = 0.217 \times 62 = 13.5 \text{ kPa}$
 $\sigma_h = 13.5 + 2 \times 10 = \underline{33.5 \text{ kPa}}$

Βάθος $z = 8 \text{ m}$: $\sigma'_h = 0.217 \times (62 + 4 \times (20 - 10)) = 22.1 \text{ kPa}$
 $\sigma_h = 22.1 + 6 \times 10 = \underline{82.1 \text{ kPa}}$

Ωθηση γαιών στον τοίχο (ανά μέτρο μήκους του τοίχου):

$$P_a = 0.5 \times (3.33 + 14.7) \times 2 + 0.5 \times (14.7 + 40.6) \times 2 + 0.5 \times (33.5 + 82.1) \times 4 =$$

$$= 18.03 + 55.30 + 231.20 = 304.5 \text{ kN/m}$$

Το σημείο εφαρμογής της οριζόντιας ώθησης P_a (βάθος z_o από την επιφάνεια) υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (ισορροπία ροπών):

$$z_o \times 304.5 = 18.03 \times \frac{2 \times (3.33 + 2 \times 14.7)}{3 \times (3.33 + 14.7)} +$$

$$+ 55.30 \times \left[\frac{2 \times (14.7 + 2 \times 40.6)}{3 \times (14.7 + 40.6)} + 2 \right] + 231.20 \times \left[\frac{4 \times (33.5 + 2 \times 82.1)}{3 \times (33.5 + 82.1)} + 4 \right]$$

Οπότε: $z_o = 5.41 \text{ m}$.

(α) Έλεγχος ευστάθειας έναντι ολίσθησης:

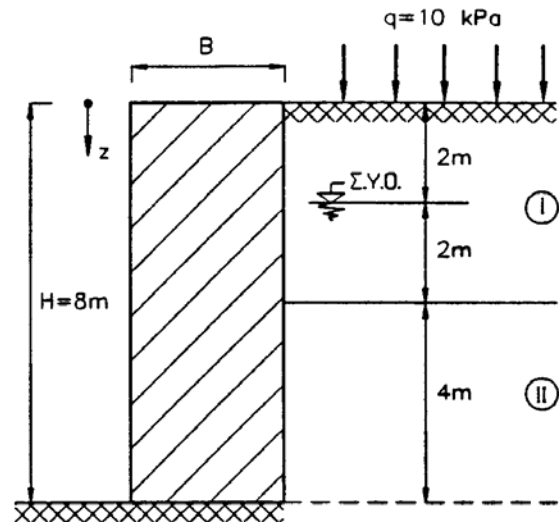
Βάρος τοίχου: $W = B H \gamma_{\text{σκ}}$

Ασφάλεια έναντι ολίσθησης: $W \cdot \tan \phi > 1.50 P_a$, δηλαδή:

$$B > \frac{1.50 P_a}{H \gamma_{\text{σκ}} \tan \delta} = \frac{1.50 \times 304.5}{8 \times 22 \times \tan(35)} = 3.71 \text{ m}$$

(β) Έλεγχος ευστάθειας έναντι ανατροπής:

Ροπή ανατροπής: $M = P_a \cdot (H - z_o) = 304.5 \times (8 - 5.41) = 788.66 \text{ kNm/m}$.



Σχήμα 12.4-1: Παράδειγμα 12.4

Ροπή ευσταθείας: $M_{\sigma} = W \cdot \frac{B}{2} = \frac{1}{2} H B^2 \gamma_{\sigma\kappa}$

Ασφάλεια έναντι ανατροπής:

$$M_{\sigma} > 2M \Rightarrow B > \sqrt{\frac{4M_a}{H\gamma_{\sigma\kappa}}} = \sqrt{\frac{4 \times 788.66}{8 \times 22}} = 4.23 \text{ m}$$

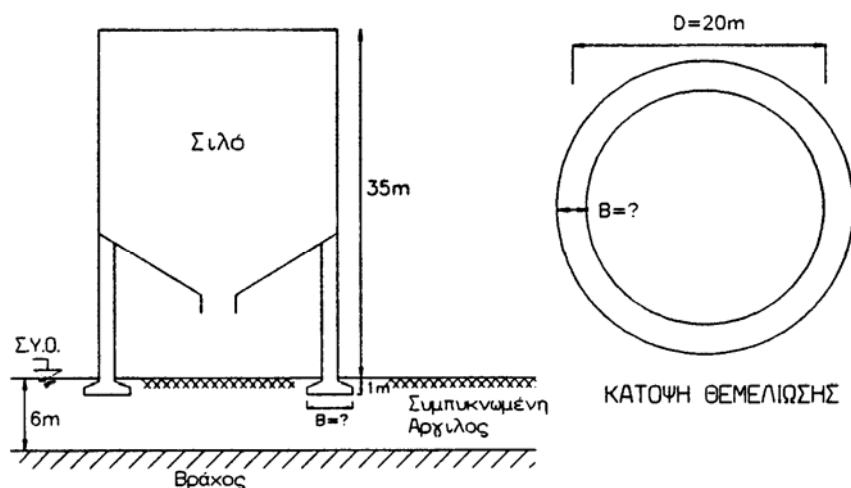
Συνεπώς, το ελάχιστο απαιτούμενο πάχος του τοίχου είναι:

$$B = \max \{3.71, 4.23\} = 4.23 \text{ m}$$

Σημείωση: Στο συγκεκριμένο παράδειγμα, κρίσιμος ήταν ο έλεγχος ασφαλείας έναντι ανατροπής.

Παράδειγμα 12.5

Σιλό αποθήκευσης γεωργικών προϊόντων, διαμέτρου $D = 30 \text{ m}$ και βάρους $W = 2250 \text{ τόννων}$ ($= 22.5 \text{ MN}$), πρόκειται να θεμελιωθεί στο έδαφος του Σχήματος 12.5-1, που αποτελείται από μία αργιλική στρώση πάχους 6 μέτρων και τον υποκείμενο βράχο.



Σχήμα 12.5-1: Παράδειγμα 12.5

Από τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας διαπιστώθηκε ότι η άργιλος είχε αποτεθεί προσφάτως με την απόρριψη προϊόντων εκσκαφών (μπάζων) από γειτονικές περιοχές και οι ιδιότητές της παρουσίαζαν σημαντική μεταβλητότητα από θέση σε θέση. Εκτιμήθηκε, λοιπόν, ότι η θεμελίωση του σιλό στην άργιλο αυτή θα προκαλούσε σημαντικές διαφορικές υποχωρήσεις του εδάφους και αποφασίστηκε η βελτίωση του εδάφους θεμελίωσης με αφαίρεση όλης της αργίλου (πάχους 6 μέτρων) στην περιοχή έδρασης του σιλό και στη συνέχεια επανατοποθέτησή της σε στρώσεις πάχους 0.50 μέτρων και συμπίκνωση κάθε στρώσης με οδοστρωτήρα, μέχρι την αρχική στάθμη του εδάφους.

Για τον έλεγχο των χαρακτηριστικών συμπίκνωσης της αργίλου έγιναν οι εξής δοκιμές:

- (α) Δοκιμή συμπίκνωσης κατά τη μέθοδο Proctor, από την οποία διαπιστώθηκε ότι η βέλτιστη υγρασία συμπίκνωσης είναι $w_{opt} = 10\%$ και η αντίστοιχη μέγιστη ξηρή πυκνότητα είναι $\rho_{d,max} = 2.04 \text{ Mg/m}^3$. Η πυκνότητα των στερεών κόκκων της αργίλου είναι $\rho_s = 2.65 \text{ Mg/m}^3$. Με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών συμπίκνωσης αποφασίστηκε ότι η άργιλος πρέπει να συμπεκνωθεί στη βέλτιστη υγρασία (10%) και ο αριθμός διελεύσεων του οδοστρωτήρα κατά τη συμπίκνωση κάθε στρώσης να είναι τέτοιος που να επιτευχθεί ξηρή πυκνότητα ίση με 90% της μέγιστης (**Σημείωση:** τούτο συνήθως αναφέρεται ως "συμπύκνωση στο 90% της μέγιστης πυκνότητας").
- (β) Δοκιμή συμπίεσομέτρου σε δείγμα της αργίλου που συμπεκνώθηκε στο 90% της μέγιστης πυκνότητας. Κατά τη δοκιμή μετρήθηκαν:

1. Τάση προφόρτισης: $\sigma'_{vm} = 300$ kPa.
 2. Συντελεστής συμπιεστότητας, για τάσεις μικρότερες από την τάση προφόρτισης: $C_r = 0.01$.
 3. Συντελεστής συμπιεστότητας, για τάσεις μεγαλύτερες από την τάση προφόρτισης: $C_c = 0.09$.
- (γ) Δοκιμές κυλινδρικής τριαξονικής συμπίεσης σε δείγματα της αργίλου που συμπυκνώθηκαν στο 90% της μέγιστης πυκνότητας για τη μέτρηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής της. Οι δοκιμές αυτές έγιναν χωρίς στερεοποίηση των δοκιμών (δοκιμές τύπου UU), ώστε να προσομοιωθούν οι επιτόπου συνθήκες φόρτισης της συμπυκνωμένης αργίλου. Ειδικότερα, στα δοκίμια επιβλήθηκε η πίεση της κυψέλης (σ_c) χωρίς στράγγιση (με κλειστή τη βαλβίδα στράγγισης) και στη συνέχεια αυξήθηκε το κατακόρυφο φορτίο χωρίς στράγγιση μέχρι την αστοχία των δοκιμών. Κατά τις δοκιμές μετρήθηκαν: το μέτρο Ελαστικότητας υπό αστράγγιστες συνθήκες (E_u), η κατακόρυφη ολική τάση κατά την αστοχία (σ_{1f}) και η αντίστοιχη πίεση πόρων κατά την αστοχία (u_f). Συνολικά έγιναν τέσσερις δοκιμές με πιέσεις κυψέλης 0, 100, 200 και 400 kPa, των οποίων τα αποτελέσματα φαίνονται στον Πίνακα 12.5-1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 12.5-1

Δοκιμή	σ_c (kPa)	σ_{1f} (kPa)	u_f (kPa)	E_u (MPa)
1	0	99	-25	10
2	100	251	52	12
3	200	404	129	14
4	400	709	282	15

Η θεμελίωση του σιλό πρόκειται να γίνει με συνεχές περιμετρικό πέδιλο (κυκλική δοκό), διαμέτρου 20 μέτρων, σε βάθος $d = 1$ m από την επιφάνεια του εδάφους.

Ζητείται να προσδιορισθεί το ελάχιστο πλάτος (B) του πεδίου, εάν:

1. Η μέγιστη ανεκτή υποχώρηση του σιλό είναι 10 cm.
2. Ο απαιτούμενος συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως του εδάφους θεμελίωσης είναι $F = 3$. Να ελεγχθεί η θραύση του εδάφους (α) αμέσως μετά την κατασκευή του σιλό και (β) μετά τη στερεοποίηση της αργίλου. Να θεωρηθεί ότι η Στάθμη του Υπογείου Ορίζοντα (ΣΥΟ) βρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους.

Λύση:

Από τη γενικότερη εμπειρία με τη συμπεριφορά επιφανειακών θεμελίων σε αργίλους, είναι γνωστό ότι συνήθως ο έλεγχος αστοχίας του εδάφους αμέσως μετά την κατασκευή του έργου είναι δυσμενέστερος απ' ότι ο έλεγχος μετά τη στερεοποίηση του εδάφους θεμελίωσης, επειδή κατά τη στερεοποίηση η αντοχή του εδάφους αυξάνει. Επιπλέον, στη συγκεκριμένη περίπτωση οι ανεκτές υποχωρήσεις της κατασκευής είναι μεγάλες (10 cm), προφανώς λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας του φορέα (περιμετρικό κυλινδρικό τοίχωμα) που δεν επιτρέπει τις διαφορικές υποχωρήσεις του εδάφους. Μπορεί, μάλιστα, να παρατηρηθεί ότι ακόμη και ο ανωτέρω περιορισμός των 10 cm επιβάλλεται κυρίως για λόγους λειτουργικότητας της κατασκευής (π.χ. σωληνώσεις, υψόμετρα φορτο-εκφόρτωσης κλπ) παρά για την ικανοποίηση στατικών απαιτήσεων. Λόγω, λοιπόν, της μεγάλης ανεκτής υποχώρησης του εδάφους εκτιμάται ότι το πλάτος (B) της δοκού θεμελίωσης θα προσδιορισθεί από τον έλεγχο αστοχίας αμέσως μετά την κατασκευή του σιλό και στη συνέχεια η θεμελίωση θα ελεγχθεί μετά τη στερεοποίηση του εδάφους έναντι αστοχίας και έναντι υπερβολικών υποχωρήσεων.

1. Έλεγχος αστοχίας του εδάφους αμέσως μετά την κατασκευή του σιλό.

Ο έλεγχος θα γίνει ως προς τις ολικές τάσεις (αστράγγιστη φόρτιση) και συνεπώς θα προσδιορισθούν οι παράμετροι διατμητικής αντοχής της συμπυκνωμένης αργίλου ως προς τις ολικές τάσεις. Το Σχήμα 12.5-2 παρουσιάζει τους κύκλους Mohr ολικών τάσεων κατά

την αστοχία από τις τέσσερις δοκιμές UU που εκτελέσθηκαν (προφανώς: $\sigma_{3f} = \sigma_c$). Από την κοινή περιβάλλουσα αστοχίας προκύπτει ότι:

$$c_u = 40 \text{ kPa}, \quad \phi_u = 12^\circ$$

Σημειώνεται ότι οι ανωτέρω τέσσερις τριαξονικές δοκιμές είναι αστράγγιστες και έγιναν χωρίς προηγούμενη στερεοποίηση. Συνεπώς, εάν τα δοκίμια ήταν πλήρως κορεσμένα, θα έπρεπε η περιβάλλουσα των ολικών τάσεων να είναι οριζόντια (δηλαδή: $\phi_u = 0$). Στην προκείμενη περίπτωση η περιβάλλουσα δεν είναι οριζόντια, επειδή η συμπυκνωμένη άργιλος **δεν είναι κορεσμένη**. Πράγματι:

$$\begin{aligned} \rho_d &= 0.90 \times \rho_{d, \max} = 0.90 \times 2.04 = 1.836 \text{ Mg/m}^3 \\ \rho_d &= \rho_s \left(\frac{1}{1+e} \right) \Rightarrow e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2.65}{1.836} - 1 = 0.443 \\ \rho_\sigma w &= S e \rho_w \Rightarrow S = \frac{\rho_\sigma w}{e \rho_w} = \frac{2.65 \times 0.10}{0.443 \times 1} = 0.598 \end{aligned}$$

δηλαδή ο βαθμός κορεσμού της συμπυκνωμένης αργίλου είναι περίπου 60%. Στα μήκορεσμένα εδάφη (στα οποία η περιβάλλουσα αστοχίας ολικών τάσεων δεν είναι οριζόντια) η αστράγγιστη διατμητική αντοχή δεν ορίζεται μονοσήμαντα, επειδή οι κύκλοι Mohr ολικών τάσεων κατά την αστοχία δεν έχουν την ίδια ακτίνα, αλλά η ακτίνα τους αυξάνει όσο αυξάνει η πίεση της κυνέλης (βλέπε Σχήμα 12.5-2).

Για τον έλεγχο αστοχίας αμέσως μετά την κατασκευή θα χρησιμοποιηθεί η περιβάλλουσα αστοχίας ολικών τάσεων που προσδιορίστηκε από τις δοκιμές ($c_u = 40 \text{ kPa}$, $\phi_u = 12$ μοίρες). Από τη γωνία τριβής ($\phi_u = 12$ μοίρες) προσδιορίζονται οι συντελεστές αστοχίας: $N_c = 11$, $N_\gamma = 1.5$ και $N_q = 3.2$. Η πυκνότητα του εδαφικού υλικού υπολογίζεται από τη σχέση:

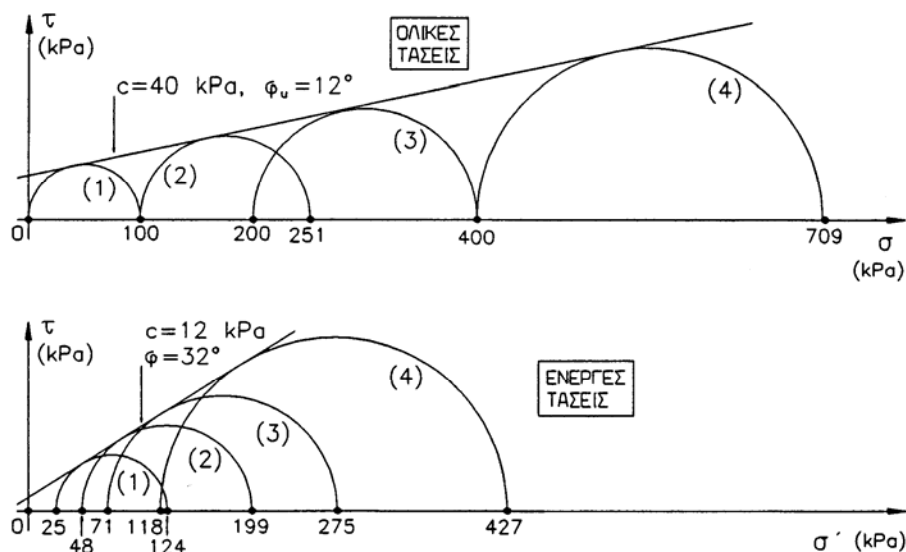
$$\rho = \rho_\sigma \left(\frac{1+w}{1+e} \right) = 2.65 \times \frac{1+0.10}{1+0.443} = 2.02 \text{ Mg/m}^3$$

και συνεπώς: $\gamma = \rho g = 2.02 \times 10 = 20.2 \text{ kN/m}^3$.

Λόγω της μεγάλης διαμέτρου του κυκλικού θεμελίου, ο έλεγχος αστοχίας μπορεί να γίνει με χρήση του τύπου που ισχύει για απειρομήκη λωρίδα (ως προς τις ολικές τάσεις):

$$q_{ult} = c_u N_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma + \gamma d N_q \quad (12.5-1)$$

Επιπλέον:



Σχήμα 12.5-2: Παράδειγμα 12.5

$$q_{ult} = F \cdot q_{\varepsilon\pi} = F \cdot \frac{W}{\pi DB} \quad (12.5-2)$$

όπου πD είναι το μήκος της κυκλικής δοκού θεμελίωσης, B το πλάτος της και F ο συντελεστής ασφαλείας. Με εξίσωση των σχέσεων (1) και (2) προκύπτει ότι:

$$3 \times \frac{22500}{3.14 \times 20 \times B} = 40 \times 11 \times \frac{1}{2} \times B \times 20.2 \times 1.5 + 20.2 \times 1 \times 3.2$$

δηλαδή: $B = 2$ m. Για το πλάτος αυτό, το οριακό φορτίο αστοχίας υπολογίζεται από τη σχέση (1) και είναι: $q_{ult} = 537$ kPa ($= 5.4$ kg/cm²), οπότε η επιτρεπόμενη τάση έδρασης του θεμελίου είναι: $q_{\varepsilon\pi} = 537 / 3 = 179$ kPa ($= 1.8$ kg/cm²).

2. Έλεγχος αστοχίας του εδάφους μετά τη στερεοποίηση

Ο έλεγχος θα γίνει με χρήση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής που προκύπτουν από την περιβάλλουσα αστοχίας ενεργών τάσεων. Το Σχήμα 12.5-2 παρουσιάζει τους κύκλους Mohr ενεργών τάσεων των τεσσάρων δοκιμών κατά την αστοχία. Οι κύκλοι αυτοί υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\sigma'_{1f} = \sigma_{1f} - u_f, \quad \sigma'_{3f} = \sigma_c - u_f$$

Η κοινή εφαπτομένη των τεσσάρων κύκλων δίνει τις εξής παραμέτρους διατμητικής αντοχής:

$$c = 12 \text{ kPa}, \quad \phi = 32 \text{ μοίρες}$$

Μετά τη στερεοποίηση, η ΣΥΟ θα ευρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους και συνεπώς η άργιλος θα έχει κορεσθεί, οπότε:

$$w = \frac{Se \rho_w}{\rho_\sigma} = \frac{1 \times 0.443 \times 1}{2.65} = 0.167 = 16.7\%$$

και η πυκνότητά της θα είναι:

$$\rho_{\text{κορ}} = \rho_\sigma \left(\frac{1+w}{1+e} \right) = 2.65 \times \frac{1+0.167}{1+0.443} = 2.14 \text{ Mg/m}^3$$

και το υπό άνωση ειδικό βάρος της: $\gamma' = (\rho - \rho_w) g = (2.14 - 1) \times 10 = 11.4 \text{ kN/m}^3$.

Η υδροστατική πίεση στη στάθμη έδρασης του θεμελίου είναι: $u_o = \gamma_w d = 10 \times 1 = 10$ kPa. Συνεπώς, η οριακή πίεση αστοχίας είναι:

$$q_{ult} = u_o + c N_c + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + (\gamma d - u_o) N_q$$

Για τη γωνία τριβής ($\phi = 32^\circ$), οι παράμετροι αντοχής έχουν τις εξής τιμές: $N_c = 43$, $N_\gamma = 24$, $N_q = 27$, οπότε, η οριακή πίεση αστοχίας είναι:

$$q_{ult} = 10 + 12 \times 43 + \frac{1}{2} \times 11.4 \times 2 \times 24 + (21.4 \times 1 - 10) \times 27 = 1107.4 \text{ kPa}$$

και η επιτρεπόμενη τάση: $q_{\varepsilon\pi} = 1107.4 / 3 = 370$ kPa. Είναι προφανές ότι η οριακή πίεση αστοχίας μετά τη στερεοποίηση αυξήθηκε σημαντικά (1107 kPa σε σχέση με την τιμή 537 kPa που ίσχυε αμέσως μετά την κατασκευή του σιλό). Συνεπώς, κρίσιμη από πλευράς αστοχίας του εδάφους θεμελίωσης είναι η κατάσταση αμέσως μετά την κατασκευή του σιλό.

3. Έλεγχος των υποχωρήσεων της κατασκευής

Η υποχώρηση του σιλό έχει δύο συνιστώσες:

- Την **άμεση υποχώρηση**, που εκδηλώνεται κατά την κατασκευή του και οφείλεται στην αστράγγιστη επιβολή της φόρτισης. Υποχωρήσεις αυτού του τύπου συμβαίνουν ακόμη και στα κορεσμένα εδάφη, τα οποία παραμορφώνονται υπό σταθερό όγκο (δηλαδή η υποχώρηση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο συνοδεύεται από ανύψωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο).
- Την υποχώρηση λόγω **στερεοποίησης** του εδάφους υπό το βάρος της κατασκευής.

Στα επόμενα εκτιμάται χωριστά το μέγεθος κάθε μιας από τις ανωτέρω συνιστώσες της υποχώρησης του σιλό.

(α) Άμεση υποχώρηση

Το Σχήμα 12.5-3 παρουσιάζει το διάγραμμα που προτάθηκε από τους Janbu, Bjerrum και Kjaernsli (1956) για τον υπολογισμό της άμεσης υποχώρησης κάτω από εύκαμπτα θεμέλια. Η άμεση υποχώρηση δίνεται από τη σχέση:

$$\delta_i = \mu_1 \mu_o \frac{qB}{E_u}$$

όπου q είναι η επιφόρτιση, B το πλάτος του θεμελίου, E_u το αστράγγιστο μέτρο Ελαστικότητας του εδάφους και μ_1 , μ_o συντελεστές σχήματος που δίνονται στο διάγραμμα. Στην προκειμένη περίπτωση: $H = 5$ m, $D = 1$ m, $B = 2$ m, $L = \infty$, $q = 179$ kPa, $E_u = 10$ MPa (για $\sigma_c = 0$), οπότε: $\mu_1 = 0.90$, $\mu_o = 1.0$ και συνεπώς:

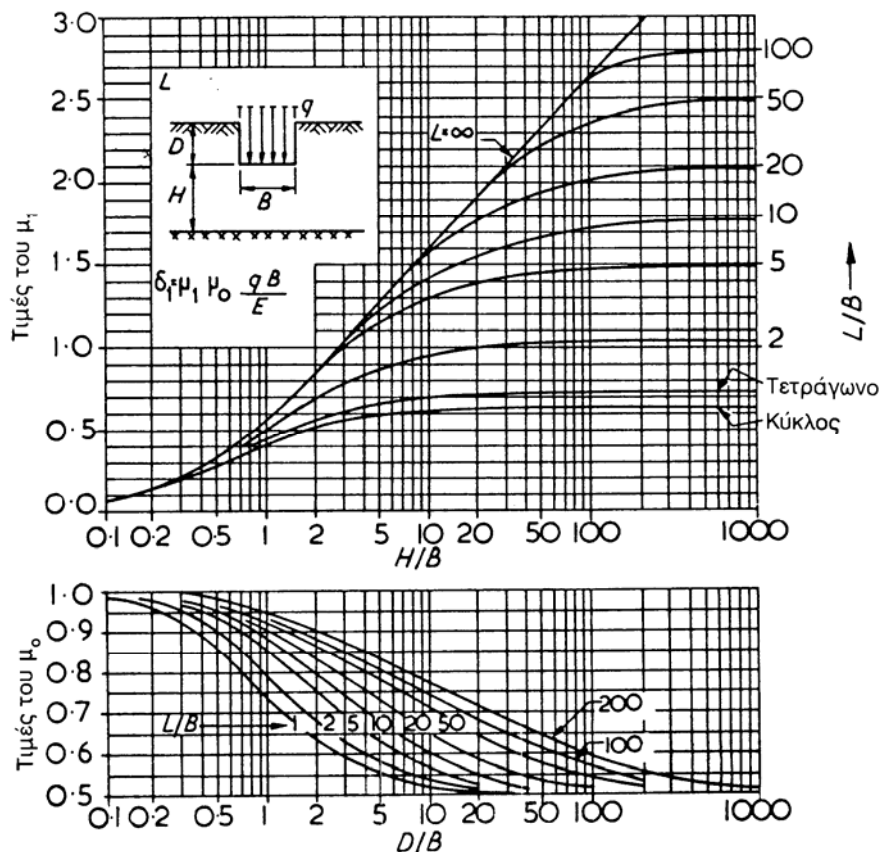
$$\delta_i = 0.90 \times 1.0 \times \frac{179 \times 200}{10000} = 3.2 \text{ cm}$$

Η ανωτέρω εκτίμηση της άμεσης υποχώρησης έγινε με την παραδοχή ότι η άργιλος είναι κορεσμένη. Στην προκειμένη περίπτωση (όπως υπολογίσθηκε παραπάνω) η άργιλος δεν είναι πλήρως κορεσμένη ($S = 60\%$) και συνεπώς η πραγματική άμεση υποχώρηση θα είναι κατά τι μεγαλύτερη από την υπολογισθείσα.

(β) Υποχώρηση στερεοποίησης

Παρόλον ότι η φόρτιση του εδάφους από το θεμέλιο του σιλό δεν αντιστοιχεί σε συνθήκες μονοδιάστατης συμπίεσης, η υποχώρηση λόγω στερεοποίησης του εδάφους μπορεί να υπολογισθεί (σε πρώτη προσέγγιση) με θεώρηση μονοδιάστατης στερεοποίησης.

Επειδή κατά τη δοκιμή συμπιεσομέτρου που εκτελέσθηκε στη συμπυκνωμένη



Σχήμα 12.5-2: Παράδειγμα 12.5

αργίλο μετρήθηκε ισοδύναμη τάση προφόρτισης 300 kPa, ενώ η επιβαλλόμενη τάση στο έδαφος λόγω του βάρους του σιλό είναι μικρότερη (179 kPa), η συμπίεση της αργίλου θα γίνει με συντελεστή συμπίεστικότητας $C_r = 0.01$. Θεωρώντας ως αντιπροσωπευτικό στοιχείο ένα σημείο στο μέσον της αργιλικής στρώσης κάτω από το θεμέλιο ($z = 1+2.5 = 3.50$ m), όπου η αρχική ενεργός τάση είναι: $\sigma'_{vo} = 3.50 \times (21.4 - 10) = 40$ kPa, η υποχώρηση στερεοποίησης είναι:

$$\delta_c = H \cdot \Delta \varepsilon_v = H \frac{C_r}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + q}{\sigma'_{vo}} \right)$$

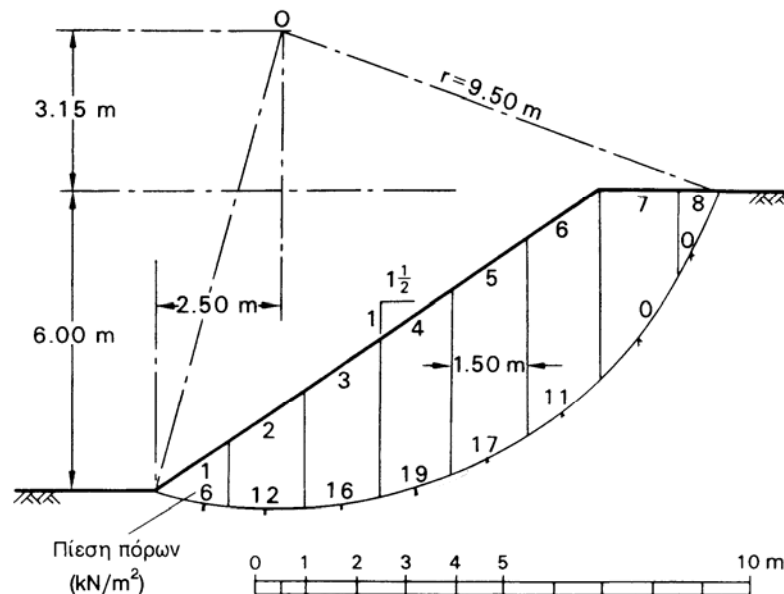
δηλαδή:

$$\delta_c = 500 \times \frac{0.01}{1+0.443} \times \log\left(\frac{40+179}{40}\right) = 2.56 \text{ cm}$$

Συνεπώς, η ολική υποχώρηση της κατασκευής θα είναι: $\delta = \delta_i + \delta_c = 3.2 + 2.6 = 5.8 \text{ cm}$, δηλαδή της τάξεως των 6 cm, υποχώρηση που είναι μικρότερη από τη μέγιστη ανεκτή υποχώρηση (10 cm).

Παράδειγμα 12.6

Με χρήση της μεθόδου λωρίδων Fellenius, να προσδιορισθεί ο συντελεστής ασφαλείας του πρανούς του Σχήματος 12.6-1 για τη συγκεκριμένη πιθανή επιφάνεια αστοχίας. Η πυκνότητα του εδαφικού υλικού είναι $\rho = 2 \text{ Mg/m}^3$ και οι παράμετροι διατμητικής αντοχής: $c = 10 \text{ kPa}$ και $\phi = 29$ μοίρες. Στο ίδιο Σχήμα είναι σημειωμένες και οι τιμές της πίεσης πόρων (u) σε kPa, στη βάση κάθε λωρίδας.



Σχήμα 12.6-1: Παράδειγμα 12.6

Λύση:

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα, οι εξωτερικές επιφορτίσεις είναι μηδέν ($P_i = H_i = 0$), και συνεπώς, ο συντελεστής ασφαλείας κατά τη μέθοδο λωρίδων Fellenius δίνεται από τη σχέση (βλέπε και εξισώσεις 12.29 και 12.30):

$$F = \frac{\sum_i [c_i \Delta l_i + (W_i \cos \theta_i - u_i \Delta l_i) \tan \phi_i]}{\sum_i W_i \sin \theta_i} \quad (12.6-1)$$

Το βάρος κάθε λωρίδας είναι: $W_i = \gamma b h_i$, όπου $\gamma = 2 \times 10 = 20 \text{ kN/m}^3$, $b = 1.50 \text{ m}$ και h_i το ύψος της λωρίδας. Οι ποσότητες: h_i , Δl_i , θ_i υπολογίζονται γραφικά (ή αναλυτικά) για κάθε λωρίδα, ενώ $\phi_i = \phi = 29^\circ$ και $c_i = 10 \text{ kPa}$. Οι απαιτούμενοι υπολογισμοί φαίνονται στον Πίνακα 12.6-1.

ΠΙΝΑΚΑΣ 12.6-1

Λωρίδα	h_i (m)	Δl_i (m)	θ_i (μοίρες)	W_i (kN/m)	u_i (kPa)	Αριθμητής*	Παρονομαστής*
1	0.76	1.55	-11.30	22.8	6	22.738	-4.468
2	1.80	1.50	-3.18	54.0	12	34.909	-2.996
3	2.73	1.55	8.43	81.9	16	46.661	12.007
4	3.40	1.60	17.10	102.0	19	53.189	29.992
5	3.87	1.70	26.90	116.1	17	58.372	52.528
6	3.89	1.95	37.16	116.7	11	59.163	70.492
7	2.94	2.35	49.82	88.2	0	55.043	67.387
8	1.10	2.15	59.93	33.0	0	30.665	28.559
ΑΘΡΟΙΣΜΑ:						360.741	253.500

* της σχέσης 12.6-1 (κάθε όρος του αθροίσματος)

Με βάση τα ανωτέρω, ο συντελεστής ασφαλείας για το συγκεκριμένο πιθανό κύκλο ολίσθησης είναι:

$$F = \frac{360.741}{253.500} = 1.423$$

Σημείωση: Για σύγκριση, ας υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας και με την απλοποιημένη μέθοδο Bishop.

